

10. エネルギー規範に基づく橋梁の耐震設計

10.1 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塑性率を評価指標として限界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^{1)~2)}の研究に始まり、秋山らの一連の研究^{3)~5)}の中でエネルギー入力の総量が地震荷重指標として位置づけられている。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た。このため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はより適用しやすい状況になっている。本章ではまず、エネルギー入力の総量が構造物の非線形履歴挙動を評価する際の地震荷重指標として適用性が高いことを動的応答解析に基づき示し、その後エネルギー入力の総量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。

10.2 エネルギー入力概念

ここではエネルギー入力概念⁶⁾について説明する。図10.1に示すような1方向の水平地震動を受ける1質点系モデルに対して粘性減衰を考慮すると振動方程式は(1)式のように書ける。

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + F(y) = -m\ddot{z}_0 \quad (1)$$

ここで、

- | | |
|-------------------|-----------------------|
| m : 質点の質量 | $c\dot{y}$: 粘性減衰力 |
| $F(y)$: 復元力 | $-m\ddot{z}_0$: 地震外力 |
| z_0 : 地震による地動変位 | y : 質点と地盤間の相対変位 |

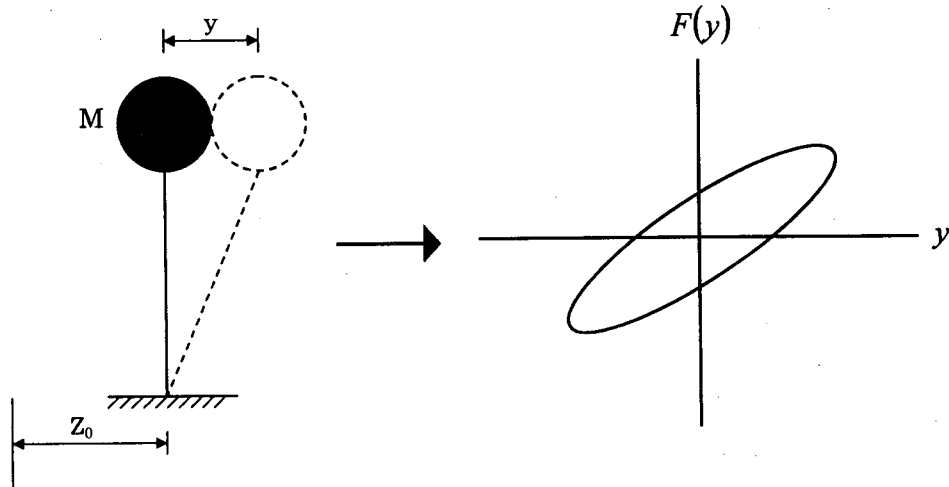


図10.1 1方向の水平地震動を受ける1質点系モデル

(1)式の両辺に $dy = \dot{y}dt$ を乗じて地震の全継続時間 t_0 にわたって積分すれば(2)式が得られる。これがエネルギーに基づく釣り合い式である。

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

右辺は地震終了時 ($t=t_0$) における地震動による振動系へのエネルギー入力の総量 E ，すなわち地震外力が系に対して行った仕事の総量を表している。

$$E = -m \int_0^{t_0} \ddot{z}_0 \dot{y} dt \quad (3)$$

左辺の第1項は部分積分を用いれば、

$$m \int_0^{t_0} \ddot{y} \dot{y} dt = \frac{1}{2} m \dot{y}_{t=t_0}^2$$

となり地震終了時の運動エネルギーを表す。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。左辺の第3項はばね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している。例えば、正弦波外力が作用した場合にはばねが弾性と仮定すると、定常状態に至るまでは外力の作用により系の応答は静止状態から増幅しはじめ、運動エネルギーと弾性ひずみエネルギーはエネルギー授受を繰り返しながら増加していく。この時外力により加えられたエネルギーは振動の成長と粘性減衰により消費される。系の応答が定常状態に達すると、1サイクルあたりに外力によって系に加えられるエネルギーと1サイクルあたりに粘性減衰により消費されるエネルギーが釣り合い応答は一定となる。この状態では運動エネルギーと弾性ひずみエネルギーは最大値が一定の状態エネルギー授受を繰り返して定常応答している。ばねが弾塑性変形する場合には粘性減衰が主に受け持っていたエネルギー消費の大部分を履歴エネルギー消費でまかなうことになる。一般的に弾塑性系では(2)式の左辺第3項の寄与が大きく、左辺第1項の運動エネルギーと左辺第2項は粘性減衰による吸収エネルギーの寄与は相対的に少ない。

道路橋示方書耐震設計編の標準波形に対して粘性減衰定数10%を考慮した線形エネルギースペクトルと完全弾塑性のバイリニアモデルを用いた非線形エネルギースペクトルを計算したものを図10.2～図10.7に示す。(3)式のエネルギー入力の総量は質量 m に依存するため(4)式により等価速度 V_E に換算し周期に対してプロットする。

$$V_E = \sqrt{\frac{2E}{m}} \quad (4)$$

非線形エネルギースペクトルを計算する際非線形パラメータは降伏荷重が質点重量の0.2倍～0.6倍の5ケースとし、その際の粘性減衰定数は2%考慮した。系の弾性固有周期は0.2～2.0秒の範囲で計算を行った。地震応答解析に使用した入力地震動をまとめて表10.1に示す。

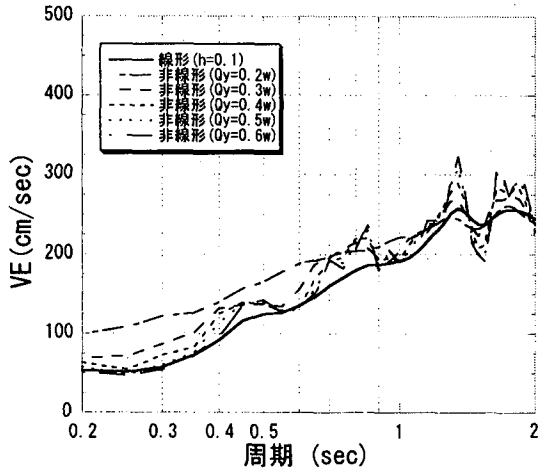


図 10.2 エネルギースペクトル
(TYPE I I種地盤 KAIHOKU_LG)

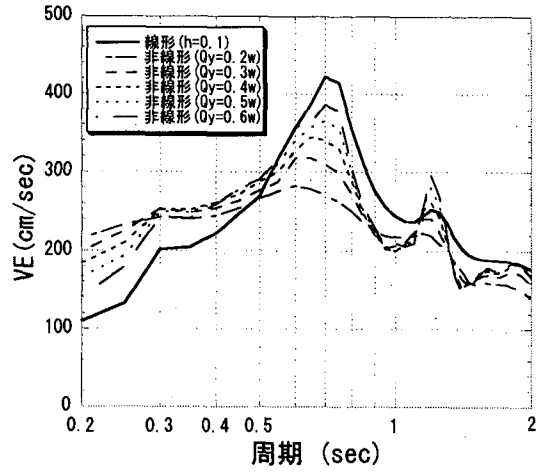


図 10.5 エネルギースペクトル
(TYPE II I種地盤 JMAKOBE_NS)

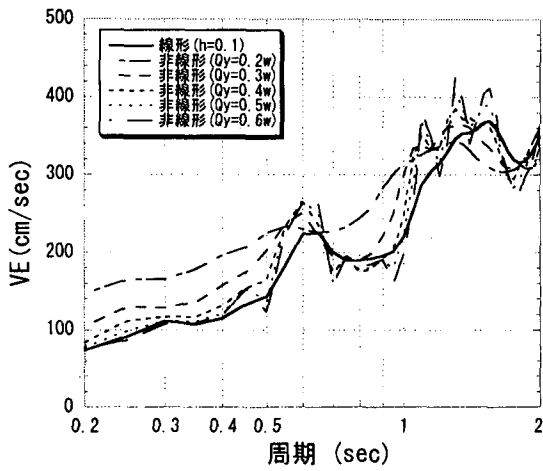


図 10.3 エネルギースペクトル
(TYPE I II種地盤 ITAJIMA_LG)

