

レベル2地震動に対する橋脚および免震支承の構造特性値の一算定法

A calculation method of the values of structural characteristics of isolated pier and isolator for level 2 earthquakes

成行 義文*, 平尾 潔**, 近藤 健一***, 数見 真生****, 後藤 弘成*****

Yoshifumi Nariyuki, Kiyoshi Hirao, Ken-ichi Kondo, Masaki Kazumi and Hiroaki Goto

* 博(工) 徳島大学助教授 工学研究科エコシステム工学専攻 (〒770-8506 徳島市南常三島町2-1)

** 工博 徳島大学教授 工学部建設工学科 (〒770-8506 徳島市南常三島町2-1)

*** 工修 アジア航測株式会社 (〒160-0022 東京都新宿区新宿4-2-18)

**** 徳島大学大学院 建設工学専攻 (〒770-8506 徳島市南常三島町2-1)

This paper proposes a design method of seismically isolated bridges for level 2 earthquakes. In this method, the contour diagrams for the displacement ductility of pier, natural period ratio of isolated bridge to non-isolated bridge, equivalent damping factor of isolator and isolation effect index are overlapped to obtain the allowable region of the natural period of non-isolated bridge and the yield strength ratio of isolator for the given restrictions. The values of structural characteristics of isolated bridges for level 2 earthquakes can be calculated from the natural period of non-isolated bridge, the yield strength ratio, the displacement ductility of isolator and the weight of superstructure. The example of the application of this method for type I ground is illustrated.

Key Words : level 2 earthquake, menshin design, isolated bridge, lead-rubber bearing, contour diagrams

キーワード : レベル2地震動, 免震設計, 免震橋, 鉛プラグ入り積層ゴム支承, 等高線図

1. はじめに

平成7年1月17日の兵庫県南部地震による阪神・淡路大震災の経験を生かすべく、平成8年に道路橋示方書が改定され、同解説V耐震設計編に正式に「免震設計」の章が設けられた。それ以降、橋梁に対する免震設計が普及しつつある。免震設計は基本的に、免震支承の塑性化に伴う系の長周期化と減衰機能の向上により、上部構造の慣性力を抑え、橋脚の負担を低減するものである。免震設計では、所要の免震効果が確実に得られるように免震支承を設計することが重要である。免震効果を支配する主要なパラメータである免震支承の等価剛性ならびに等価減衰定数は、基本的に免震支承の設計変位により決定される。したがって、免震設計により算出された免震支承に生じる変位は、厳密に設計変位と一致することが望ましいが、多大な繰返し計算を必要とすることから、道路橋示方書¹⁾では設計変位の±10%以内に納まればよいとしている。もし、免震支承に生じる最大変位をそのまま免震支承の設計変位とすることができれば、より信頼性の高い免震支承を設計することが可能となる。

一般に免震橋はレベル2地震動に対してその免震化の効用が期待されているが、免震効果の評価指標が定まっておらず、また、タイプIおよびタイプII地震動に対す

る橋脚の許容最大塑性率ならびにそのバランス等も明確には設計に考慮されていない。さらに、免震支承を用いた場合と免震支承を用いない場合との橋の固有周期の比あるいは免震支承の等価減衰定数等と、橋脚の損傷度(最大塑性率等)および免震効果等との関係も明らかにする必要のあるものと思われる。

以上のような観点から、本研究では、まず、RC橋脚を有する免震橋をせん断2質点系にモデル化し、道路橋示方書¹⁾の地震時保有水平耐力法による耐震設計結果の照査に用いる地震入力の加速度応答スペクトルを目標として作成された模擬地震動²⁾(レベル2地震動)を入力として、タイプI(海洋型)地震動による橋脚の最大塑性率を所定値に制御した場合のパラメトリックな応答解析を行った。これらの結果から、免震支承を用いない場合の橋の固有周期(T_0)ならびに免震支承と橋脚の降伏強度の比(\bar{Q}_y)をそれぞれ横座標ならびに縦座標として、橋脚の最大塑性率(μ_{DP})、免震支承の最大塑性率(μ_{DB})、免震支承を用いた場合と免震支承を用いない場合との橋の固有周期の比(\bar{T}_c)、免震支承の等価減衰定数(h_B)および免震効果(D_M)等の等高線図を作成し、 T_0 、 \bar{Q}_y 等が各等高線図に及ぼす影響について検討した。ここでは免震効果を表す指標 D_M は免震支承の有無による橋脚の最大塑性率の差として定義した。等高線図は着目するパ

ラメータの値の変化を立体的なイメージで伝えるとともに、異なる制約条件を満たす許容領域も単に重ね合わせるにより求めることができるという点で有用である³⁾⁻⁴⁾。ついで、このような等高線図を重ね合わせるにより、 μ_{DP} 、 \bar{T}_c 、 h_B および D_M 等の制約条件をすべて満たすような (T_0, \bar{Q}_y) の許容領域を求めるとともに、それらの許容値を用いて具体的に橋脚と免震支承の構造特性値を算定する手順を示した。

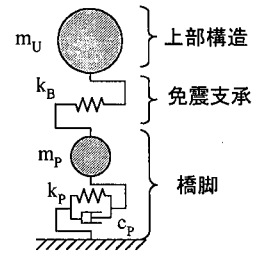


図-1 免震橋の解析モデル

2. 免震橋の解析モデル

免震橋の場合、一般に免震支承の変形を中心とした1次の振動モードが卓越すると考えられる。したがって本研究では、免震橋を図-1に示すような基礎固定の単純なせん断2質点系にモデル化した。

図-1中の各記号は下記の通りである。

- m_U : 上部構造の質量
- m_P : 橋脚の質量
- k_B : 免震支承の接線剛性
- k_P : 橋脚の接線剛性
- c_P : 橋脚の粘性減衰係数

図-2は、図-1の2DOF系に地震動が作用した場合の一般的な変形状態を示したものである。図中の各記号はそれぞれ次のような変位を示している。

- x_B : 免震支承の相対変位
- x_P : 橋脚の相対変位
- x_G : 地動変位
- y_U : 桁の相対変位

免震支承としては、一般によく用いられている鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB:Lead-Rubber Bearings)を想定し、図-3に示すようなBilinearモデルを免震支承の復元力履歴モデルとして用いた⁵⁾。図-3中の記号はそれぞれ次のようである。

- Q_B : 免震支承の復元力
- Q_{Bmax} : 免震支承の最大復元力
- Q_{yB} : 免震支承の降伏復元力
- x_B : 免震支承の変位
- x_{Bmax} : 免震支承の最大変位
- x_{yB} : 免震支承の降伏変位
- k_{0B} : 免震支承の初期剛性
- γ_B : 免震支承の弾塑性剛性比

図-1における免震支承の接線剛性 k_B は、図-3よりわかるように、その変位履歴に応じて、 k_{0B} あるいは $\gamma_B k_{0B}$ のいずれかの値を取る。

周知のように、免震橋の基本的な特徴は、免震支承の存在による全体系の長周期化ならびにその履歴減衰能力等により橋脚等への地震力を低減することであり¹⁾、一般には免震橋脚の応答は弾性範囲に留まることが期待されている。しかしながら、大地震時には免震支承と橋脚間の非線形相互作用が大きくなり、免震橋と言えどもそ

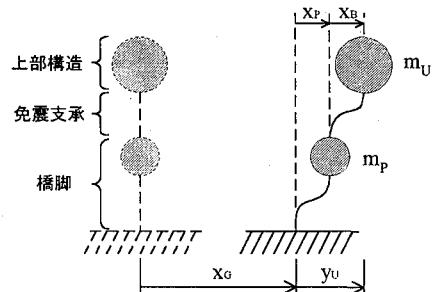


図-2 地震時の変形状態

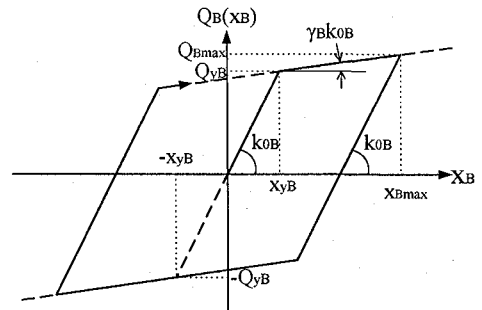


図-3 Bilinearモデル(免震支承)

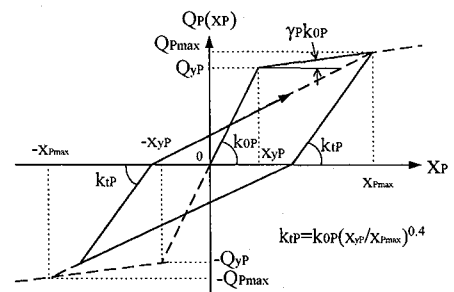


図-4 Q-hystモデル⁷⁾(橋脚)

