

## 2. 構造部材の非線形応答を考慮した静的耐震設計法

### 2. 1 はじめに

我が国の橋梁の耐震設計においては、兵庫県南部地震以降、部材の塑性変形性能を考慮して設計する設計体系が本格的に取り入れられるようになり、実務設計の場においても、地震時保有水平耐力法や動的解析法が広く浸透されてきつつある。しかしながら、我が国における地震時保有水平耐力法の歴史はまだ浅く、非線形応答の推定法、橋全体系ならびに橋を構成する部材の変形特性の評価法等、まだ研究すべき事項も多数残されているのが現状である。

一方、米国においては、日本よりもずっと早い時期からいわゆる地震時保有水平耐力法の考え方が橋梁の耐震設計において導入されており、いわば地震時保有水平耐力法の先進国とも言える。米国における橋梁の耐震設計法に関しては、本報告書の12章に述べられているので、詳細はそちらに譲るが、本章では、米国で従来から耐震設計で用いられている「荷重ベース設計法(Force-based Design)」とともに、最近研究が進んでいる「変位ベース設計法(Displacement-based Design)」や「エネルギーベース設計法(Energy-based Design)」による橋梁の新しい耐震設計法について紹介することにする。さらに、ニュージーランドで既に実用されている「キャパシティデザイン」についても概説することにする。

また、構造部材の非線形応答を考慮した静的耐震設計法として、プッシュオーバーアナリシスが多用されてきつつある。プッシュオーバーアナリシスは、ラーメン橋やアーチ橋のように、橋のどの部位に塑性ヒンジが生じるかが予め予測できないような場合に有効な解析法である。そこで、このプッシュオーバーアナリシスについても本章で紹介する。さらに、近年、新しい技術の導入をやすくし、コストの縮減を図ることを目的として、設計基準の性能規定化が進められている。このような設計基準の性能規定化と、性能を照査する照査法としての静的耐震設計法との関係について概述したい。

(執筆者：星隈順一)

## 2. 2 荷重ベース設計法

### 2. 2. 1 荷重ベース設計法

米国では、1906年にサンフランシスコ地震が発生し、サンフランシスコ市内に甚大な被害が発生したが、米国が独立してカリフォルニア州に人口が集中し始めたのが1950年以降であることを踏まえると、この地震が実質的に米国が経験した最初の大地震と言える。このサンフランシスコ地震以降、1933年のロングビーチ地震を経て、カリフォルニア州では地震の影響を考慮して構造物の設計が行われるようになった。しかしながら、設計で考慮する水平震度は、固有周期が0.5秒程度のごく一般的な橋で0.04~0.08程度と非常に小さなレベルであった[2.2.1]。

そうした中、1971年にサンフェルナンド地震が発生し、高架の道路橋に甚大な被害が発生した。この震災経験を踏まえ、カリフォルニア州ではそれまでの耐震設計基準を抜本的に見直し、1974年からは新しい基準による耐震設計法を取り入れている。この改訂において重要な事項のひとつとして、実際に想定される設計地震動を設定し、その地震動に対して構造部材の塑性域でのねばりやエネルギー吸収性能を考慮して耐震設計が行われるようになったことが挙げられる。これは我が国で呼ぶところの地震時保有水平耐力法の考え方であり、米国では今から25年も前にこのような耐震設計法が確立していたのである。

この耐震設計法においては、ARSカーブと呼ばれる減衰定数5%の弾性加速度応答スペクトルに基づいて等価静的水平荷重を算出し、そして変位一定則を適用してその等価静的水平荷重を低減させて設計を行っている(1990年代後半からは、非線形応答変位の推定において変位一定則に構造物の周期による補正を加えた手法が適用されている)。このように、設計当初において設計用の地震荷重を設定し、その荷重に基づいて部材の設計を進めていく手法は「荷重ベース設計法(Force-based Design)」と呼ばれており、これは、サンフェルナンド地震以降、米国における橋梁の耐震設計法の主流となっている。我が国における道路橋示方書でも、減衰定数5%の弾性加速度応答スペクトルに基づいて設計水平震度が設定されており、これをエネルギー一定則に基づいて低減させて耐震設計が行われている。これも、荷重ベース設計法の分類に属している。地震荷重の与えられ方としては、弾性加速度応答スペクトルではなく、非線形応答スペクトルとして与えられることもある。この場合には、既に部材の非線形挙動の影響を加味した形でスペクトル形状が決まっているので、荷重低減係数は必要とならないが、非線形応答スペクトルに基づいて耐震設計を行っていく手法も、荷重ベース設計法の一つである。図2.2.1は、荷重ベース設計法の基本概念を後述する変位ベース設計法と比較して示したものである。

地震時に部材が非線形域で応答することを考慮した荷重ベース設計法による耐震設計においては、荷重低減係数の設定が重要である。荷重低減係数とは、非線形域で応答する部材が弾性部材であったと仮定した場合に橋に作用する地震力と、橋全体系を弾塑性系としてモデル化した時の降伏時の水平力の比として定義され、次式のように表される。

$$R_{\mu} = \frac{F_{R(EL)}}{F_{Y(NL)}} \quad (2.2.1)$$

ここで、 $R_{\mu}$  : 荷重低減係数

$F_{R(EL)}$  : 非線形域で応答する部材が弾性部材であったと仮定した場合に橋に作用する地震力

$F_{Y(NL)}$  : 橋全体系を弾塑性系としてモデル化した時の降伏時の水平力

荷重ベース設計法では、ARS カーブ（弾性加速度応答スペクトル）を基に算出される地震力を式(2.2.1)により求められる荷重低減係数で除すことにより、当該橋に対する設計地震力を求めることになる。我が国では、一般に、荷重低減係数はエネルギー一定則を適用して算出される場合が多い。しかしながら、厳密には、荷重低減係数は、系の固有周期や最大応答塑性率の大きさ、系の減衰定数によっても変化する。したがって、荷重ベース設計法において、橋に生じる非線形応答をより精度よく推定するためには、荷重低減係数を合理的に設定することが重要となる。この荷重低減係数の設定については、本報告書の第3章に詳述しているので、そちらを参考にされたい。