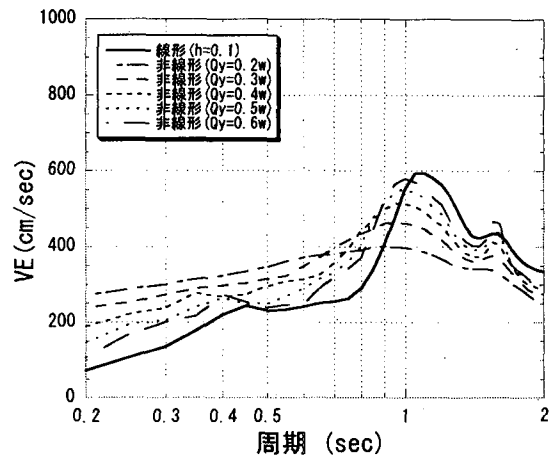


図 10.6 エネルギースペクトル
(TYPE II II種地盤 TAKATORI_NS)

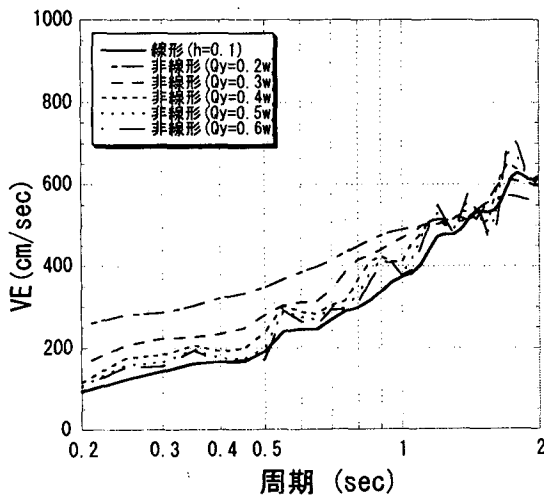


図 -10.4 エネルギースペクトル
(TYPE I III種地盤 TSUGARU_TR)

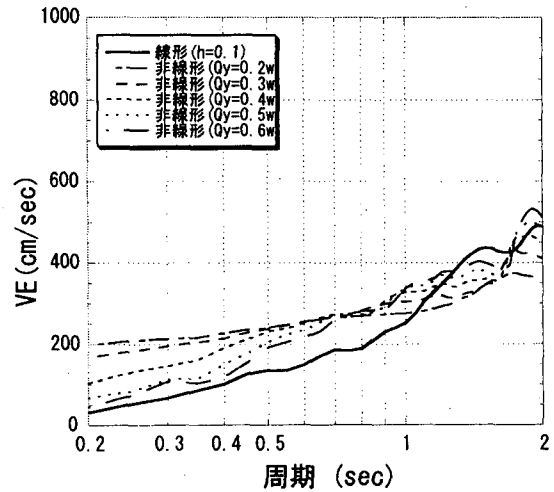


図 10.7 エネルギースペクトル
(TYPE II III種地盤 HIGASHI_N12W)

表 10.1 解析に用いた地震波

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(1988)	LG	424.0
KUSHIROGAWA EMB.LG		北海道東方沖地震(1994)	LG	438.5
(TYPE II)				
JMAKOB.E OBS.NS		兵庫県 南部地震(1995)	NS	812.0
JMAKOB.E 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 STANS		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

10.3 エネルギー入力地震荷重指標としての有効性⁷⁾

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塑性率との相関について検討を行った。また併せて既往の地震荷重指標とも比較検討した。

(1) 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を参考に弾性ひずみエネルギーと弾性変位を選択した。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塑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、弾性変位が塑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最大加速度に基づく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塑性率との相関を検討した。加速度応答スペクトルと変位応答スペクトル、いずれのスペクトルも粘性減衰定数5%のものを用いた。

(2) 塑性率と荷重指標の相関

10.2で計算に用いた線形および非線形パラメータを有する1自由度系モデルを用いて、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塑性率との相関係数を評価したものをまとめて図10.8～図10.12に示す。ただし、応答解析の結果、塑性率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塑性率との相関が低下するにも関わらず、エネルギー入力は総ての周期帯において塑性率に対して安定した高い相関を示している。相関係数の平均値で比較した場合、特に非線形エネルギー入力が塑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。

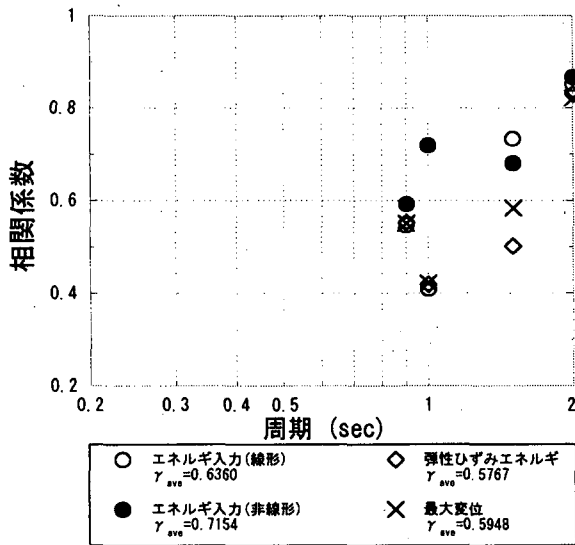


図 10.8 各種地震荷重指標の塑性率に対する相関係数
(降伏荷重 $Q_y=0.2W$)

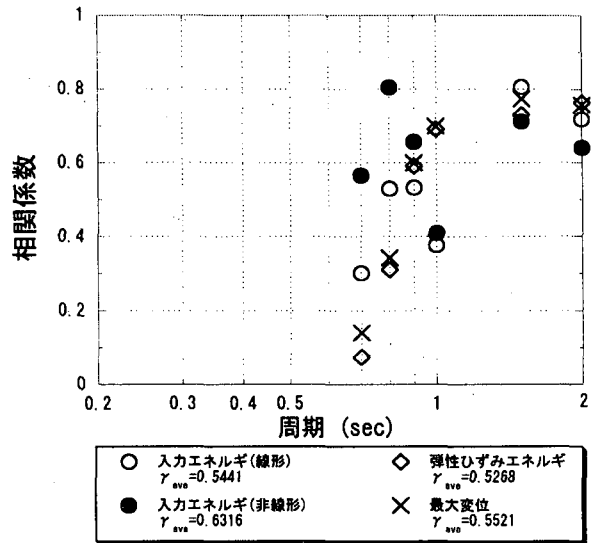


図 10.9 各地震荷重指標の塑性率に対する相関係数
(降伏荷重 $Q_y=0.3W$)

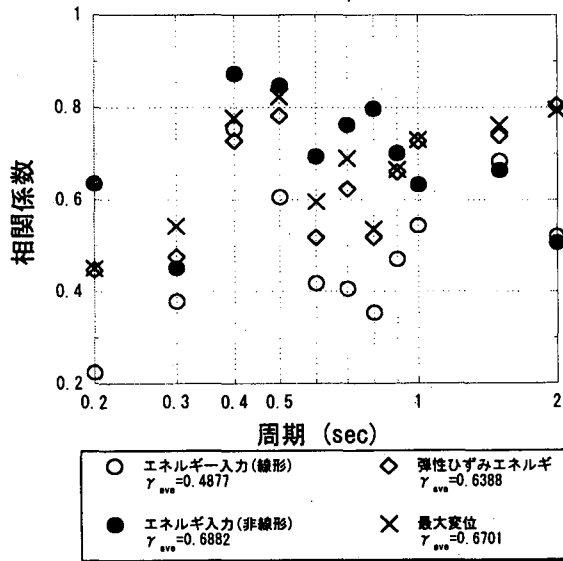


図 10.10 各地震荷重指標の塑性率に対する相関係数
(降伏荷重 $Q_y=0.4W$)