の橋脚が非弾性応答する可能性が高いと考えられる^{3),4),6)}。したがって本研究では、鉄筋コンクリート製橋脚(RC橋脚)の復元力履歴モデルとして、図-4に示すようなRC部材の履歴挙動を巨視的に表わしたQ-hystモデル⁷⁾を用いた。図-4中の各記号はそれぞれ次のような諸量を表わしている。

- Q_P : 橋脚の復元力
- Q_{Pmax} : 橋脚の最大復元力
- Q_{yP} : 橋脚の降伏復元力
- x_P : 橋脚の変位

- x_{Pmax} : 橋脚の最大変位
- x_{yP} : 橋脚の降伏変位
- k_{OP} : 橋脚の初期剛性
- k_{tP} : 橋脚の弾性復活時の剛性
- γ_P : 橋脚の弾塑性剛性比

図-1における橋脚の接線剛性 k_P は、図-4よりわかるように、その変位履歴に応じて、順次その値を変える。

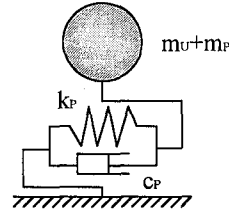


図-5 非免震橋の解析モデル

3. 構造特性パラメータと応答パラメータ

本研究では、免震橋の地震応答に及ぼす構造特性の影響をより明確にするために、次のような8個の構造特性パラメータを用いるとともに、免震支承の効果を直接的あるいは間接的に検討する際に有用と思われる5個の応答パラメータに着目した。

[構造特性パラメータ]

- α : 質量比 ($=m_U/m_P$)
- β : 初期剛性比 ($=k_{OB}/k_{OP}$)
- γ_B : 免震支承の弾塑性剛性比
- γ_P : 橋脚の弾塑性剛性比
- h_p : 橋脚の弾性時減衰定数
- T_0 : 非免震橋の固有周期 (後出式(1))
- R : 入力強度比 (後出式(2))
- \bar{Q}_y : 降伏強度比 ($=Q_{yB}/Q_{yP}$)

[応答パラメータ]

- μ_{DP} : 橋脚の最大塑性率 ($=x_{Pmax}/x_{yP}$)
- μ_{DB} : 免震支承の最大塑性率 ($=x_{Bmax}/x_{yB}$)
- \bar{T}_e : 免震橋と非免震橋の固有周期の比 ($=T_e/T_0$, 後出式(9))
- h_B : 免震支承の等価減衰定数(後出式(10))
- D_M : 橋脚への免震効果を表わす指標(後出式(13))

ここで非免震橋とは、図-1で示した2DOFモデルにおける免震支承の接線剛性 k_B を近似的に ∞ にした図-5に示すようなSDOF系を意味している。したがって非免震橋の固有周期 T_0 は式(1)で表わされる。

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{m_U + m_P}{k_{OP}}} \quad (1)$$

また、入力強度比 R は次式のように定義されている。

$$R = \frac{(m_U + m_P) \ddot{x}_{Gmax}}{Q_{yP}} \quad (2)$$

ここに、 \ddot{x}_{Gmax} は最大地動加速度である。入力強度比 R は、式(2)よりわかるように、橋脚躯体を剛体とみなした場合の非免震橋に作用する最大慣性力と橋脚の降伏強度との比であり、入力強度と構造物強度の相対的な関係を近似的に表わす一つの指標である。本研究では地震応答解析において、同一の入力地震動に対しても、この R の値を適当に変えることにより、相対的に入力強度の大き

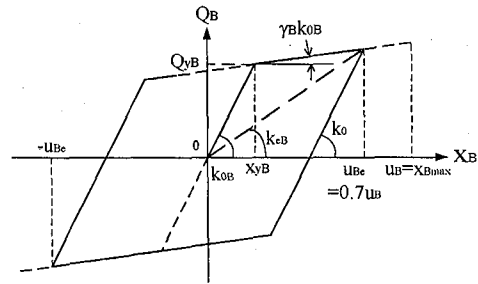


図-6 免震支承の等価剛性 k_{eB}

さを変化させている⁷⁾。

免震橋の1次固有周期 T_e は、道路橋示方書¹⁾の規定に従い、免震支承の設計変位 u_B を0.7倍した有効設計変位 u_{Be} における割線勾配として定義される免震支承の等価剛性 k_{eB} (図-6参照)と橋脚の初期剛性 k_{OP} 、ならびに上部構造質量 m_U および橋脚質量 m_P を用いて算定している。また、免震支承の設計変位 u_B としては、少なくとも最大塑性率 x_{Bmax} を下回ってはならないという観点から、ここでは $u_B = x_{Bmax}$ とした。図-6より、等価剛性 k_{eB} を初期剛性 k_{OB} で規準化した \bar{k}_B は、免震支承の最大塑性率 μ_{DB} の関数として式(3)のように表わされることがわかる。

$$\left. \begin{aligned} \bar{k}_B &= \frac{k_{eB}}{k_{OB}} = \frac{1 + (0.7\mu_{DB} - 1)\gamma_B}{0.7\mu_{DB}} & 0.7\mu_{DB} > 1.0 \\ \bar{k}_B &= \frac{k_{eB}}{k_{OB}} = 1.0 & 0.7\mu_{DB} \leq 1.0 \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

減衰を無視した場合、剛性 k_{eB} ならびに k_{OP} を有する直列バネ系の一般固有値問題は式(4)で表わされる⁸⁾。

$$\left(-i\omega_c^2 \begin{bmatrix} m_P & 0 \\ 0 & m_U \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{OP} + k_{eB} & -k_{eB} \\ -k_{eB} & k_{eB} \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} 1 \\ z_i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4)$$

ここに、 $i\omega_c$ は i 次の固有円振動数 ($i=1,2$)、また $\{1, z_i\}^T$ は、最初の元を1にした場合の i 次の固有ベクトルである。式(4)の両辺を k_{OP} で除し、式(1)、(3)等を考慮して変形すると式(5)のようになる。

$$\left(-\frac{1}{\lambda} \frac{1}{1+\alpha} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & \alpha \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1+\beta_c & -\beta_c \\ -\beta_c & \beta_c \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} 1 \\ \nu \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (5)$$

式(5)中、 λ 、 ν および β_c はそれぞれ式(6)、(7)および

(8)のようである.

$$\lambda = \left(\frac{i T_e}{T_0} \right)^2 \quad (i=1,2) \quad (6)$$

$$\nu = z_i \quad (i=1,2) \quad (7)$$

$$\beta_e = \beta \bar{k}_B \quad (8)$$

式(5)は、 λ と ν に関する2元連立2次方程式であり、これを解くことにより、免震橋の1次固有周期 T_e と非免震橋の固有周期 T_0 との比 \bar{T}_e ($=\sqrt{\lambda}$)が式(9)のように求まる.

$$\bar{T}_e = \sqrt{\frac{2\alpha}{(1+\alpha)(\alpha+\beta_e(1+\alpha)) - \sqrt{(\alpha+\beta_e(1+\alpha))^2 - 4\alpha\beta_e}}} \quad (9)$$

固有周期比 \bar{T}_e が免震効果に及ぼす影響は大きいので、道路橋示方書¹⁾では、地震時保有水平耐力法による耐震設計において、 \bar{T}_e を2倍程度以上にとることを原則としている.