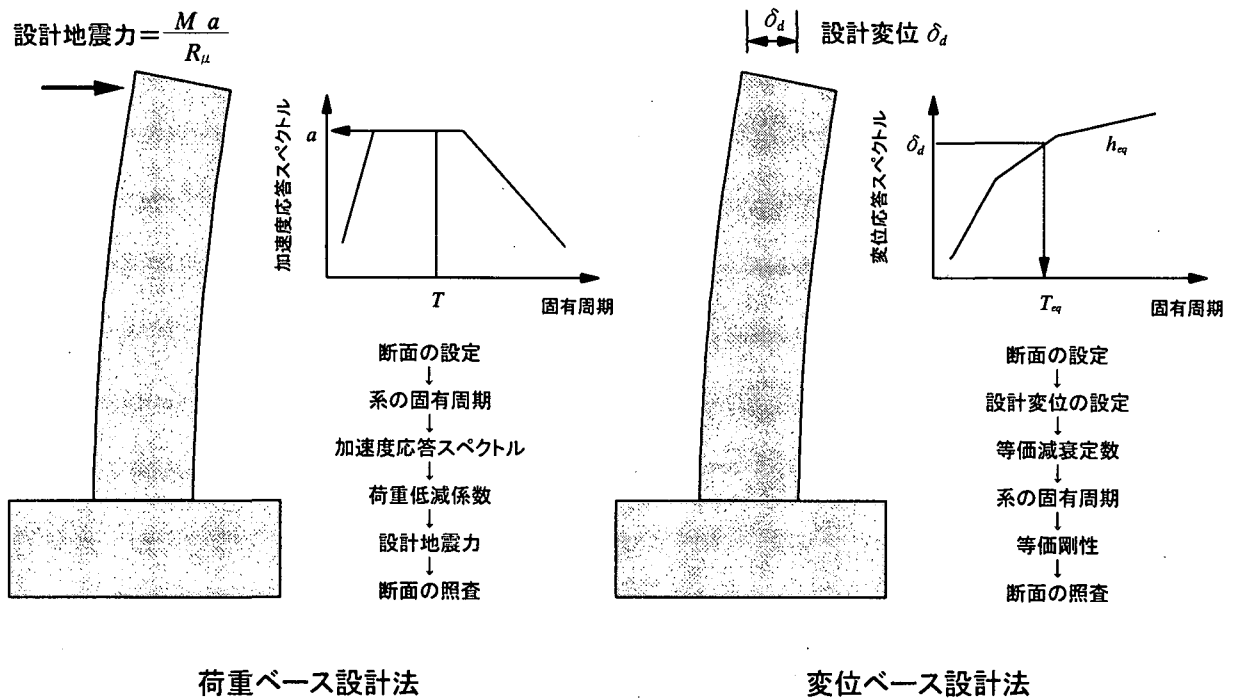


図 2.2.1 荷重ベース設計法と変位ベース設計法

## 2.2.2 橋に作用する地震力

一般的な桁橋等では、上部構造に質量が集中していることから、その地震時挙動は、固有周期  $T$  (秒)、減衰定数  $h$  の 1 自由度振動系として考えることができる。すると、式(2.2.1)における非線形域で応答する部材が弾性部材であったと仮定した場合に橋に作用する地震力  $F_{R(EL)}$  は、次式で与えられることになる。ここで、地震力  $F_{R(EL)}$  の作用位置は、上部構造質量の重心位置である。

$$F_{R(EL)} = S_A(T, h) \times M \quad (2.2.2)$$

ここで、 $S_A(T, h)$  : 固有周期  $T$ 、減衰定数  $h$  の加速度応答スペクトル

$M$  : 当該橋脚が支持する上部構造の質量

加速度応答スペクトルは、式(2.2.2)に示すように、対象とする橋が実際に持っている固有周期と減衰定数に対する値を用いる必要がある。一方、橋の固有周期と減衰定数は独立した変数ではなく、両者の間にはおよそ逆比例の関係があり、それは次式のように表されている[2.2.2]。

$$h = \frac{0.02}{T} \quad (2.2.3)$$

これによれば、固有周期 0.5 秒の橋は減衰定数が 0.04、1.0 秒の橋では 0.02 の減衰定数と推定される。ただし、式(2.2.3)の関係は、微小振動時に対する推定式である。

また、減衰定数が増加すると加速度応答スペクトルの値も変化するが、この関係は、減衰定数 0.05 の時の値を基準として次式により推定することができる。

$$S_A(T, h) = c_D \times S_A(T, 0.05) \quad (2.2.4)$$

ここで、 $S_A(T, 0.05)$  : 固有周期  $T$ 、減衰定数 0.05 の加速度応答スペクトル

$c_D$  : 減衰定数別補正係数で、次式により与えられる[2.2.3]。

$$c_D = \frac{0.5}{40h + 1} + 0.5 \quad (2.2.5)$$

一般に、耐震設計用としての加速度応答スペクトルは、減衰定数 0.05 に対する値として示されることが多いが、周期が長く、減衰定数が小さくなるような橋では、加速度応答スペクトルを適切に補正して橋に作用する地震力を算出する必要がある。

## 2.2.3 橋脚に必要とされる水平耐力とその照査

式(2.2.1)ならびに式(2.2.2)より、荷重ベース設計法により求められる橋脚に必要とされる水平耐力は、式(2.2.3)のようになる。

$$P_D = F_{Y(NL)} = \frac{S_A(T, h) \times M}{R_\mu} \quad (2.2.6)$$

ここで、 $P_D$  : 橋脚に必要とされる水平耐力 (ダイヤモンド耐力)