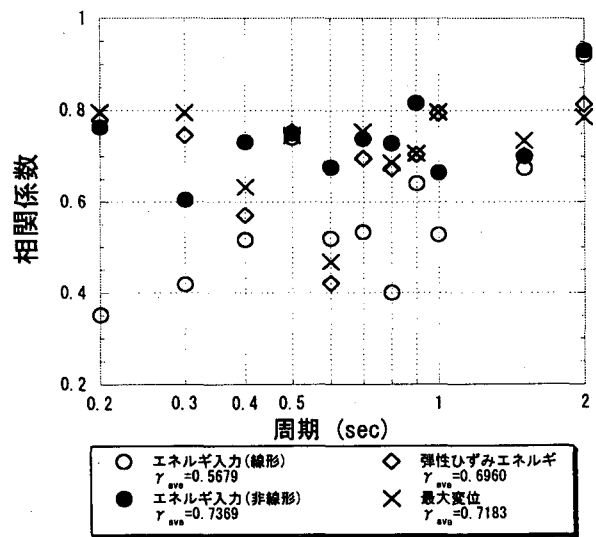


図 10.11 各地震荷重指標の塑性率に対する相関係数
(降伏荷重 $Q_y=0.5W$)

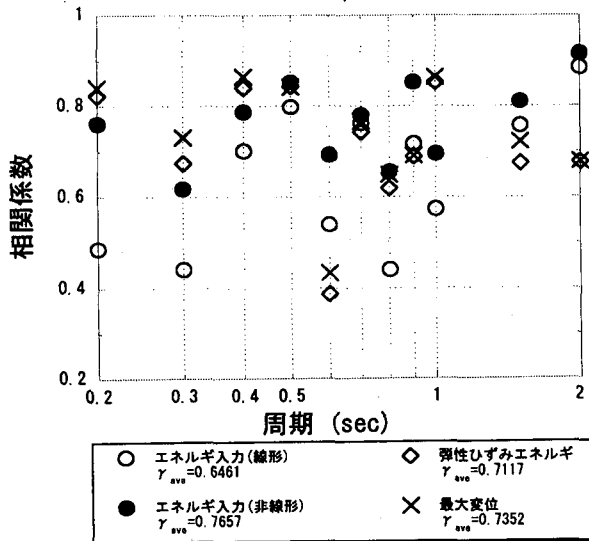


図 10.12 各地震荷重指標の塑性率に対する相関係数
(降伏荷重 $Q_y=0.6W$)

10.4 エネルギー入力の地震荷重指標としての安定性

(1) 各種履歴モデルに対するエネルギー入力

地震荷重指標として用いる非線形エネルギー入力が橋脚基部の非線形性を考慮する際に用いられる解析モデルに依存するか否かを確認する目的で、1質点系モデルによる時刻歴応答解析を行った。解析に用いた地震波は、先の検討と同様に道路橋の耐震設計において動的解析による照査に用いられる、TYPE IおよびTYPE IIの標準波形である。ここでは先述の完全弾塑性のバイリニア型の他に現在RC橋脚基部の曲げ非線形挙動を評価する際に用いられている武藤モデル、深田モデル、武田モデルを選択した。パラメータ設定の際には地震時保有水平耐力法により断面設定された第1種地盤上のRC製単柱式橋脚基部の曲げ非線形特性に基づき骨格曲線を定め、その後鉄筋降伏時の荷重を質点の重量の0.4倍に基準化したものを使用した。また、周期に関しては同じく鉄筋降伏時の等価周期が0.2秒から2秒の範囲となるよう全体剛性を係数倍してバイリニアモデルとの比較検討を行った。各種解析モデルを用いた場合のTYPE IおよびTYPE IIの標準波に対する非線形エネルギー入力の総量を比較したものを図10.13～図10.18に示す。図からわかるように条件を統一した場合の武藤モデル、深田モデル、武田モデルに対するエネルギー入力のばらつきは少なく安定した値を示している。またバイリニアモデルとの比較においても検討を行った0.2秒から2秒の周期範囲においてばらつきはあるもののほぼ同程度のエネルギー入力の値を示している。従って、完全弾塑性のバイリニアモデルの非線形エネルギー入力をRC橋脚の耐震性評価における地震荷重指標の代表値として用いることは可能と考えられる。ただし、更に地震荷重指標としての精度向上を図るのであれば現象を適切に表現可能な解析モデルを用いて非線形エネルギー入力を評価する必要がある。

(2) バイリニアモデルによるエネルギー入力⁸⁾

完全弾塑性のバイリニアモデルを用いて求めたエネルギースペクトルが免震支承のような第2剛性がゼロでない復元力特性に対しても適用可能であり、安定した荷重指標であることを確認するため降伏後の剛性と弾性剛性の剛性比 γ をパラメータとした非線形時刻歴応答解析を行った。先程と同様に標準波形を用いて応答解析を行い、その結果得られたエネルギー入力の総量を速度変換した V_e 値を剛性比 γ が0の場合と1/4, 1/6, 1/8, 1/10のそれぞれの場合について比較した。解析では系の弾性固有周期を0.2～5.0秒とし、粘性減衰定数を2%、降伏荷重を質点の重量の0.1倍と設定した。 γ が0のときの V_{e0} と γ が0でないときの V_e の比を整理したものを図10.19～図10.24に、解析モデルを図10.25に示す。すべての地震動に対して周期0.5秒程度以下では周期の減少につれ V_e 比が減少している。一般に短周期側では、弾性のエネルギー入力の総量は、完全弾塑性のエネルギー入力の総量より小さくなる傾向がある。短周期領域で γ がゼロでないケースは等価剛性が高いため、 γ がゼロのケースよりも、より線形挙動に近いと考えられ、その結果エネルギー入力の総量が相対的に小さくなり、 V_e 比が減少したと考えられる。ただし、免震で重要となる周期帯では V_e 比はほぼ1.0～1.2の間に収まっている。以上より完全弾塑性のモデル、剛性比 γ が存在するモデルの両者のエネルギー入力の総量はほぼ等しい事が分かる。つまり、剛性比の変化がエネルギースペクトルの変動に与える影響は少ないと言える。従って、耐震モデル、免震モデルの両者に対して完全弾塑性のモデルに基づくエネルギースペクトルを適用する事は可能と考えられる。

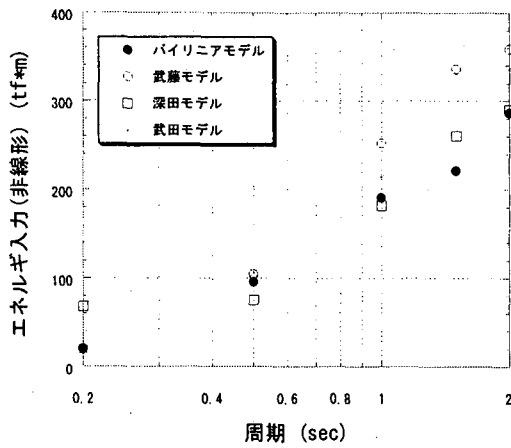


図 10.13 各種解析モデルに対するエネルギー入力
(KAIHOKU_LG, I種地盤用標準波形)