図-7は、固有周期比 \bar{T}_e と免震支承の最大塑性率 μ_{DB} との関係を、質量比 $\alpha=2.0$ 、初期剛性比 $\beta=0.5$ 、免震支承の弾塑性剛性比 $\gamma_B=1/6.5$ とした場合について示したものである。ここで、 $\gamma_B=1/6.5$ としたのは、これがLRBにおける γ_B の標準的な値とされているためである¹⁰⁾。 $0.7\mu_{DB} \leq 1.0$ の弾性領域では、 $\beta_e = \beta (=0.5)$ であるため、 $\bar{T}_e=1.46$ となっている。 $0.7\mu_{DB} > 1.0$ の塑性領域では、 μ_{DB} の増加に伴い \bar{T}_e は単調に増加しているが、 $\mu_{DB} \rightarrow \infty$ の時、 $\beta_e \rightarrow \beta \gamma_B (=0.5/6.5)$ となるため、 \bar{T}_e は3.06に漸近している。

一方、免震設計は固有周期の増大と減衰性能の向上により慣性力の低減を図るものであるが、エネルギー吸収性能の向上による減衰性の向上と地震力の分散に重点を置き、過度な長周期化を図ってはならないとされている¹⁾。したがって、式(10)に示す免震支承の等価減衰定数 h_B は免震支承の性能を評価する上で極めて重要なパラメータの一つである。

$$h_B = \frac{\Delta W}{2\pi W} = \frac{2(1-\gamma_B)(0.7\mu_{DB}-1)}{0.7\pi\mu_{DB}(1-\gamma_B+0.7\gamma_B\mu_{DB})} \quad (10)$$

式(10)中、 ΔW は、前出の図-6において x_B が $\pm u_{Be}$ ($=\pm 0.7x_{Bmax}$)間を1往復した場合の履歴吸収エネルギーであり、また W は等価剛性 k_{eB} を弾性剛性とみなした場合の弾性ひずみエネルギーである。

図-8は、免震支承の弾塑性剛性比 $\gamma_B=1/6.5$ とした場合の免震支承の等価減衰定数 h_B と最大塑性率 μ_{DB} との関係(式(10))を示したものである。 $0.7\mu_{DB} \leq 1.0$ の弾性領域では、当然 $h_B=0$ 、また $0.7\mu_{DB} > 1.0$ の塑性領域では、一つの極大値が存在し、 $\mu_{DB} \rightarrow \infty$ の時、 $h_B \rightarrow 0.0$ となることからわかる。また $dh_B/d\mu_{DB}=0$ より、 μ_{DB} が式(11)の時、 h_B は極大値 h_{Bmax} (式(12))をとることがわかる。この場

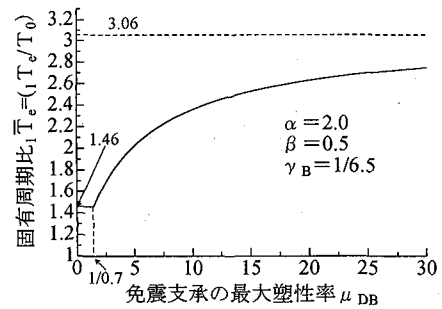


図-7 $\bar{T}_e - \mu_{DB}$ 関係

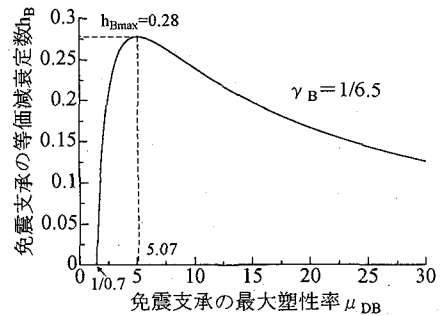


図-8 $h_B - \mu_{DB}$ 関係

合には、 $\gamma_B=1/6.5$ であるので、 $\mu_{DB}=5.07$ のとき極大値 $h_{Bmax}=0.28$ となっている。

$$\mu_{DB} = \frac{1}{0.7} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{\gamma_B}} \right) \quad (11)$$

$$h_{Bmax} = \frac{2(1-\gamma_B)}{\pi(1+\sqrt{\gamma_B})^2} \quad (12)$$

橋脚への免震効果を表わす指標 D_M は式(13)のように定義した。

$$D_M = \frac{\mu_{DP0} - \mu_{DP}}{\mu_{DP0}} \times 100 \quad (\%) \quad (13)$$

ここに、 μ_{DP0} は非免震橋脚の最大塑性率を表わしている。 $D_M < 0$ の場合は、免震化が橋脚にマイナスの効果を与えており、また例えば $D_M=50\%$ は免震化により橋脚の最大塑性率(μ_{DP})が非免震時(μ_{DP0})の丁度半分になっていることを示している。

4. 応答パラメータの等高線図

4.1 等高線の作成手順

本研究では、3.で示した構造特性パラメータの内、免震支承と橋脚との履歴吸収エネルギー分担率に大きく関与すると考えられる降伏強度比 \bar{Q}_y ($=Q_{yB}/Q_{yP}$)と、橋脚躯体の動特性を代表する非免震橋の固有周期 T_0 を、それぞれ $\bar{Q}_y=0.1 \sim 1.0$ ならびに $T_0=0.1 \sim 1.0$ (sec)の間で90等分割し、それらのすべての組合せ、すなわち 91×91 組の

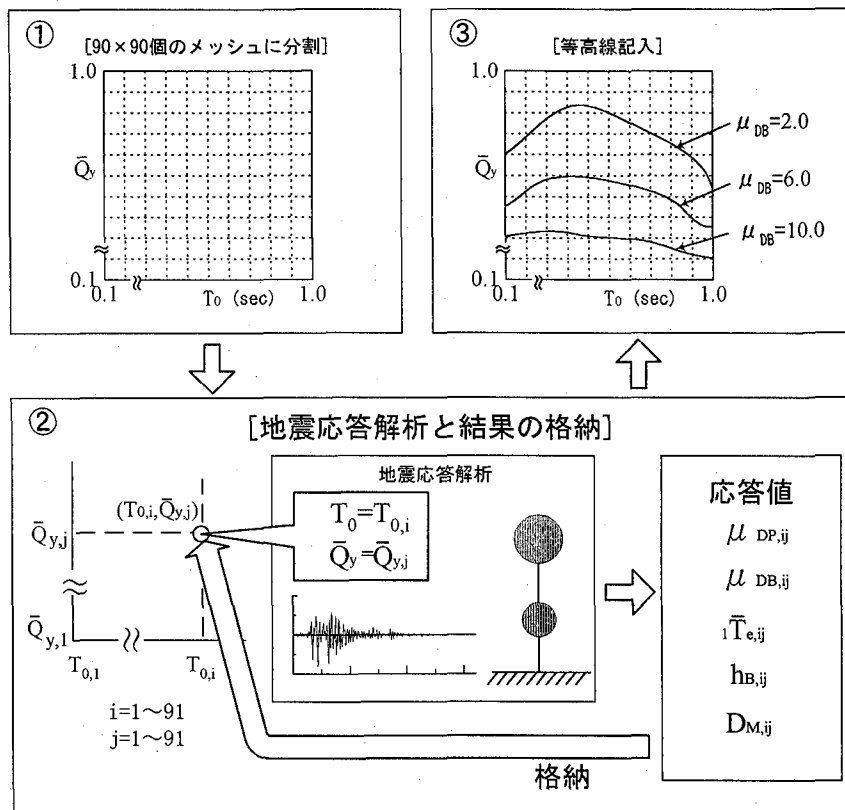


図-9 等高線図の作成手順の概要

表-1 模擬地震動特性値

No.	地震動タイプ	地盤種別	マグニチュード M	震央距離 Δ (km)	最大加速度 Amax (gal)	最大速度 Vmax (kine)	トータルパワー Pt (gal ² ·sec)
①	I	I	8.0	300	342.909	71.83	234428
②	I	II	8.0	300	413.684	96.4	359053
③	I	III	8.0	300	482.531	137.65	527685
④	II	I	7.2	5	707.294	82.87	415208
⑤	II	II	7.2	5	597.730	122.65	486605
⑥	II	III	7.2	5	535.423	144.58	451736

(T_0, \bar{Q}_y) に対して地震応答解析を行い、各応答パラメータ (μ_{DP} , μ_{DB} , $i\bar{T}_e$, h_B , D_M) の等高線図を描いた。

図-9 は、応答パラメータの等高線図の作成手順を模式的に示したものである。なお、等高線図は日本電子計算(株)のグラフソフト「Gsharp for Windows 1.1」¹¹⁾を用いて作成した。

4.2 各種応答パラメータの等高線図

入力地震動としては、道路橋示方書¹⁾に示されている地震時保有水平耐力法による耐震設計結果の照査に用いる地震入力の加速度応答スペクトルを目標として作成された6個の模擬地震動(レベル2地震動)²⁾を用いた。表-1に各模擬地震動の特性値を示す。時刻歴応答解析の

際の地震動の継続時間は、すべて強震部分を中心とする81.92秒に統一した。また本研究では、まず最初に、すべての(T_0, \bar{Q}_y)に対して、タイプI(海洋型)地震動を受けた場合の免震橋脚の最大塑性率 $\mu_{DP,i}$ が所定のレベルになるような所要入力強度比Rならびにその時の各種応答値を繰返し計算により求めた⁹⁾。入力強度比Rは、前出の式(2)のように定義されているが、これを用いて降伏震度 k_H を表わすと式(14)のようになる。

$$k_H = \frac{Q_{yP}}{(m_U + m_P)g} = \frac{\ddot{x}_{Gmax,I}}{R_I \cdot g} \quad (14)$$