$R_\mu$  : 荷重低減係数で、系の固有周期や減衰定数、応答塑性率によって変化するが、その詳細は 3. 1 に示している。

そして、荷重ベース設計法における照査は、式(2.2.6)により算出される橋脚に必要とされる水平耐力に基づいて式(2.2.7)を満足するかどうかをチェックすることにより行われる。

$$P_D \leq P_o \quad (2.2.7)$$

ここで、 $P_o$  : 橋脚の地震時保有水平耐力 (キャパシティ耐力)

## 参考文献

- 2.2.1) 川島一彦、岩崎敏男：米国における道路橋の耐震設計法とその変遷、橋梁と基礎、1990年3月
- 2.2.2) 栗林栄一、岩崎敏男：橋梁の耐震設計に関する研究（Ⅲ）－橋梁の振動減衰に関する実測結果、土木研究所報告、第139号、昭和45年
- 2.2.3) 川島一彦、相沢興：減衰定数に対する地震応答スペクトルの補正方法、土木学会論文集、第344号/I-1、昭和59年4月

(執筆者：星隈順一)

## 2. 3 変位ベース設計法

### 2. 3. 1 変位ベース設計法

荷重ベース設計法では、設計当初において設計荷重を設定して部材の断面を設計していく手法であるのに対して、まず始めに設計変位を設定し、設計地震動に対して構造物がその設計変位まで変形できるように部材断面を設計していく手法を「変位ベース設計法(Displacement-based Design)」と呼んでいる[2.3.1]。部材の塑性域での損傷度は、耐力ではなく変位に依存するものであり、限界状態の定量化においては、変位が重要な指標となる。したがって、設計で想定している限界状態に応じて目標とする設計変位をまず設定することから始まる変位ベース設計法は、荷重ベース設計法と比較して、耐震設計において限界状態を非常にわかりやすい形で評価することができるという特徴がある。

### 2. 3. 2 変位ベース設計を適用した等価線形化法によるRC橋脚の耐震設計

ここでは、等価線形化法による応答スペクトル法を例に、変位ベース設計法の概念を紹介しよう[2.3.2]。すなわち、水平力-水平変位の関係が非線形システムとなる構造系を考えることとし、これを図 2.3.1 に示すように、等価剛性  $K_{eff}$  と等価減衰定数  $h_{eq}$  を有する線形システムとしてモデル化する[2.3.3]。ここで、等価剛性は、設計水平変位（最大応答変位と等しくなる）と原点を結ぶ直線の傾きとして与えている。等価線形化法における等価剛性の与え方については、入力地震動の特性や主たる塑性化が生じる部材の特性によって、非線形応答の推定精度が変わることが知られているが、ここでは、あくまでも設計水平変位と原点を結ぶ直線の傾きを等価剛性として定義した場合の例として示している。また、等価減衰定数は、構造物の塑性化の程度によって変化するため、応答塑性率に応じて適切な値を設定する必要がある。その一つの手法として、例えば、鉄筋コンクリート部材の履歴モデルとして広く用いられている剛性劣化型の Takeda モデルを適用すると、等価減衰定数は式(2.3.1)により求めることができる(図 2.3.2(a)) [2.3.4]。

$$\zeta = 0.05 + \frac{\left(1 - \frac{1-r}{\sqrt{\mu}} - r\sqrt{\mu}\right)}{\pi} \quad (2.3.1)$$

ここに、 $r$  : バイリニア系における2次剛性比  
 $\mu$  : 応答塑性率

さらに、系の等価固有周期は、当該等価減衰定数の設計変位応答スペクトルに基づき、図 2.3.2(b)に示すように導き出される。

さて、以下に、非線形構造システムとして単柱式の鉄筋コンクリート橋脚を例に取り、Priestley らによって考案されている変位ベース設計法に基づいた等価線形化法による耐震設計の具体的な手順を例示的に紹介することにする。

#### 1) 初期値の設定

設計に必要な諸条件、すなわち、上部構造質

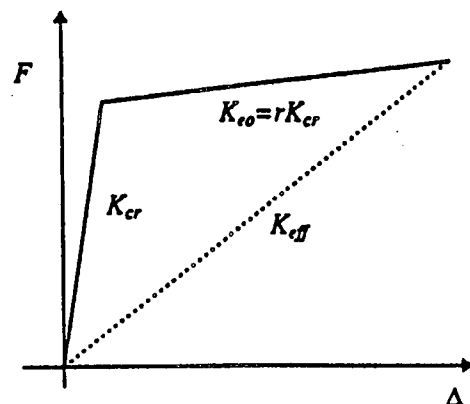


図 2.3.1 等価線形化法と等価剛性

量  $M$ 、橋脚高さ  $L$ 、材料強度を定める。また、設計で想定する限界状態に基づき、ターゲットとする設計水平変位  $\Delta_u$  の設定を行う。また、応答塑性率に応じた等価減衰定数の設定式を選定する。ここでは、鉄筋コンクリート橋脚を対象としていることから、上述の式(2.3.1)を用いることにする。また、設計に用いる変位応答スペクトルを選定する。

## 2) 等価剛性の算出

降伏変位の初期値を式(3.2)により設定し、応答塑性率を式(3.3)により定義する。

$$\Delta_y = 0.005L \quad (2.3.2)$$

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2.3.3)$$

ここで、式(2.3.2)は鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位の初期値を算出するための簡便式であり、算定値に十分な精度があるものではない。等価減衰定数は、式(2.3.1)に式(2.3.3)を代入することにより算出される。ただし、鉄筋コンクリート部材の2次剛性比としては  $r=0.05$  前後とするのが一般的とされている。