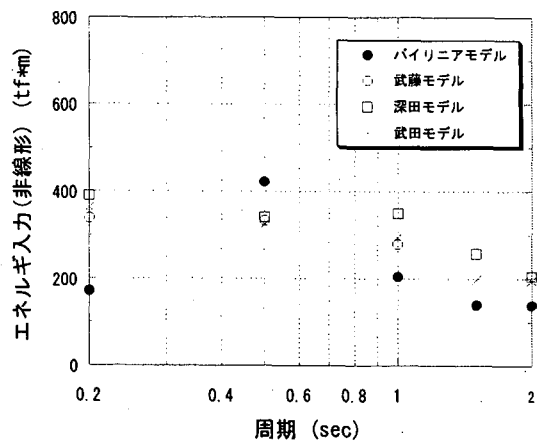


図 10.16 各種解析モデルに対するエネルギー入力
(JMAKOBE_NS, I種地盤用標準波形)

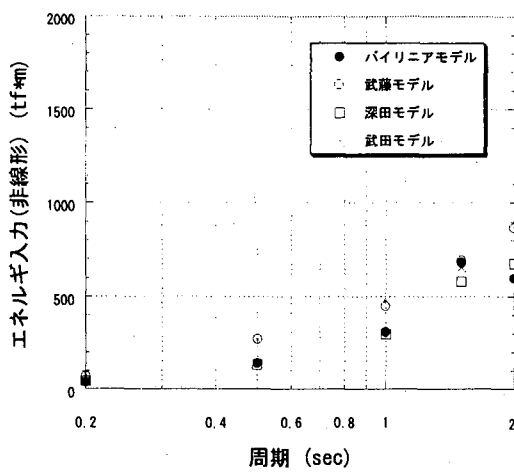


図 10.14 各種解析モデルに対するエネルギー入力
(ITAJIMA_LG, II種地盤用標準波形)

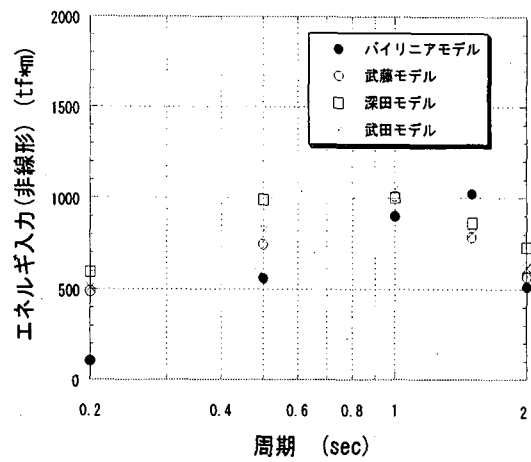


図 10.17 各種解析モデルに対するエネルギー入力
(TAKATORI_EW, II種地盤用標準波形)

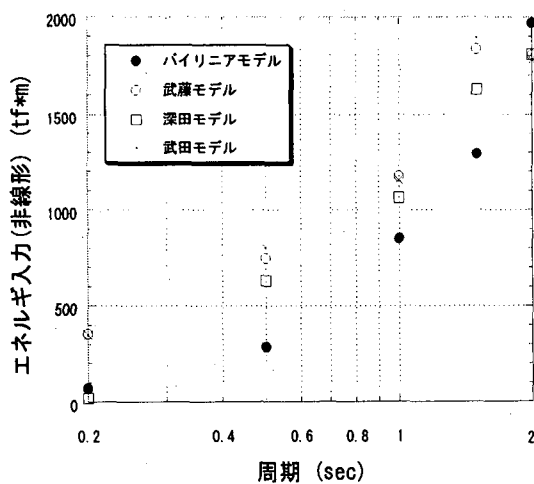


図 10.15 各種解析モデルに対するエネルギー入力
(TSUGARU_TR, III種地盤用標準波形)

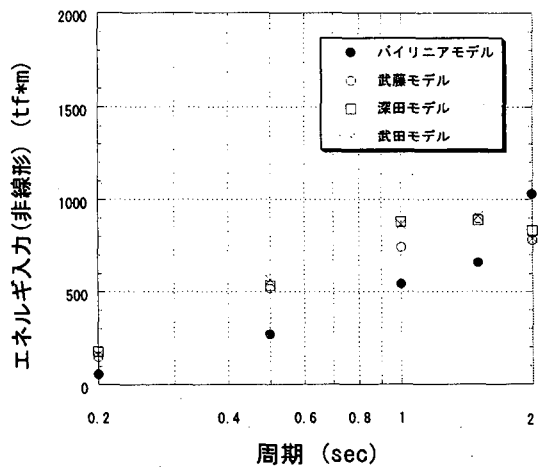


図 10.18 各種解析モデルに対するエネルギー入力
(HIGASHI_N12W, III種地盤用標準波形)

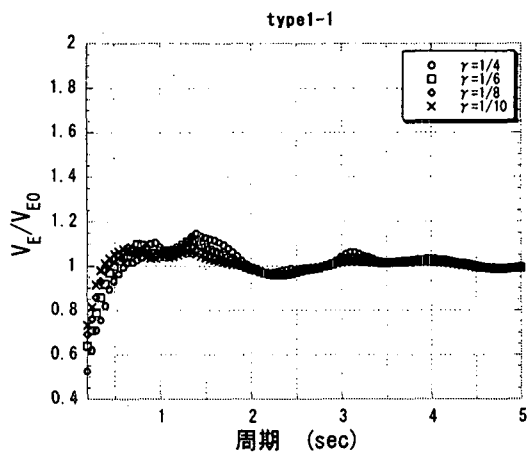


図 10.19 非線形エネルギー入力の総量の比較
(TYPE I I種地盤 KAIHOKU_LG)

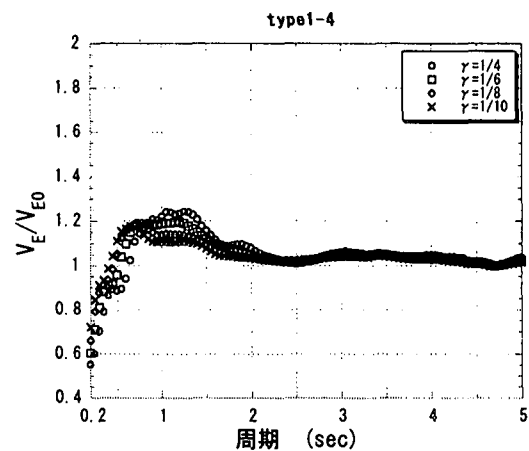


図 10.20 非線形エネルギー入力の総量の比較
(TYPE I II種地盤 ITAJIMA_LG)

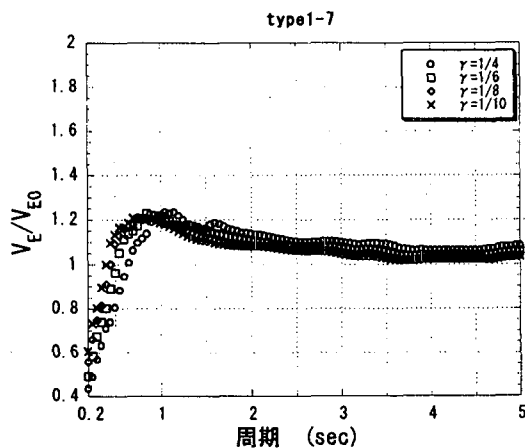


図 10.21 非線形エネルギー入力の総量の比較
(TYPE I III種地盤 TSUGARU_TR)

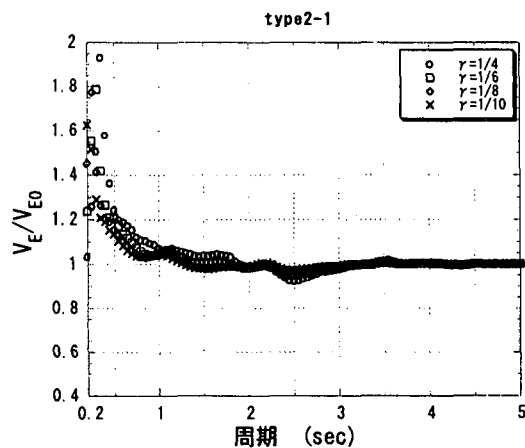


図 10.22 非線形エネルギー入力の総量の比較
(TYPE II I種地盤 JMAKOBE_NS)