ここに、 g は重力加速度、また $\ddot{x}_{Gmax,I}$ および R_I は、タイプI地震動の最大加速度およびタイプI地震動に対する

所要入力強度比である。ここでは、同一の (T_0, \bar{Q}_y) に対する設計降伏震度は地震動タイプによらず一定であるという前提のもとに、タイプII（直下型）地震動に対する応答を求める際の入力強度比 R_{II} は、式(15)より算定した。式中の $\ddot{x}_{Gmax,II}$ はタイプII地震動の最大加速度である。

$$R_{II} = \frac{\ddot{x}_{Gmax,II}}{k_H \cdot g} \quad (15)$$

なお、以下地震動タイプの違いを明確に表わす必要がある場合には、各応答パラメータにも $\mu_{DP,I}$ あるいは $\mu_{DP,II}$ のようにIあるいはIIを添字として付ける。

以下に各応答パラメータの等高線図を紹介するが、入力強度比 R 、非免震橋の固有周期 T_0 ならびに降伏強度比 \bar{Q}_y 以外の構造特性パラメータの値は、免震設計例等の文献^{10),12),13)}を参考に表-2のような値を用いた。

図-10(a), (b)は、I種地盤に対する橋脚の最大塑性率 μ_{DP} の等高線を示したものである。タイプI地震動に対する橋脚の最大塑性率 ($\mu_{DP,I}$) は図-10(a)からもわかるようにすべての点で1.0に制御されている。また同図(b)より非免震時の固有周期 T_0 が約0.4秒以上の範囲では、降伏強度比 \bar{Q}_y に関係なくほぼ $\mu_{DP,II} \leq 3.0$ となっており、 $\mu_{DP,II} \leq 1.0$ (橋脚が弾性)の領域も存在することがわかる。逆に、 $T_0 < 0.3$ 秒の短周期領域では降伏強度比 \bar{Q}_y の減少に伴い、 $\mu_{DP,II}$ が急激に増大していることがわかる。また、図-10(a), (b)の比較より、タイプI地震動に対する橋脚の最大塑性率 $\mu_{DP,I}$ がすべての領域で1.0であるのに対し、タイプII地震動に対する最大塑性率 $\mu_{DP,II}$ が1.0以下となる領域は全体の1割強であることがわかる。このことは、逆に最初に $\mu_{DP,II}$ を1.0に制御した場合の水平震度 k_H を用いて、タイプI地震動に対する最大塑性率 $\mu_{DP,I}$ を求めた場合には、 $\mu_{DP,I} \leq 1.0$ となる領域が全体の9割弱となることを意味している。図-10(a), (b)を重ね合わせることで、 $\mu_{DP,I}$ と $\mu_{DP,II}$ が共に1.0以下になる (T_0, \bar{Q}_y) の範囲を求めることができ、その範囲内では当然 $\mu_{DP,I} \geq \mu_{DP,II}$ である。すなわち、本法のように $\mu_{DP,I}$ をある値に制御するということが、結果的に、橋脚の変形がタイプI地震動よりもタイプII地震動を受けた場合に小さくなるような (T_0, \bar{Q}_y) の範囲を求めることを前提にしていると言える。

図-11(a), (b)は、それぞれ図-10(a), (b)に対応する免震支承の最大塑性率 μ_{DB} の等高線図を示している。図-11(a)より、タイプI地震動に対する免震支承の最大塑性率 $\mu_{DB,I}$ は降伏強度比 \bar{Q}_y の減少に伴い急激に増大するが、非免震時の固有周期 T_0 への依存度は低いことがわかる。これは、タイプI地震動を受けた場合の橋脚の最大塑性率 μ_{DP} に対する免震支承の最大塑性率 μ_{DB} の比が降伏強度比 \bar{Q}_y と密接な関係にあることを示唆している。また図-11(b)より、タイプII地震動に対する免震支承の最大塑性率 $\mu_{DB,II}$ は \bar{Q}_y の減少に伴い急激に増大するとともに、その傾向は T_0 が小さい領域ほど顕著であるこ

表-2 構造特性パラメータの基本値

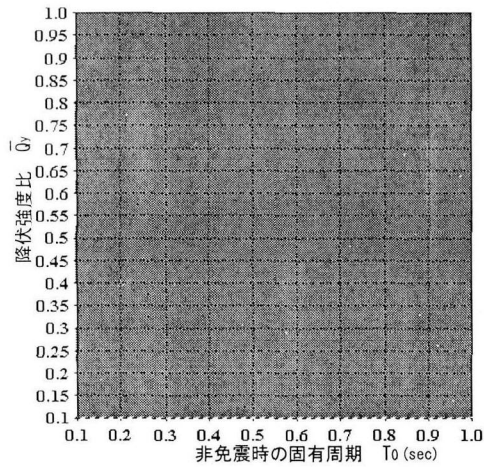
構造特性パラメータ		値
質量比	α	2.0
初期剛性比	β	0.5
橋脚の弾塑性剛性比	γ_P	0.1
免震支承の弾塑性剛性比	γ_B	1/6.5
橋脚の減衰定数	h_p	0.02

とがわかる。すなわち、巨視的に見れば、 $T_0 \leq 0.5(\text{sec})$ では $\mu_{DB,I} < \mu_{DB,II}$ 、また $T_0 > 0.5(\text{sec})$ では $\mu_{DB,I} > \mu_{DB,II}$ となっている。このことより、 μ_{DB} に何らかの上限を設定し、これを満たす (T_0, \bar{Q}_y) の許容領域を求める場合、 $T_0 \leq 0.5(\text{sec})$ ではタイプII地震動が、また $T_0 > 0.5(\text{sec})$ ではタイプI地震動が、それぞれ支配的であることがわかる。

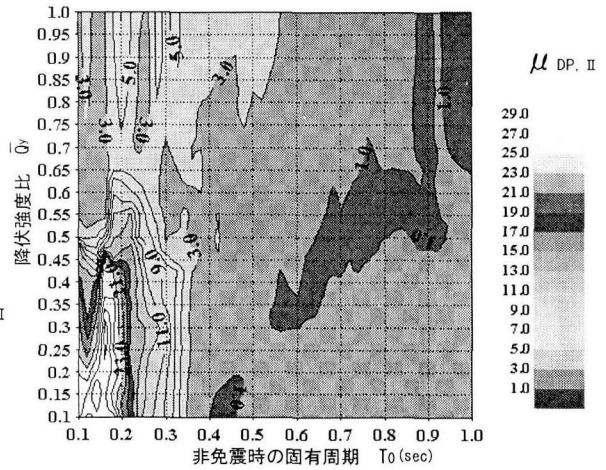
図-12(a), (b)は、同様に図-10(a), (b)に対応する免震橋の1次固有周期 (${}_1T_c$) と非免震橋の固有周期 (T_0) の比 ${}_1\bar{T}_c$ の等高線を示している。図-11(a), (b)と図-12(a), (b)の比較より、 μ_{DB} と ${}_1\bar{T}_c$ の各等高線図は、 T_0 に対しては同様な傾向を示しているが、 \bar{Q}_y の減少に伴い ${}_1\bar{T}_c$ は増大しているものの、その変化は μ_{DB} に比べ比較的ゆるやかであることがわかる。これは、式(9)ならびに図-7で示した通り、 $\mu_{DB} \geq 1/0.7$ においては、 ${}_1\bar{T}_c$ が μ_{DB} と1対1の対応関係にあり、また、 μ_{DB} が大きくなるほど ${}_1\bar{T}_c$ の増分が小さくなるためである。

図-13(a), (b)は、同様に図-10(a), (b)に対応する免震支承の等価減衰定数 h_B の等高線を示したものである。これらの図も、図-12と同様、図-11で示した μ_{DB} の等高線図と T_0 に対する傾向は類似であることがわかる。また、 h_B はある \bar{Q}_y で極大値 h_{Bmax} をとり、それより \bar{Q}_y が大きくなっていくと小さくても h_B は減少しているが、図中の等高線の密度よりその減少率は後者の方が小さいことがわかる。これらのことは、免震支承の等価減衰定数 h_B が式(10)に示すように免震支承の最大塑性率 μ_{DB} の2次関数となっているためである。ちなみに、この場合 $h_{Bmax} = 0.28$ である (図-8参照)。