次に、1) のステップにおいて選定した変位応答スペクトルを用いて、設計水平変位と式(2.3.1)により求めた等価減衰定数に相当する等価固有周期を判読する。そして、等価剛性は、上部構造質量と等価固有周期により、式(2.3.4)により算出される (図 2.3.2(c))。

$$K_{eff} \approx \frac{4\pi^2 M}{T_{eff}^2} \quad (2.3.4)$$

## 3) 設計水平力の算出

鉄筋コンクリート橋脚は、等価線形にモデル化されているため、終局水平力  $H_u$  は等価剛性と設計水平変位の積として式(2.3.5)で与えられ (図 2.3.2(d))、したがって、終局曲げモーメントは式(2.3.6)により算出される。

$$H_u = K_{eff} \times \Delta_u \quad (2.3.5)$$

$$M_u = H_u \times L \quad (2.3.6)$$

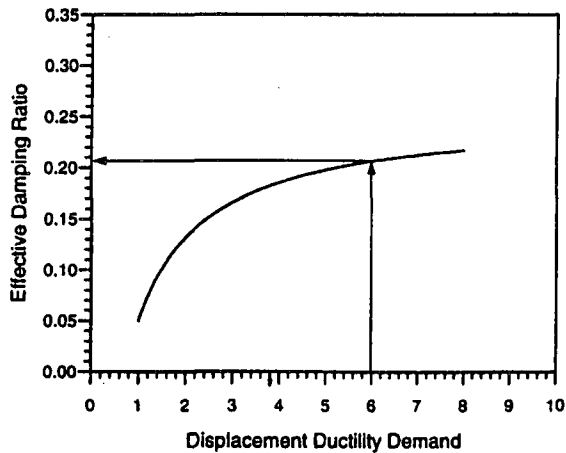
したがって、バイリニア系の水平力-水平変位関係における設計水平力  $H_d$  (降伏水平力に等しい) 及び設計曲げモーメント  $M_d$  (降伏曲げモーメントに等しい) は、それぞれ式(2.3.7)及び(2.3.8)により求められる。

$$H_d = \frac{H_u}{r\mu - r + 1} \quad (2.3.7)$$

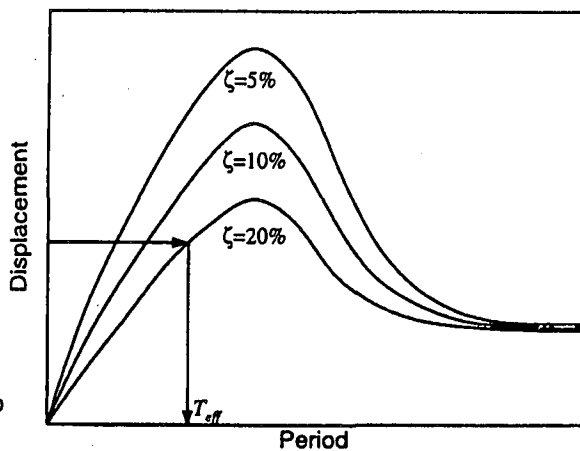
$$M_d = H_d \times L \quad (2.3.8)$$

## 4) 鉄筋コンクリート橋脚断面の設計

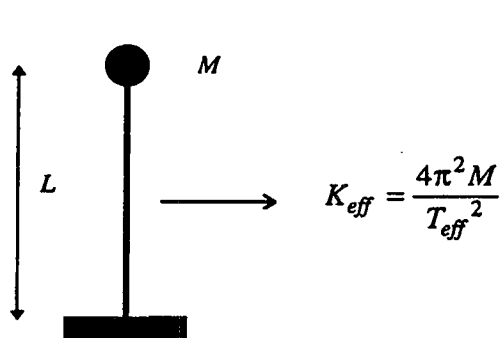
式(2.3.7)及び(2.3.8)により求められた設計水平力及び設計曲げモーメントを用いて橋脚断面の寸法ならびに軸方向鉄筋の設計を行う。この時、軸方向鉄筋比としては 0.7~4.0%程度の値とするのが目安とされている。そして、設計された鉄筋コンクリート断面に対して、初降伏時における断面2次モーメント  $I_{cr}$  を次式により算出する。



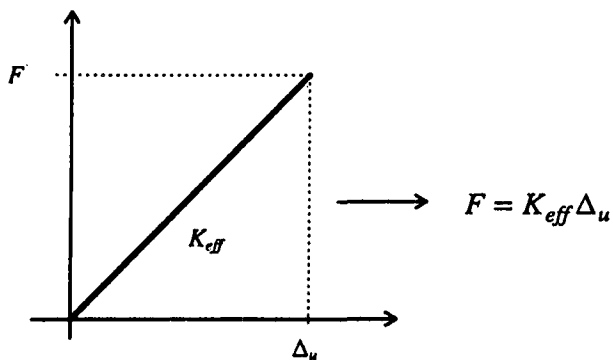
(a) 等価減衰定数の算出



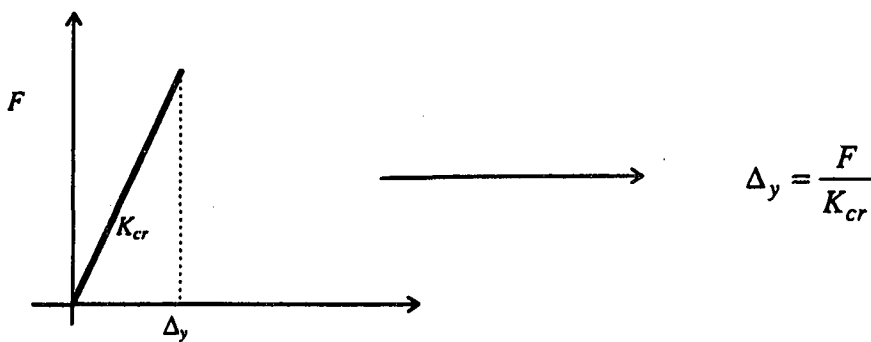
(b) 等価固有周期の算出



(c) 等価剛性の算出



(d) 設計水平力の算出



(e) 修正降伏変位の算出

図 2.3.2 変位ベース設計法の流れ



$$\frac{I_{cr}}{I_g} = 0.21 + 12\rho_l + \left[0.1 + 205(0.05 - \rho_l)^2\right] \times \frac{P}{f_c' A_g} \quad (2.3.9)$$