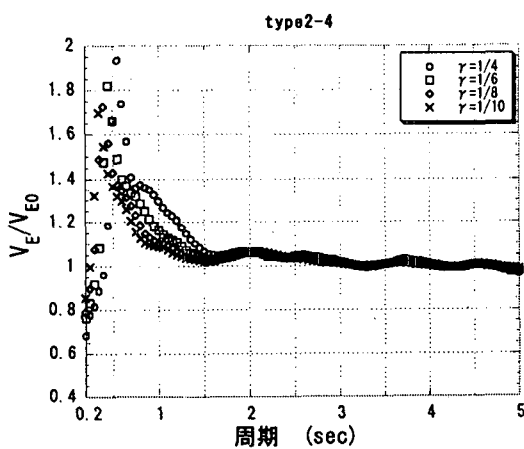


図 10.23 非線形エネルギー入力の総量の比較
(TYPE II II種地盤 TAKATORI_NS)

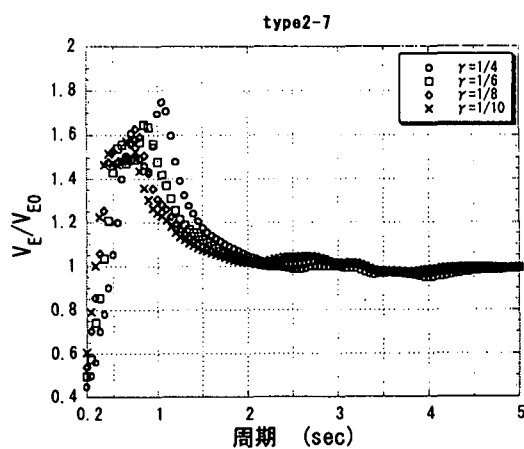


図 10.24 非線形エネルギー入力の総量の比較
(TYPE II III種地盤 HIGASHI_N12W)

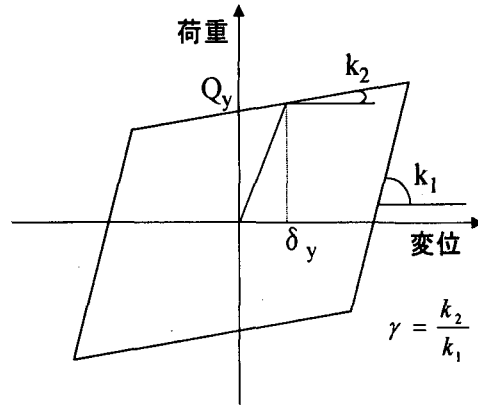


図 10.25 解析モデル

10.5 エネルギーの釣り合いに基づく応答推定^{7)~15)}

(1) 単独非線形系における応答推定の考え方

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、(5)式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 10.26 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 10.26 の平行四辺形の面積) に係数 α をかけたもので定義する。

$$E = \alpha \cdot W_{hys} \quad (5)$$

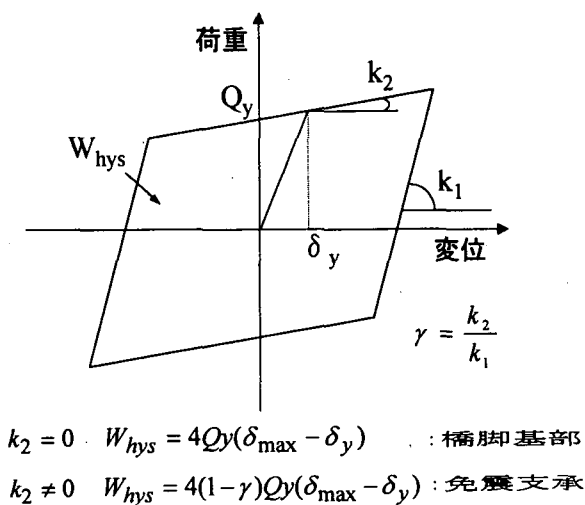


図 10.26 構造物の総吸収エネルギー

降伏荷重と弾性周期から
エネルギースペクトルVEを読み取る

VEから地震動による
エネルギー入力の総量Eを計算

$$E(T) = \frac{1}{2} \cdot M \cdot VE^2$$

総エネルギー入力Eと橋脚基部(免震支承)
の総吸収エネルギー $\alpha \cdot W_{hys}$ との釣り合いから
最大変位 δ_{max} を推定

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

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

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

図 10.27 単独非線形系における応答推定フロー

本推定法ではバイリニアモデルを用いて(3)式により計算した非線形エネルギー入力 of 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を求め、(5)式を満足する 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¹⁰⁾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複合非線形系の場合は、 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必要がある。詳細に関しては後述する。橋脚基部や免震支承単独で非線形性を考慮する際の応答推定フローを図10.27に示す。先に計算したTYPE IおよびTYPE IIの標準波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塑性率と非線形時刻歴応答解析より得られた塑性率を α をパラメータに重ね書きしたものを図10.28～図10.33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JMAKOBENS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) 複合非線形系における応答推定の考え方

ここではI種地盤のA地域の条件で試設計された単柱式橋脚モデルを用いて、複合非線形系における応答推定法の適用性を検討する。

a) 解析モデル

解析に用いる免震支承(高減衰積層ゴム支承)の特性は、I種地盤を対象として、応答スペクトルを利用する簡易設計法^{16)~18)}を参考に設定した。まず、減衰定数15%時のタイプIおよびタイプIIの標準波形(KAIHOKU BRG. LGおよびJMAKOBENS)に対して加速度応答スペクトルと変位応答スペクトルを作成し、図10.34のように両者を重ね書きする。免震橋脚の目標固有周期としては、この変位応答スペクトルでタイプI・タイプII両地震動に対して免震支承の設計変位を越えない最大の周期を設定した。その結果、免震支承の設計変位 δ_d が20cm・30cm・40cmに対して、目標固有周期はそれぞれ1.2秒・1.6秒・2.1秒となった。この範囲の周期であれば加速度の低減効果も十分認められる。そして、桁の質点と免震支承のばねで構成される1質点系の等価固有周期がそれぞれの目標固有周期となるように、表10.2のように免震支承の特性を決定した。

表 10.2 免震支承の非線形パラメータ (I種地盤)

設計変位(cm)	ゴム総厚(cm)	正方形ゴムの辺長(cm)	第1剛性(tf/m)	降伏変位(m)	剛性低下率	降伏震度
20	9	59	6810	0.0116	0.2099	0.12
30	13	53	4143	0.0154	0.1957	0.095
40	20	50	1937	0.0293	0.2359	0.085

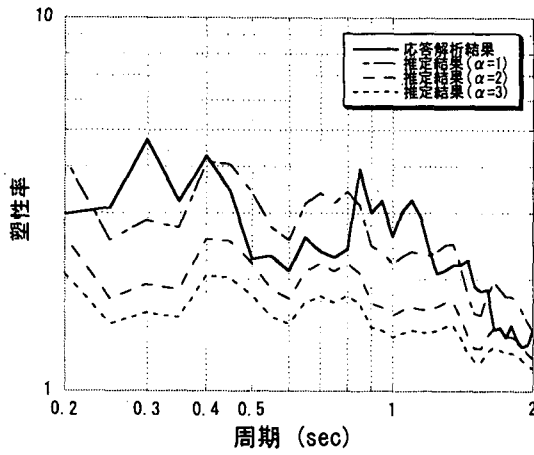


図 10.28 非線形エネルギースペクトルを用いた推定値と塑性率の比較 (TYPE I I種地盤 KAIHOKU_LG)