図-14(a), (b)は、同様に図-10(a), (b)に対応する免震効果 D_M の等高線を示したものである。免震効果 D_M は前出の式(13)で定義されているように、免震化による橋脚の最大塑性率の低減率を表わす指標である。したがって D_M を算出するために別途、非免震橋 (初期剛性比 $\beta = \infty$ とした場合) の橋脚の最大塑性率 μ_{DP0} を求めている。図-14(a)より、一般に降伏強度比 \bar{Q}_y の減少に伴い免震効果 $D_{M,I}$ は増大しているが、 \bar{Q}_y が約0.6以上では $D_{M,I} \leq 0$ となっており、免震効果が全くないことがわかる。また、 \bar{Q}_y が小さく、 T_0 が大きいほど免震効果が高い傾向が見られる。この図よりタイプI地震動に対する免震効果を仮に50%以上にするためには、概ね $\bar{Q}_y \leq 0.4$ とする必要があることがわかる。また、図-14(b)より、



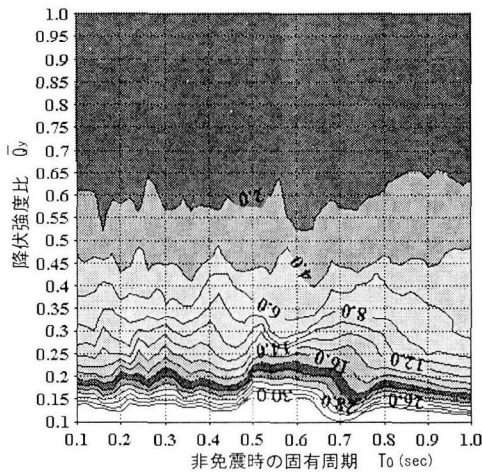
(a) タイプ I 地震動



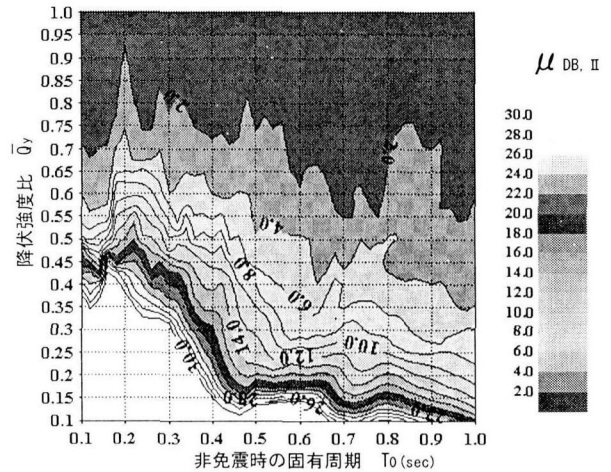
(b) タイプ II 地震動

図-10 橋脚の最大塑性率 μ_{DP} の等高線図

(I種地盤, $\mu_{DP, I} = 1.0$)



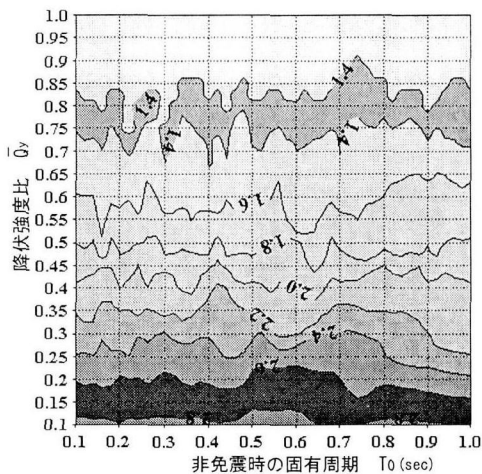
(a) タイプ I 地震動



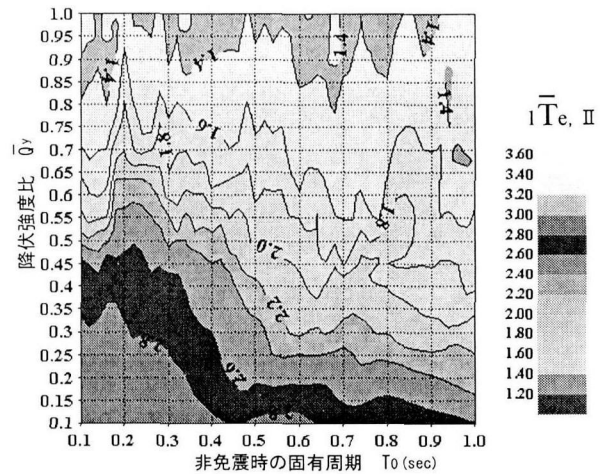
(b) タイプ II 地震動

図-11 免震支承の最大塑性率 μ_{DB} の等高線図

(I種地盤, $\mu_{DP, I} = 1.0$)



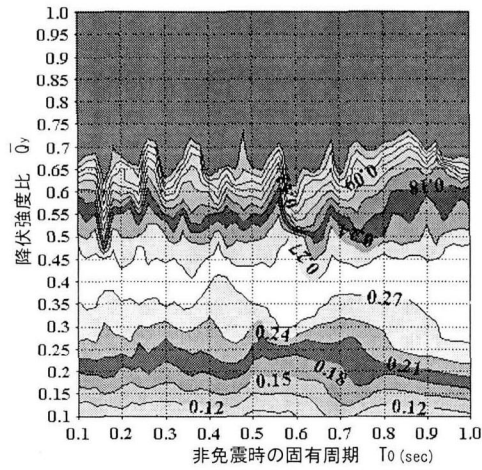
(a) タイプ I 地震動



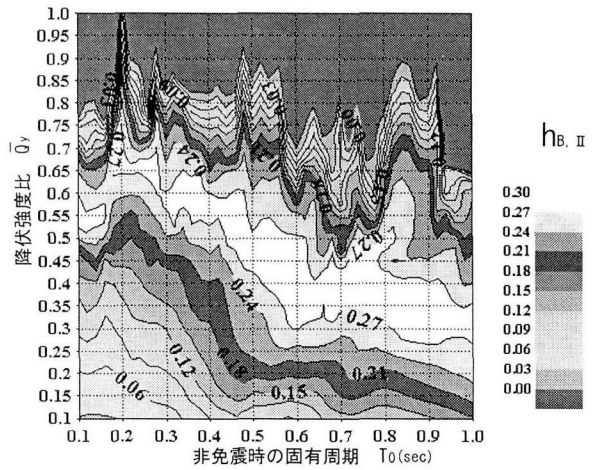
(b) タイプ II 地震動

図-12 免震橋と非免震橋の固有周期の比 $|T_e|$ の等高線図 (I種地盤, $\mu_{DP, I} = 1.0$)

(I種地盤, $\mu_{DP, I} = 1.0$)



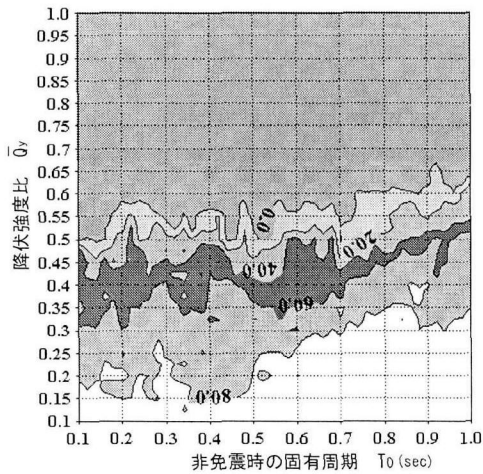
(a) タイプ I 地震動



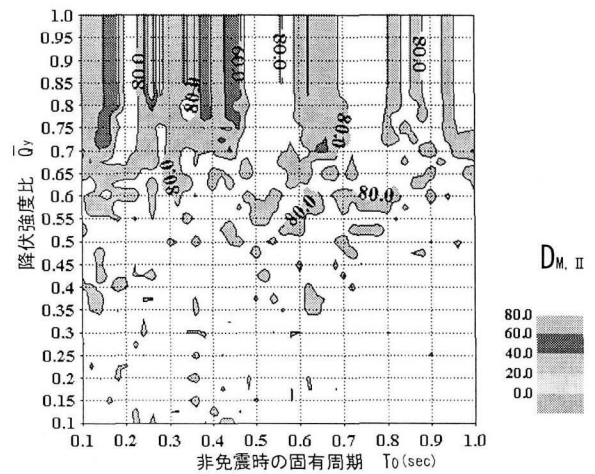
(b) タイプ II 地震動

図-13 免震支承の等価減衰定数 h_B の等高線図

(I 種地盤, $\mu_{DP,I}=1.0$)



(a) タイプ I 地震動



(b) タイプ II 地震動

図-14 免震効果 D_M の等高線図

(I 種地盤, $\mu_{DP,I}=1.0$)