ここに、 $I_g$  : 全断面に対する断面 2 次モーメント  
 $\rho_l$  : 軸方向鉄筋比  
 $P$  : 軸力  
 $f_c'$  : コンクリート強度  
 $A_g$  : 橋脚の断面積

ここで、式(2.3.9)は、軸方向鉄筋比と軸圧縮強度比から初降伏時における断面 2 次モーメントを推定する簡便式として Priestley らによって提案されているものである[2.3.5]。式(2.3.9)により求められた  $I_{cr}$  より、鉄筋コンクリート橋脚のひびわれ剛性  $K_{cr}$  は、弾性理論により式(2.3.10)により算出される。

$$K_{cr} = \frac{3EI_{cr}}{L^3} \quad (2.3.10)$$

#### 5) 降伏変位の算定と収束チェック

式(2.3.7)及び(2.3.10)で求められた設計水平力とひびわれ剛性より、鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位は式(3.11)により算出される (図 2.3.2(e))。

$$\Delta_y = \frac{H_d}{K_{cr}} \quad (2.3.11)$$

式(2.3.11)により求められた降伏変位と式(2.3.2)で設定した降伏変位の初期値を比較し、その誤差が許容範囲(±5%が適当)を超えていれば、式(2.3.11)で求められた降伏変位を初期値として設定し直し、収束するまで上述の計算を繰り返し行う。

#### 6) 横方向鉄筋の設計

横方向鉄筋は、拘束ならびにせん断補強として必要な量の配筋を行う。拘束に必要な横方向鉄筋の量は、鉄筋コンクリート橋脚の応答塑性率によって求めることができる。すなわち、塑性ヒンジ断面における応答曲率塑性率  $\mu_\phi$  は応答塑性率  $\mu_\Delta$  に応じて次式で算出できる[2.3.6]。

$$\mu_\phi = 1 + \frac{(\mu_\Delta - 1)}{3(L_p/L)[1 - 0.5(L_p/L)]} \quad (2.3.12)$$

ここに、 $L_p$  : 塑性ヒンジ長 (=  $0.08L + 0.022 f_{yh} d_{bl}$ )  
 $f_{yh}, d_{bl}$  : 軸方向鉄筋の降伏点および直径

したがって、終局曲率の要求値は式(2.3.13)により求められ、コンクリートの終局最外縁圧縮ひずみの要求値  $\epsilon_{cu}$  が式(2.3.14)のように導かれる。

$$\phi_u = \mu_\phi \phi_y = \mu_\phi \frac{3\Delta_y}{L^2} \quad (2.3.13)$$

$$\epsilon_{cu} = \phi_u c_u = \mu_\phi c_u \frac{3\Delta_y}{L^2} \quad (2.3.14)$$

ここに、 $c_u$  は終局時における中立軸から圧縮縁までの距離であり、一般的には断面の曲げモーメ

ントー曲率解析により求めることができる。そして、コンクリートの終局ひずみ推定モデルとして式(2.3.15)に示される Chai らの提案式[2.3.7]を用いると、必要な横拘束筋の体積比  $\rho_s$  は式(2.3.16)により導き出される。

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{sm}}{f'_{cc}} \quad (2.3.15)$$

$$\rho_s = 0.74(\varepsilon_{cu} - 0.004) \frac{f_{cc}}{f_{yh} \varepsilon_{sm}} \quad (2.3.16)$$

ここに、 $f_{cc}$  は Mander らのモデル[2.3.8]に基づく拘束コンクリート強度、 $f_{yh}$  ならびに  $\varepsilon_{sm}$  は軸方向鉄筋の降伏点ならびに引張強度時のひずみである。

一方、せん断補強として必要な横方向鉄筋は、Priestley らによって式(2.3.17)のように提案されている鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力評価式を用いて算定することができる。

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (2.3.17)$$

ここに、 $V_n$  は鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力、 $V_c$  はコンクリートが分担するせん断耐力、 $V_s$  は横方向鉄筋が分担するせん断耐力、 $V_p$  は軸力によるコンクリートの斜め圧縮ストラットによりもたらされるせん断耐力である。なお、これらの各せん断耐力の具体的な算定方法については、Priestley らによって別途示されているので[2.3.9]、ここではその記述を省略する。

### 2.3.3 変位ベース設計法による鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計計算例

前節に示した変位ベース設計法の手順に従い、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚を設計した計算例を紹介する。なお、本計算例では、設計水平変位を  $0.015L$  ならびに  $0.03L$  ( $L$ : 基部から慣性力の作用位置までの高さ) とした場合の2ケースを設定した。設計水平変位は、本来設計で想定している限界状態に応じて設定されるが、ここでは計算例を示すという目的から、ドリフト率で1.5%と3.0%の2つのケースを想定することとした。塑性変形の程度をドリフト率で表記するのは、我が国の土木の分野ではあまりなじみが薄いのが、ドリフト率が3.0%というのは、一義的には言えないものの、よく拘束された一般的な鉄筋コンクリート橋脚であれば、終局状態に近い程度の変形に相当している。