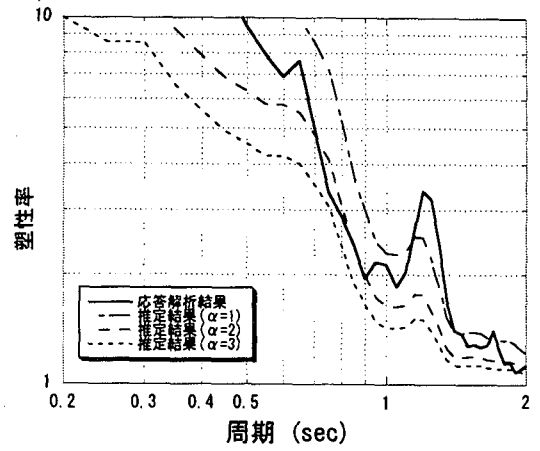


図 10.31 非線形エネルギースペクトルを用いた推定値と塑性率の比較 (TYPE II I種地盤 JMAKOBE_NS)

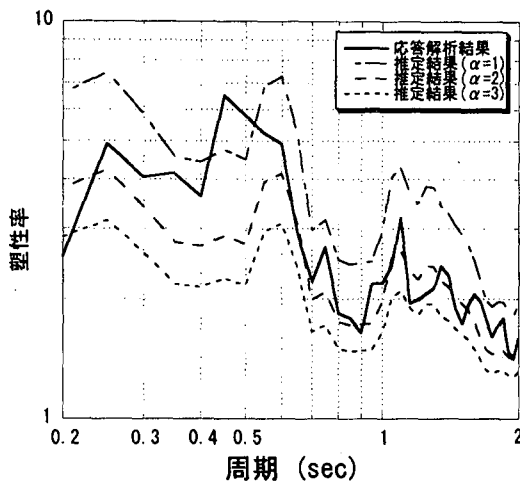


図 10.29 非線形エネルギースペクトルを用いた推定値と塑性率の比較 (TYPE I II種地盤 ITAJIMA_LG)

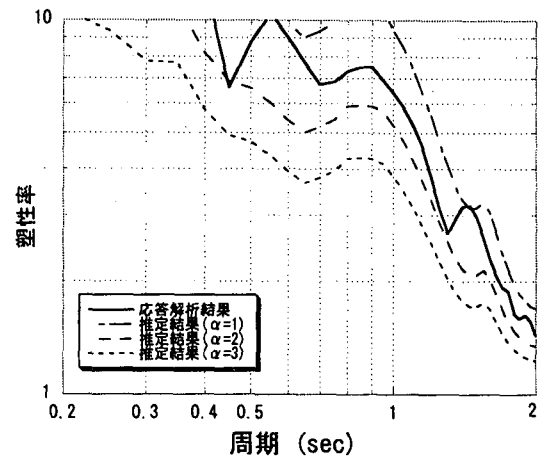


図 10.32 非線形エネルギースペクトルを用いた推定値と塑性率の比較 (TYPE II II種地盤 TAKATORI_NS)

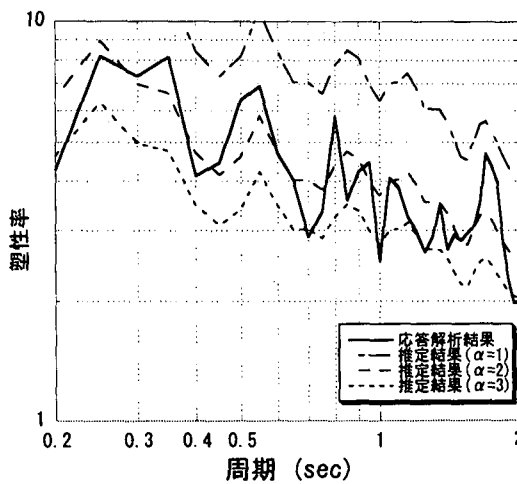


図 10.30 非線形エネルギースペクトルを用いた推定値と塑性率の比較 (TYPE I III種地盤 TSUGARU_TR)

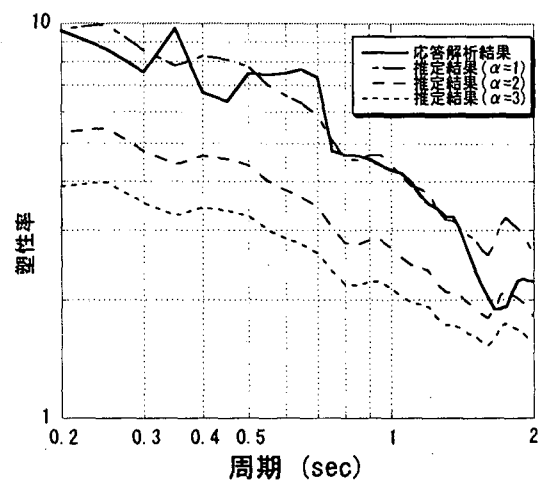


図 10.33 非線形エネルギースペクトルを用いた推定値と塑性率の比較 (TYPE II III種地盤 HIGASHI_N12W)

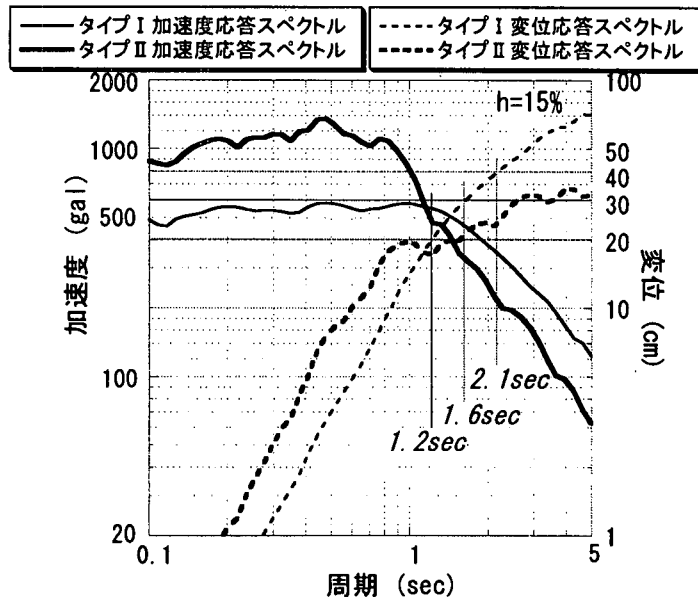


図 10.34 加速度および変位応答スペクトルの重ね書き (I 種地盤)

モデルは免震支承を有する RC 単柱式橋脚を対象とし、図 10.35 のように桁と橋脚のせん断 2 質点系でモデル化した。I 種地盤 A 地域の条件で試設計された鋼桁橋のデータを参考にして、桁と橋脚の重量をそれぞれ $W_u=670tf$ 、 $W_p=197.5tf$ と設定した。復元力特性は、免震支承ではバイリニアモデル、橋脚ではひびわれを無視した完全弾塑性バイリニア型の武藤モデルを考慮した。橋脚の降伏震度 k_p は免震支承の降伏震度 k_i の 1 倍・2 倍・3 倍の 3 通りとした。また、橋脚の初期剛性は、支承固定時の弾性周期 T_p から求めた。そして免震支承と橋脚の減衰定数は、それぞれ 0% および 2% とし、それらをもとにひずみエネルギー比例型減衰行列を作成して動的解析に用いた。