タイプ II 地震動に対する免震効果は極めて高く、 $D_{M,II} \geq 20\%$ の領域は存在しない上、 $\bar{Q}_y \leq 0.5$ ではほぼ全領域で $D_{M,II} \geq 80\%$ となっていることがわかる。これらのことより、橋脚の損傷度低減という観点からは、免震化はタイプ II 地震動に対してより有用であると考えられる。

5. 各種応答パラメータの制約条件と

(T_0, \bar{Q}_y) の許容領域

ここでは、次に示す①～④のような 4 つの応答パラメータの制約条件を満足する (T_0, \bar{Q}_y) の許容領域を前出のような各等高線図の重ね合わせにより求める手順を示す。

[応答パラメータの制約条件]

- ①橋脚の最大塑性率 $\mu_{DP} \leq 1.0$
- ②免震橋と非免震橋の固有周期の比 $\bar{T}_{c,I} \geq 2.0$

- ③免震支承の等価減衰定数 $h_B \geq 0.25$

- ④免震効果 $D_M \geq 50\%$

図-15 は、両タイプの地震動 (I 種地盤) に対する各制約パラメータの許容領域 (黒塗りの部分) を示したものである。構造特性パラメータの基本値は表-2 に示した通りである。これらの図を地震動タイプごとに重ね合わせると、図-16 のようになる。

図-15(a-1)～(a-4)および図-16(a)より、タイプ I 地震動に対する最終的な (T_0, \bar{Q}_y) の許容領域は、 T_0 にあまり関係なくほぼ $\bar{Q}_y=0.3 \sim 0.4$ の範囲にあり、 \bar{Q}_y の下限は $h_{B,I}$ に、また上限は $T_0 \geq 0.5(\text{sec})$ では主に $\bar{T}_{c,I}$ に、また $T_0 < 0.5(\text{sec})$ では主に $D_{M,I}$ にそれぞれ支配されていることがわかる。また、図-15(b-1)～(b-4)および図-16(b)より、タイプ II 地震動に対する最終的な (T_0, \bar{Q}_y) の許容領域は、タイプ I 地震動の場合に比べてかなり狭くなっており、 $\mu_{DP,II}$ と $\bar{T}_{c,II}$ の制約条件によってほぼ決定され

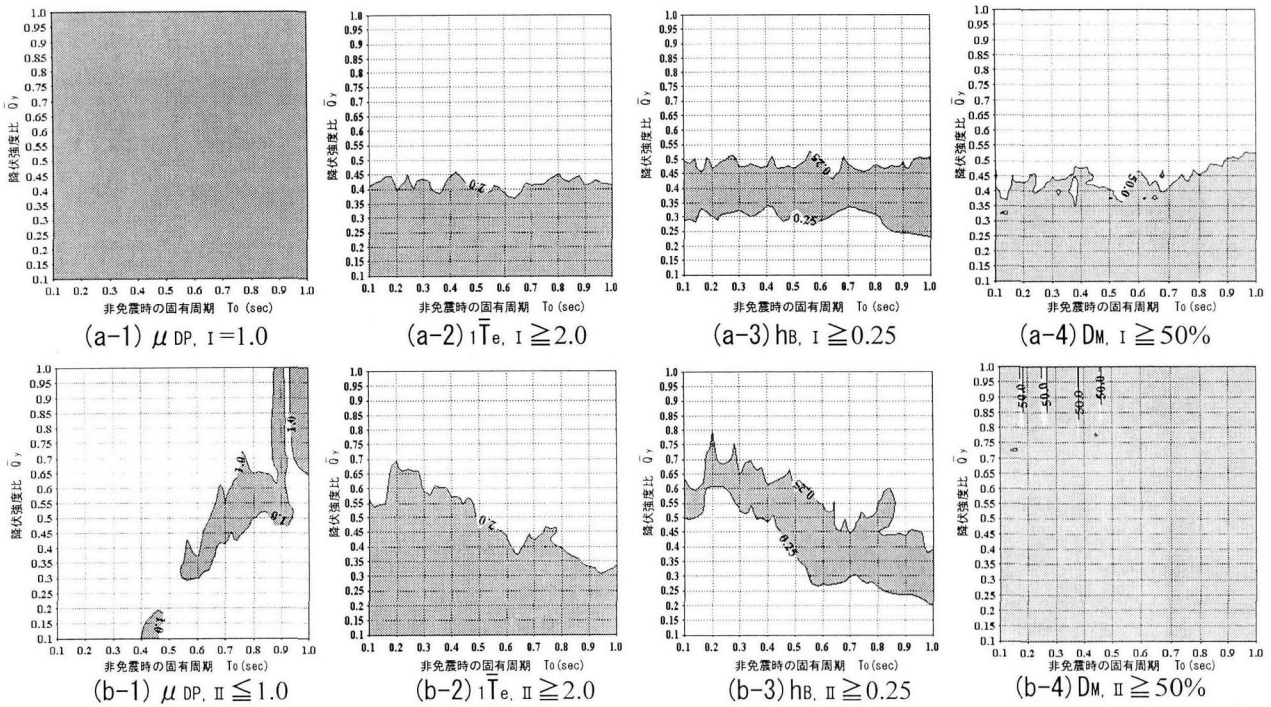


図-15 各応答パラメータの制約条件に対する (T_0, \bar{Q}_y) の許容領域 (I 種地盤)

ていることがわかる。また、適切な降伏強度が存在する非免震橋の固有周期 (T_0) の範囲が非常に限定される結果となっている。これは、 $\mu_{DP,II} \leq 1.0$ を満たす (T_0, \bar{Q}_y) の許容領域 (図-15 (b-1)) が、 $i\bar{T}_{e,II} \geq 2.0$ の場合 (図-15 (b-2)) とは逆に右上りの細い帯状になっているためである。

図-16 (a), (b) を重ね合わせることで、最終的にすべての制約条件を満たす (T_0, \bar{Q}_y) の許容領域が図-17 のように得られる。図-16 (a), (b) ならびに図-17 より、最終的な (T_0, \bar{Q}_y) の許容領域はタイプ II 地震動の場合の制約によりほぼ決定していることがわかる。

図-18 (a) および (b) は、地盤種別を II 種および III 種とした場合の (T_0, \bar{Q}_y) の最終的な許容領域をそれぞれ示したものである。なお、紙面の都合上、詳細は割愛するが、いずれの地盤種別においても、I 種地盤の場合 (図-17) と同様に、タイプ II 地震動に対する応答パラメータの制約条件が支配的となっており、両者とも主な制約パラメータは $\mu_{DP,II}$ と $h_{B,II}$ である。

図-17 および図-18 (a), (b) より、地盤種別によらず、すべての制約条件を満たす (T_0, \bar{Q}_y) の許容領域は、タイプ II 地震動に対する許容領域とほぼ一致しており、その支配的な制約パラメータは $\mu_{DP,II}$ 、 $i\bar{T}_{e,II}$ 、および $h_{B,II}$ であることがわかる。

本研究では、タイプ I ならびにタイプ II の各地震動に対する RC 橋脚の許容塑性率として、ともに弾性限界値 1.0 を想定している。これは、道路橋示方書¹⁾においては、橋脚が「曲げ損傷からせん断破壊移行型」あるいは「せん断破壊型」と判定された場合の許容塑性率に相当している。また同示方書では、橋脚が「曲げ破壊型」と判定された場合には、地震動タイプによらず許容塑性率は 1.0

より大きく、かつタイプ II 地震動に対する許容塑性率の方がタイプ I 地震動に対するものより大きく設定されている。したがって、橋脚が曲げ破壊型であるという前提に立てば、本研究で用いた許容塑性率の値 (1.0) はかなり安全側の値であると言える。