基本的な設計条件としては、橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さは10m、橋脚が支持する上部構造の等価重量は11.4MN、橋脚に作用する軸力は3.57MNである。設計地震動としては、ここでは米国におけるATC32の規定を適用することとし、図2.3.3に示すマグニチュード  $8 \pm 0.25$  相当の地震で最大地盤加速度が0.6gの軟岩( $V_s=360 \sim 760\text{m/s}$ )層における地震動に対する設計変位応答スペクトルを用いた。その加速度応答スペクトルは図2.3.4に示すとおりである。使用材料定数は、コンクリートの強度ならびに弾性係数が  $24\text{N/mm}^2$ 、 $30\text{kN/mm}^2$ 、鉄筋は材質をSD295とし、降伏点は  $295\text{N/mm}^2$ 、弾性係数は  $200\text{kN/mm}^2$  とした。

設計計算結果を表2.3.1にまとめて示す。なお、本設計計算では、設計した断面における降伏変位がその初期設定値に収束するまで繰り返し計算を行っているが、表2.3.1には最終的に決定した断面における計算プロセスのみを示した。これより、ドリフト率を3.0%として設計すると、断面を絞るとともに拘束効果を高めて変形性能を向上させた断面が設計された。その一方で、ドリフト率を1.5%にまで抑えようと、断面を大きくして剛性を高めるとともに、橋脚の水平耐力が高められた断面となった。

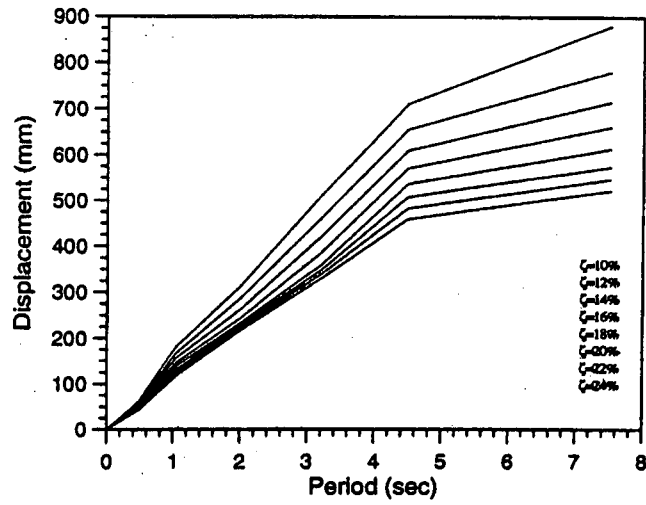


図 2.3.3 計算例に用いた変位応答スペクトル

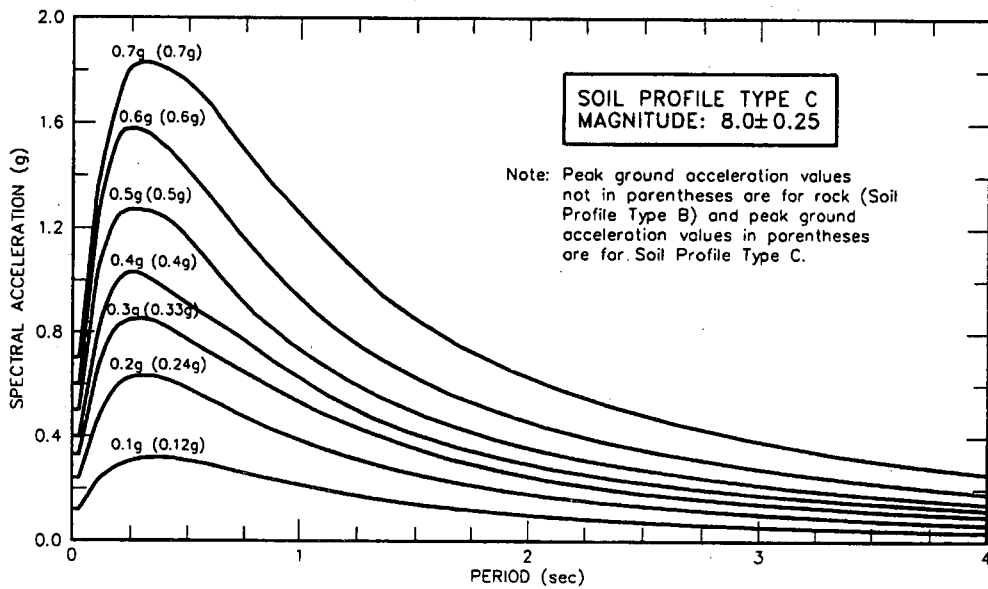


図 2.3.3 計算例に用いた変位応答スペクトル

表 2.3.1 変位ベース設計法による鉄筋コンクリート橋脚の設計計算例

		ドリフト率 1.5%	ドリフト率 3.0%
等価剛性の算出	設計水平変位 $\Delta_u$ (m)	0.15	0.30
	降伏変位の初期値 $\Delta_y$ (m)	0.0450	0.0468
	応答塑性率 $\mu$	3.33	6.41
	等価減衰定数 $\zeta$	0.174	0.209
	等価固有周期 $T_{eff}$ (sec)	1.13	2.68
	等価剛性 $K_{eff}$ (kN/m)	36079	6413
設計水平力の算出	終局水平力 $H_u$ (kN)	5412	1924
	設計水平力 $H_d$ (kN)	4847	1514
鉄筋コンクリート断面の設計	断面形状	円形断面 直径 2.8m	円形断面 直径 2.0m
	軸方向鉄筋 (かぶり mm)	D41-72 本 (100mm)	D38-56 本 (100mm)
	軸方向鉄筋比 $\rho_l$	0.016	0.021
	初降伏時断面 2 次モーメント $I_{cr}$ (m <sup>4</sup> )	1.227	0.373
	ひびわれ剛性 $K_{cr}$ (kN/m)	110430	32922
降伏変位の収束チェック	修正降伏変位 $\Delta_y$ (m)	0.0439	0.0460
	収束判定	0.0439/0.0450 =0.98 (OK)	0.0460/0.0468 =0.98 (OK)
横方向鉄筋の設計	応答曲率塑性率 $\mu_\phi$	8.99	19.54
	終局曲率の要求値 $\phi_u$ (1/m)	0.0118	0.0270
	中立軸から圧縮縁までの距離 $c_u$ (m)	0.565	0.527
	終局ひずみ $\epsilon_{cu}$	0.00667	0.0142
	帯鉄筋体積比の要求値 $\rho_s$	0.0018	0.0078