一方、この複合非線形系と総エネルギー入力を比較する 1 質点系は、図 10.35 のように W_u と W_p を合わせた重量 W をもつ質点と降伏震度が k_i に等しく完全弾塑性バイリニア型の復元力特性を有するばねから構成される。この系の減衰定数は 2% とした。次式 (6) の R_y は 1 質点系の降伏耐力を表す。

$$R_y = (Q_y / W_u) \cdot W = k_i \cdot W \quad (6)$$

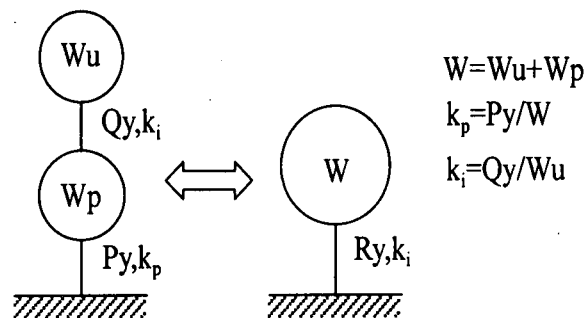


図 10.35 解析モデル

b) 2 質点系と 1 質点への総エネルギー入力の比較

図 10.36 は、I 種地盤のタイプ I・II の標準波形を入力したときに (7) 式から求まる 2 質点系および a) で述べた構造特性を有する 1 質点系へのエネルギー入力の総量 E を、支承固定時の橋脚の弾性周期 T_p に対してプロットしたものである。

$$E = - \sum_{i=1}^n (m_i \int_0^{t_0} \ddot{z}_0 \dot{y}_i dt) \quad (7)$$

図は地震動のタイプと免震支承の設計変位(降伏震度)によって、6 種類掲載している。 T_p が免震橋脚の目標固有周期以上の橋脚は、明らかに橋脚自身が長周期なので免震設計の適用範囲外と判断し、図には載せていない。 図 10.36 より、I 種地盤のタイプ I およびタイプ II 地震動による 2 質点系へのエネルギー入力の総量に対して 1 質点系へのそれは、免震支承の目標固有周期以下の周期帯で降伏震度比 k_p/k_i によらずよく一致していることがわかる。 以上のことから、免震支承一橋脚の複合非線形系へのエネルギー入力の総量は、橋脚系の総質量と支承固定時の弾性周期および免震支承の降伏震度に等しい構造特性を有する非線形 1 質点系へのエネルギー入力の総量で代表できるといえる。

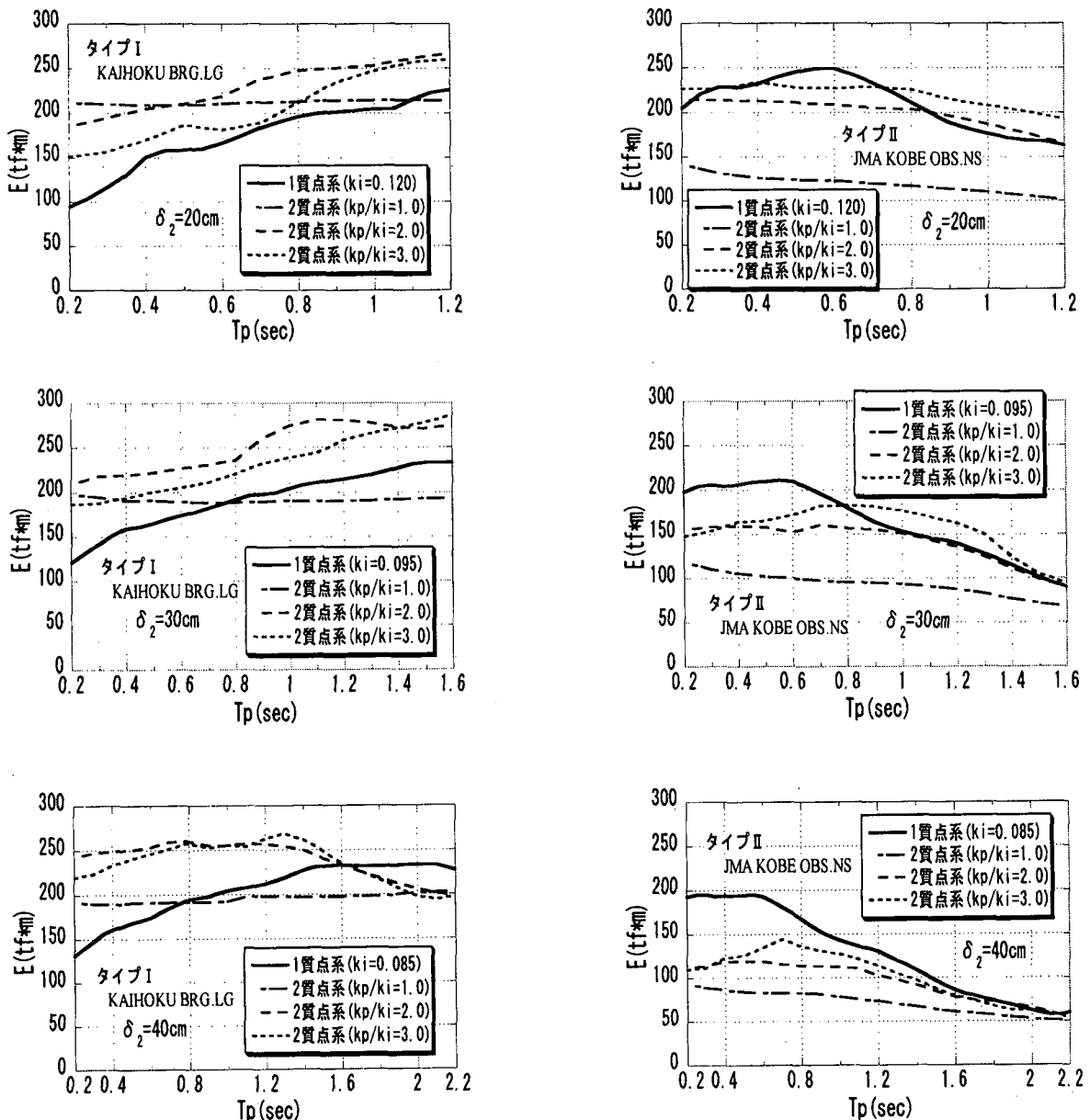


図 10.36 2 質点系および 1 質点系へのエネルギー入力の総量 (I 種地盤)

(c) 推定法の概要および動的解析結果との比較

エネルギーの釣り合いによる応答推定法は、地震動による構造物へのエネルギー入力総量 E と図10.26のような系の弾塑性変形による総吸収エネルギー W_{hys} に着目し、それらの釣り合いから最大応答値を推定する方法である。複合非線形系の単柱式橋脚に本推定法を適用すると、エネルギー入力総量 E は式(8)のように、免震支承の1サイクル間の履歴吸収エネルギー W_I と橋脚基部の1サイクル間の履歴吸収エネルギー W_P との和に係数 α をかけたものと表現できる。

$$E = \alpha \cdot (W_I + W_P) \quad (8)$$

図10.37に、本推定法のフローチャートを示す。ここで、エネルギー入力総量 E は、エネルギースペクトルとしてあらかじめ与えられているものとする。また、本推定法では系は桁と橋脚が同位相で振動する1次モードを仮定している。I種地盤A地域の条件で試設計された単柱式橋脚をはり要素でモデル化したものを用いて本推定法の適用性を検証した。免震支承は設計変位30cmで試設計されたものを使用し、橋脚基部の非線形性は $M-\phi$ 関係を完全弾塑性のバイリニア型でモデル化した。モデル化に際し、免震支承とともに橋脚基部も塑性域に入るよう橋脚基部の降伏耐力を適宜低減した。また、係数 α の値としては既往研究を参考にして $\alpha=1, 2, 3$ と設定した。入力地震波はI種地盤のタイプI・IIの標準波形を使用した。図10.38と図10.39に本推定法による免震支承の最大変位と橋脚の応答塑性率の推定結果と動的解析結果とを比較したものを示す。橋脚の降伏震度が0.25までの場合、免震支承の最大変位の推定値は動的解析結果によく一致している。このとき橋脚の応答塑性率の推定結果はタイプI地震動で $\alpha=2\sim3$ 、タイプII地震動で $\alpha=4\sim5$ で動的解析結果と対応する。しかし、橋脚の降伏震度が0.25を超えると免震支承の最大変位は頭打ちとなるが、それに対して推定値は大きめの評価を与えている。このとき橋脚基部は応答塑性率が2以下の弱非線形性を示している。このことは、橋脚基部が弱非線形性を示す領域では、複合非線形系を対象とした本推定法が単純に適用できないことを示している。今後、その領域での本推定法の適用性に関する検討が必要と考えられる。