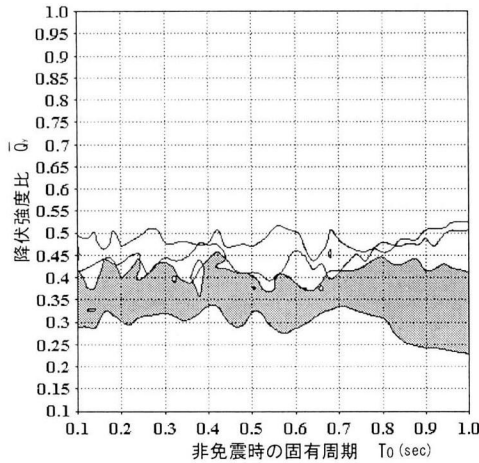
3. の式(9)ならびに図-7 で示したように、免震橋と非免震橋の固有周期比 $i\bar{T}_e$ は、免震支承の最大塑性率 μ_{DB} の関数となっている。したがって、 $i\bar{T}_{e,II} \geq C_T$ (> 1.0 , C_T : 固有周期比 $i\bar{T}_e$ の下限値) という制約条件を μ_{DB} により表現すると、式(16)のようになる。

$$\mu_{DB} \geq \frac{\beta(1-\gamma_B)}{0.7(A_1 - \beta\gamma_B)} \quad (16)$$

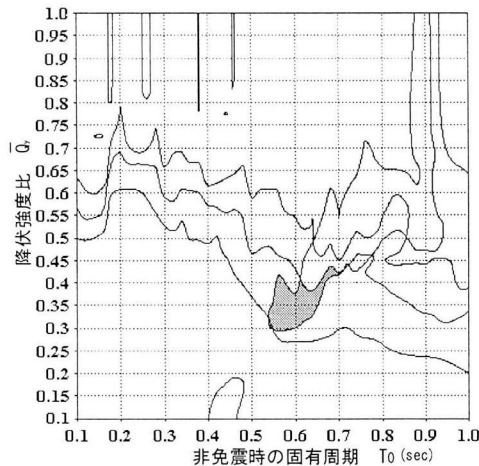
ここに $A_1 = A_2 \alpha (C_T^2 - A_2) / (C_T^2 (C_T^2 - 1))$, $A_2 = 1 / (1 + \alpha)$ である。すなわち $\alpha = 2.0$, $\beta = 0.5$, $\gamma_B = 1/6.5$ の場合、 $i\bar{T}_e \geq 2.0$ は、 $\mu_{DB} \geq 4.76$ と等価である。また免震支承の等価減衰定数 h_B も、式(10)ならびに図-8 に示したように、 μ_{DB} の 2 次関数となっている。したがって、 $h_B \geq C_h$ ($0 \leq C_h \leq h_{Bmax}$; h_{Bmax} は式(12)参照) という制約条件を μ_{DB} により表現すると式(17)のようになる。ここに、 C_h は h_B の下限値である。

$$-\frac{B_2 - \sqrt{B_2^2 - 4B_1B_3}}{2B_1} \leq \mu_{DB} \leq \frac{-B_2 + \sqrt{B_2^2 - 4B_1B_3}}{2B_1} \quad (17)$$

ここに、 $B_1 = 0.49\pi\gamma_B C_h$, $B_2 = 0.7(\pi C_h - 2)(1 - \gamma_B)$, $B_3 = 2(1 - \gamma_B)$ である。すなわち $\alpha = 2.0$, $\beta = 0.5$, $\gamma_B = 1/6.5$



(a) タイプ I 地震動



(b) タイプ II 地震動

図-16 地震動タイプ別の許容領域

の場合、 $h_B \geq 0.25$ は、 $3.19 \leq \mu_{DB} \leq 8.96$ と等価である。

したがって、ここで紹介した適用例については、制約条件 $\bar{T}_e \geq 2.0$ および $h_B \geq 0.25$ を満たす (T_0, \bar{Q}_y) の許容領域を個々に求めて重ね合わせる代わりに、 $4.76 \leq \mu_{DB} \leq 8.96$ を満たす (T_0, \bar{Q}_y) の許容領域を求めても結果は同じである。

6. 橋脚および免震支承の各種構造特性値の算定法とその適用例

図-19 は、すべての制約条件を満足する (T_0, \bar{Q}_y) を用いて、橋脚および免震支承の各種構造特性値を具体的に算出する手順を示したものである。図中のステップ②では、すべての制約条件を満たす (T_0, \bar{Q}_y) の許容範囲より、適当な 1 組の (T_0, \bar{Q}_y) を選定する。この際の選定条件は、現行の設計法¹⁾では、免震支承の設計変位 u_B が両タイプとも同じであることを考慮し、「両タイプの地震動に対する免震支承の最大塑性率が等しくなる点

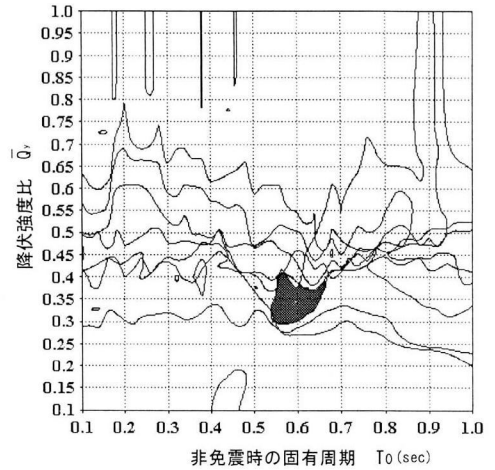
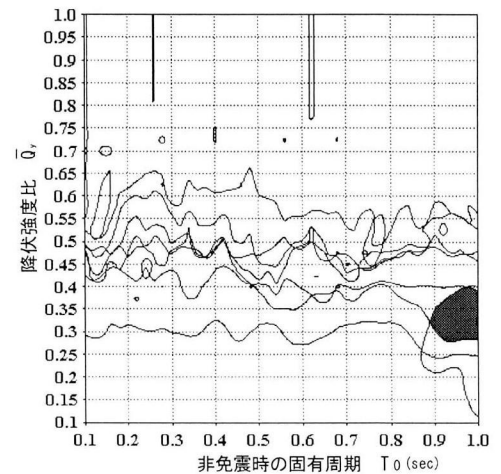
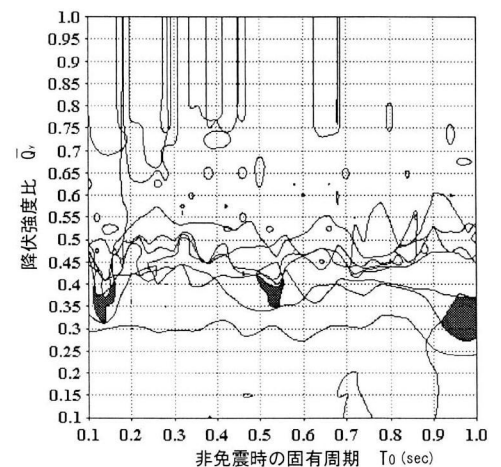


図-17 すべての制約条件を満たす許容領域 (I 種地盤)



(a) II 種地盤



(b) III 種地盤

図-18 すべての制約条件を満たす許容領域 (II, III 種地盤)

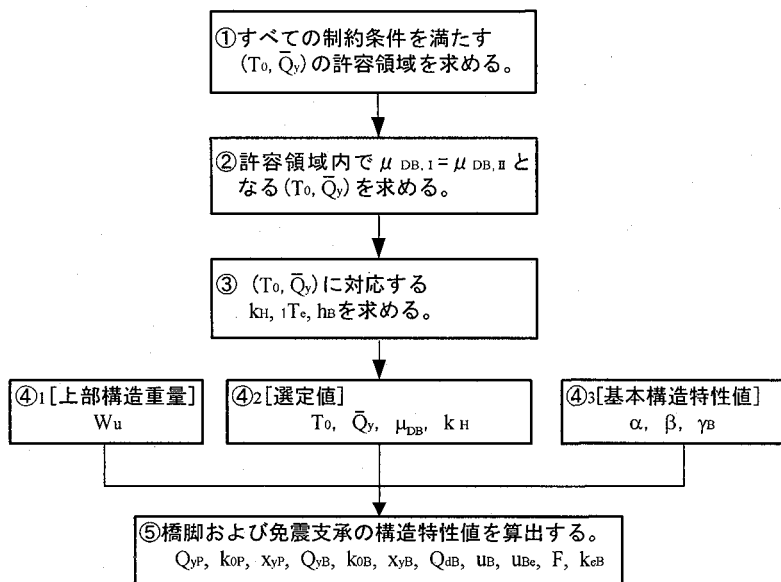


図-19 橋脚および免震支承の構造特性値の算出フロー

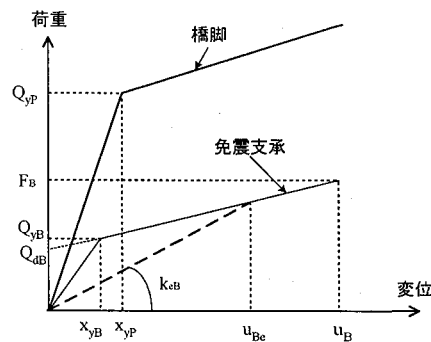


図-20 橋脚および免震支承の骨格曲線 (I種地盤)

表-3 橋脚および免震支承の構造特性値の算定例 [I種地盤]