参考文献

- 2.3.1) M.J.N. Priestley, F. Seible, G.M. Calvi : Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley-Interscience
- 2.3.2) P. Gulkan and M. Sozen: "Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions", ACI Journal, Dec. 1974
- 2.3.3) T. Takeda, M. Sozen, N. Nielsen : "Reinforced Concrete Response to Simulate Earthquakes", Journal of the Structural Division, ASCE, 96(12) Dec. 1970.
- 2.3.4) M.J. Kowalsky, M.J.N. Priestley, G.A. MacRae : "Displacement-Based Design: A Methodology for Seismic Design Applied to Single Degree of Freedom Reinforced Concrete Structures", Department of Applied Mechanics and Engineering Science, University of California, San Diego, Structural Systems Research Project SSRP 94/16, Oct. 1994

- 2.3.5) J.A. Nuncio-Cantera, M.J.N. Priestley : “Moment Overstrength of Circular and Square Bridge Columns”, Department of Applied Mechanics and Engineering Science, University of California, San Diego, Structural Systems Research Project SSRP 91/04, Sep. 1991
- 2.3.6) T. Paulay and M.J.N. Priestley: “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”, A Wiley-International Publication, 1992
- 2.3.7) M.J.N. Priestley, F. Seible and Y.H. Chai : “Design Guidelines for Assessment Retrofit and Repair of Bridges for Seismic Performance”, Department of Applied Mechanics and Engineering Science, University of California, San Diego, Structural Systems Research Project SSRP-92/01, Jan. 1992
- 2.3.8) J.B. Mander, M.J.N. Priestley and R. Park: “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, Journal of the Structural Division, ASCE, 114(8), Aug. 1988
- 2.3.9) M.J.N. Priestley, R. Verma, Y.H. Chai : “Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns”, Journal of the Structural Division, ASCE, 120(8) Aug. 1994

(執筆者：星隈順一)

## 2.4 エネルギーベース設計法

### 2.4.1 はじめに

現在、道路橋をはじめとする社会基盤施設の耐震設計は性能照査型の設計体系へ移行しつつある。性能照査型の耐震設計では想定される地震荷重レベルに応じて、対象となる構造物の機能を考慮してあるべき状態を想定し、その状態にあることを保証するための評価指標と評価値を定める必要がある。例えば、単柱式橋脚を有する一般的な道路橋の場合に当てはめてみると、現在設計で考慮されているタイプ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地震荷重レベルに応じた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に関する研究は Housner の研究[2.4.4], [2.4.5]に始まり、秋山らの一連の研究[2.4.1], [2.4.10], [2.4.11], [2.4.17]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。我が国では兵庫県南部地震の被災経験を踏まえ、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、橋脚基部の十分なじん性を確保することにより機能を維持する設計や系の周期を長周期化し、かつ減衰の増加を図った免震設計が採用されている。従って、先の単柱式橋脚を有する道路橋の場合、大地震時において非線形挙動を考慮して評価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ることになる。これまでは鉄筋の段落としが存在したことにより非線形挙動を呈する部位の特定が非常に困難であったが、設計法の改訂で非線形挙動を呈する部位が特定されたこと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きた。ここでは、エネルギーベース設計法の概要について説明する。

### 2.4.2 エネルギーベース設計法の概念

ここではエネルギーベース設計法の概念について説明する。図2.4.1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(2.4.1)式のように書ける。

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + F(y) = -m\ddot{z}_0 \quad (2.4.1)$$

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

(2.4.1)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(2.4.2)式が得られる。これがエネルギーに基づく釣り合い方程式である。

$$m \int_0^{t_0} \ddot{y} \dot{y} dt + c \int_0^{t_0} \dot{y}^2 dt + \int_0^{t_0} F(y) \dot{y} dt = -m \int_0^{t_0} \ddot{z}_0 \dot{y} dt \quad (2.4.2)$$

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。

$$E = -m \int_0^{t_0} \ddot{z}_0 \dot{y} dt \quad (2.4.3)$$

左辺の第1項は部分積分を用いれば、

$$m \int_0^{t_0} \ddot{y} dt = \frac{1}{2} m \dot{y}_{t=t_0}^2 \quad (2.4.4)$$

(2.4.4)式となり地震終了時の運動エネルギーを表す。(2.4.2)式の左辺の第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(2.4.2)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項の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。エネルギーベース設計法ではこの点に着目している。大地震時に構造物の部材の変形が強非線形領域に達した場合を想定すると、(2.4.2)式左辺の3つの項の中では第3項が圧倒的に卓越する。このため第1項と第2項を無視しても右辺との釣合が近似的に成立する。このような関係を利用して(2.4.2)式の右辺より求まるエネルギー入力総量とエネルギー的な釣合を考慮して変形を精度良く予測し、機能維持の判定を行おうとする設計法である。この時右辺のエネルギー入力の総量は地震外力が系に対して行った仕事の総量であるため荷重指標として位置づけられ、左辺による変形の予測は左辺第1項と第2項を無視したことにより必ず安全側の評価となる。これがエネルギーベース設計法の基本的な概念である。