10.6 まとめ

これまでの研究で得られた主な知見を以下に示す。

- ・非線形エネルギースペクトルは解析モデルのタイプおよびバイリニアモデルの第2剛性の有無に依らず安定した量であり、構造物の非線形挙動を評価する際の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単独非線形および複合非線形を有する系において、橋脚の弾塑性挙動や免震支承の変形量を評価する手法として有効である。
- ・免震支承と橋脚基部双方が塑性化する複合非線形系へのエネルギー入力総量は、橋脚系の総質量と支承固定時の弾性周期および免震支承の降伏震度に等しい構造特性を有する非線形1質点系へのエネルギー入力総量で代表できる。

10.6 今後の課題

エネルギースペクトルを地震荷重指標として用いた場合の弾塑性変形を伴う橋梁の応答推定に関して検討を行った。今後は非線形挙動を伴う橋梁の実観測データの蓄積、振動台実験やハイブリッド実験等による非線形挙動の実証データの蓄積を図り、そのようなデータに基づき本手法の適用性を検討する必要がある。

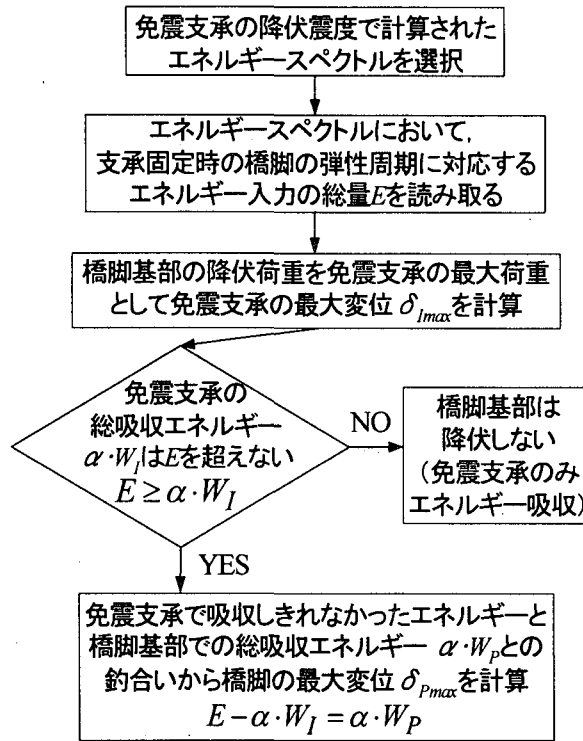


図 10.37 複合非線形系における応答推定フロー

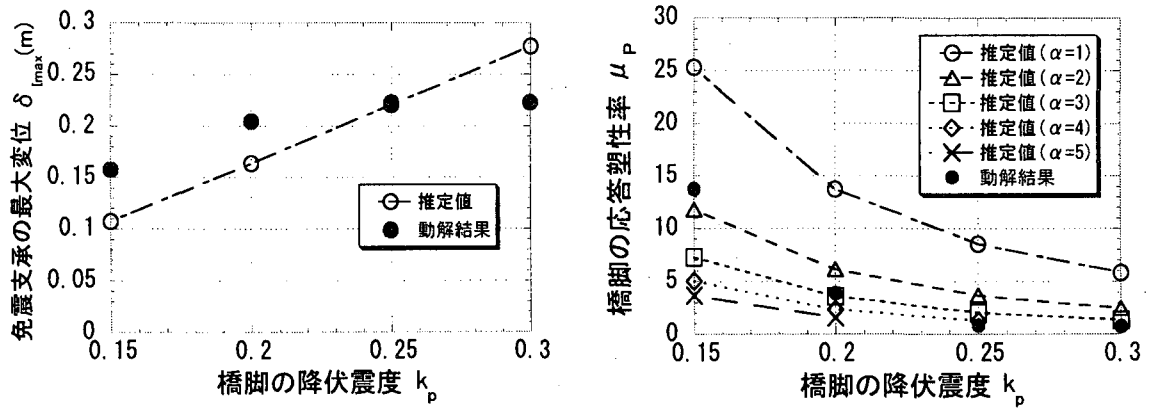


図 10.38 免震支承と橋脚の応答推定結果 (I 種地盤 タイプ I KAIHOKU BRG. LG)

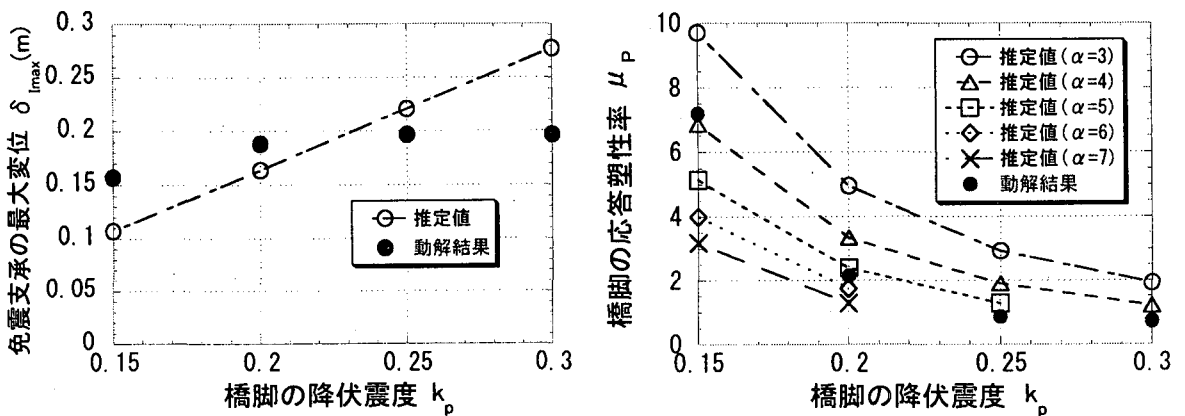


図 10.39 免震支承と橋脚の応答推定結果 (I 種地盤 タイプ II JMAKOBÉ OBS. NS)

参考文献

- 1) 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.
- 2) Housner, G. W. : Behavior of Structures During Earthquakes, ASCE, EM4, pp.109-129, 1959.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 日本建築学会 : 免震構造設計指針, 1993.
- 6) 秋山宏 : 建築物の耐震極限設計 第2版, 東京大学出版会, 1987.
- 7) 松田泰治, 大塚久哲, 入江達雄, 神農 誠 : 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, 第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.303-308, 1998.
- 8) 土木学会地震工学委員会減震・免震・制震小委員会 : 橋梁と地下構造物の免震・制震講習会資料, pp.99-104, 1999.
- 9) 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.
- 10) 入江達雄, 松田泰治, スマヤ アラン, 栂山義規 : 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.
- 11) 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.
- 12) 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.
- 13) 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.
- 14) 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.
- 15) 神農 誠, 松田 泰治, 大塚 久哲, 入江 達雄, 内田 広明 : 総エネルギー入力を地震荷重指標とする複合非線形系橋脚の応答推定 : 地震工学研究発表会講演論文集第2分冊, pp.673-676, 1999.
- 16) 松田泰治, 大塚久哲, 楊 光遠, 山口 斉 : 免震支承の固有周期決定および免震沓の簡易設計法に関する考察, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.711-718, 1998.
- 17) 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.
- 18) 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.

(執筆者 : 松田泰治)