各種パラメータ		値	
既定値	質量比	α	2.0
	初期剛性比	β	0.5
	橋脚の弾塑性剛性比	γ_P	0.1
	免震支承の弾塑性剛性比	γ_B	1/6.5
	橋脚の減衰定数	h_P	0.02
	上部構重量	W_u	600.00 (tf)
	選定値	非免震時の固有周期	T_0
降伏強度比		\bar{Q}_y	0.34
免震支承の最大塑性率		μ_{DB}	5.80
橋脚の降伏強度		k_H	0.45
免震橋と非免震橋の固有周期比		${}_1T_c$	2.10
免震支承の等価減衰定数		h_B	0.28
免震橋の固有周期		${}_1T_e$	1.27 (sec)
橋脚	橋脚重量	W_P	300.0 (tf)
	降伏強度	Q_{yP}	405.0 (tf)
	降伏変位	x_{yP}	4.00 (cm)
	初期剛性	k_{OP}	10100.30 (tf/m)
	2次剛性	k_{IP}	1010.03 (tf/m)
	免震支承	設計変位	u_B
有効設計変位		u_{Be}	11.10 (cm)
降伏強度		Q_d	137.70 (tf)
初期剛性		k_{OB}	5050.10 (tf/m)
2次剛性		k_{IB}	776.90 (tf/m)
降伏変位		x_{yB}	2.70 (cm)
等価剛性		k_{eB}	1829.50 (tf/m)

($\mu_{DB,I} = \mu_{DB,II}$)とした。なお、 $\mu_{DB,I} = \mu_{DB,II}$ となる点が許容領域内に存在しない場合には、 $\mu_{DB,I}$ と $\mu_{DB,II}$ が最も接近している点を選択し、免震支承の等価減衰定数 h_B が大きくなる方を μ_{DB} とする。ステップ⑤では、橋脚および免震支承の構造特性値を以下のような式より順次算定する。

$$\textcircled{5}_1 \text{ 橋脚の降伏強度: } Q_{yP} = k_H \left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) W_u \quad (18)$$

$$\textcircled{5}_2 \text{ 橋脚の初期剛性: } k_{OP} = \left(\frac{2\pi}{\sqrt{gT_0}}\right)^2 \left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) W_u \quad (19)$$

$$\textcircled{5}_3 \text{ 橋脚の降伏変位: } x_{yP} = k_H \left(\frac{\sqrt{gT_0}}{2\pi}\right)^2 \quad (20)$$

$$\textcircled{5}_4 \text{ 免震支承の降伏強度: } Q_{yB} = k_H \bar{Q}_y \left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) W_u \quad (21)$$

$$\textcircled{5}_5 \text{ 免震支承の初期剛性: } k_{OB} = \beta \left(\frac{2\pi}{\sqrt{gT_0}}\right)^2 \left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) W_u \quad (22)$$

$$\textcircled{5}_6 \text{ 免震支承の降伏変位: } x_{yB} = \frac{k_H \bar{Q}_y}{\beta} \left(\frac{\sqrt{gT_0}}{2\pi}\right)^2 \quad (23)$$

⑤₇ 免震支承の降伏荷重:

$$Q_{dB} = k_H \bar{Q}_y (1 - \gamma_B) \left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) W_u \quad (24)$$

⑤₈ 免震支承の設計変位:

$$u_B = x_{yB} \mu_{DB} = \frac{k_H \bar{Q}_y \mu_{DB}}{\beta} \left(\frac{\sqrt{gT_0}}{2\pi}\right)^2 \quad (25)$$

⑤₉ 免震支承の有効設計変位: $u_{Be} = 0.7u_B$ (26)

⑤₁₀ 免震支承の最大せん断力:

$$F_B = Q_{yB} + \gamma_B k_{OB} (u_{Be} - x_{yB}) \quad (27)$$

⑤₁₁ 免震支承の等価剛性: $k_{eB} = \frac{F_B}{u_{Be}}$ (28)

5. で求めた I 種地盤に対する (T_0, \bar{Q}_y) の許容値を用いて、以上の手順により算定した橋脚および免震支承の

構造特性値等を表-3に示す。この場合の橋脚ならびに免震支承の骨格曲線は、図-20のようである。

7. おわりに

本研究では、レベル2地震動に対するより合理的な道路橋の免震設計法を導くための基礎的研究として、免震橋脚の最大塑性率等の制約パラメータに関する等高線図の重ね合わせにより、複数の制約条件を満たす橋脚ならびに免震支承の最適な構造特性値を求める方法について検討した。以下に得られた主な知見を列挙する。

- (1) 免震支承を用いた場合と免震支承を用いない場合との橋の固有周期の比(\bar{T}_c)および免震支承の等価減衰定数(h_B)はともに免震支承の最大塑性率(μ_{DB})の関数として表され、 \bar{T}_c と h_B に関する制約条件は容易に μ_{DB} の制約条件に置換することができる。
- (2) 「免震支承を用いない場合と免震支承を用いた場合の各橋脚の最大塑性率の差」と「免震支承を用いない場合の各橋脚の最大塑性率」の比を免震効果と定義した場合、タイプI地震動よりもタイプII地震動に対して、免震効果が高い傾向がある。
- (3) 橋脚の最大塑性率(μ_{DP})、免震支承を用いた場合と免震支承を用いない場合との橋の固有周期の比(\bar{T}_c)、免震支承の等価減衰定数(h_B)および免震効果(D_M)等の各等高線図を重ね合わせることで、それらの制約条件をすべて満たす免震支承を用いない場合の橋の固有周期(T_0)ならびに免震支承と橋脚の降伏強度の比(\bar{Q}_y)の許容領域を比較的容易に求めることができる。
- (4) すべての制約条件を満たす(T_0, \bar{Q}_y)の許容領域から、両タイプの地震動に対する免震支承の最大塑性率(μ_{DB})が等しくなるような点(T_0, \bar{Q}_y)ならびにその点の降伏震度 k_H を求めることにより、それらの値と上部構造重量 W_u とから、橋脚および免震支承の構造特性値を算定することができる。
- (5) 等高線図の重ね合わせにより(T_0, \bar{Q}_y)の許容領域を求める本手法は、新たな制約パラメータが追加された場合にもそのパラメータに対する等高線図を求めて重ねるだけで、その影響を容易に反映することができる。

本研究では、基礎的な手法の確立に主眼を置いたため、近年問題になっている免震橋の上部構造の地震時変

位^{6),14)}等を制約パラメータとしていないが、他のパラメータと同様にそれらの等高線図も比較的簡単に描くことができる。今後、それらの等高線図を用いて、免震橋の上部構造の地震時変位等に関する制約が(T_0, \bar{Q}_y)の許容領域に及ぼす影響について検討する予定である。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，丸善，1996。
- 2) 沢田勉，平尾潔：目標応答スペクトルに合致する模擬地震動の一作成法，第17回地震工学研究発表会講演概要，pp.49-52，1983。
- 3) 陳，高橋，家村：免震支承と橋脚の弾塑性挙動の相互作用に関する研究，土木学会第53回年次学術講演会概要集，I-B330,pp.660-661,1998。
- 4) Kusnowidjaja Megawati, Hidesada Kanaji : Nonlinear Interactions between Pier and Isolator in a Seismically Isolated Bridge, 土木学会第53回年次学術講演会概要集，I-B331,pp.662-663,1998。
- 5) M.J.N.Priestley, F.Seible, G.M.Calvi 著，川島一彦監訳：橋脚の耐震設計と耐震補強，技術堂出版，1998。
- 6) 板橋美保，川島一彦，庄司学：橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いが設計地震力の算定に及ぼす影響，土木学会論文集，No.619/I-47，pp.131-144，1999。
- 7) Saiidi M. : Hysteresis Models for Reinforced Concrete, ASCE, Vol.108, ST5, pp.1077-1087,1982。
- 8) 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，1981。
- 9) 成行，平尾，沢田，由井，酒部：強震下におけるせん断型多質点履歴系の損傷度制御に関する基礎的研究，構造工学論文集 Vol.43A, pp.801-809,1997。
- 10) 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル(案)，1992。
- 11) 日本電子計算(株)：Gsharp for Windows 1.1, <http://www.jip.co.jp/si/soft/gsharp.html>。
- 12) (財)国土開発技術研究センター：道路橋の免震設計法ガイドライン(案)(免震装置を有する道路橋の耐震設計研究報告書)，1989。
- 13) 社団法人日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997。
- 14) 松田泰治，大塚久哲，神農誠，入江達雄：変位制御型の道路橋の免震設計法に関する一考察，構造工学論文集 Vol.46A, pp.907-916, 2000。

(2000年9月14日受付)