エネルギー入力の総量がどのような特性を有しているかを知るために道路橋示方書耐震設計編の標準波形に対してエネルギースペクトルを算出する。ここでエネルギースペクトルとは(2.4.3)式のエネルギー入力の総量が質量 $m$ に依存する事を考慮して(2.4.5)式により等価速度 $V_E$ に換算し、構造物の規模に依存しない形で一般化して周期に対してプロットしたものである。

$$V_E = \sqrt{\frac{2E}{m}} \quad (2.4.5)$$

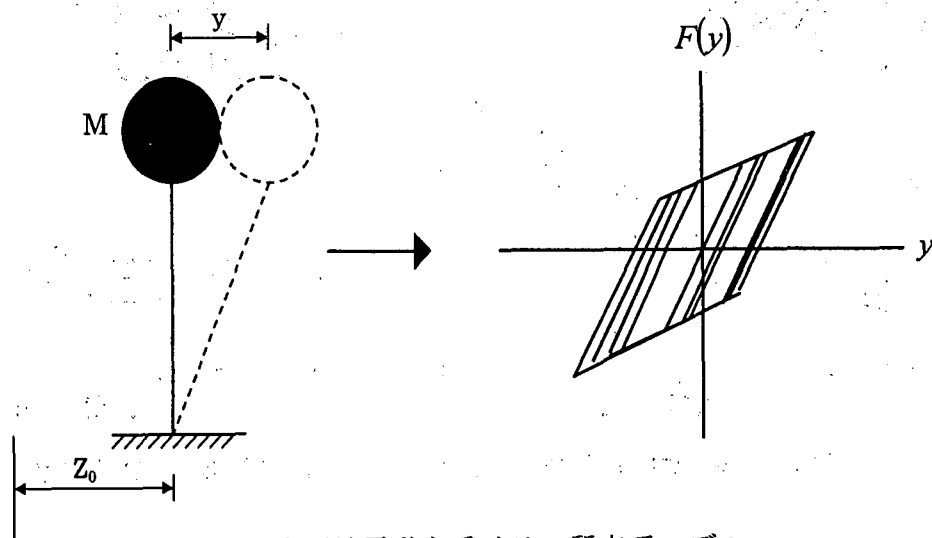
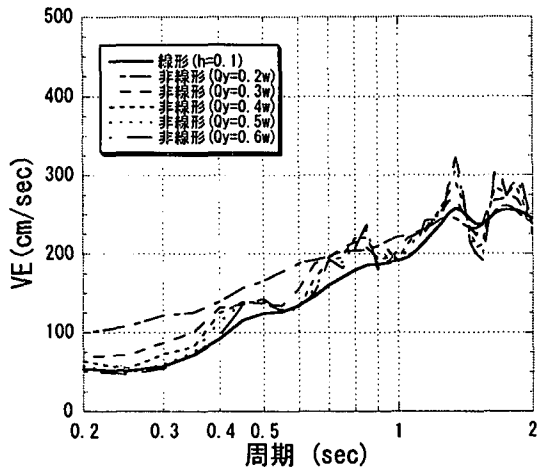
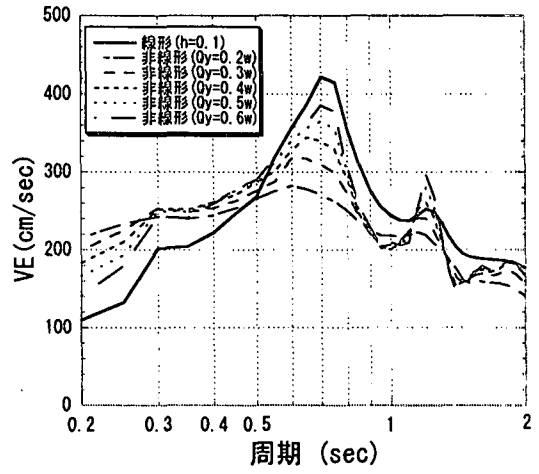


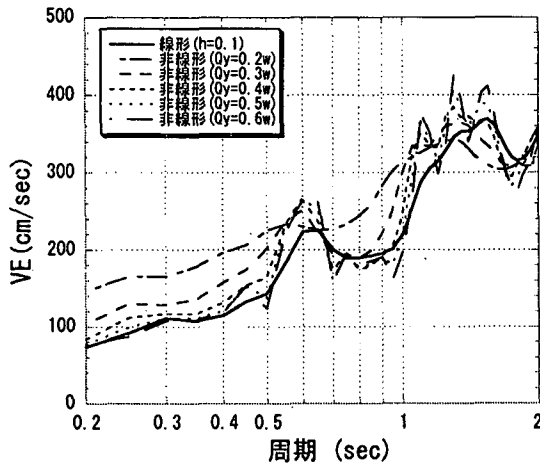
図 2.4.1 水平地震動を受ける 1 質点系モデル



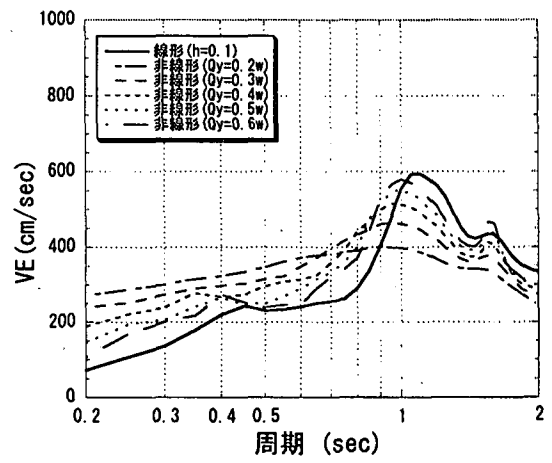
(a) TYPE I I種地盤 KAIHOKU\_LG



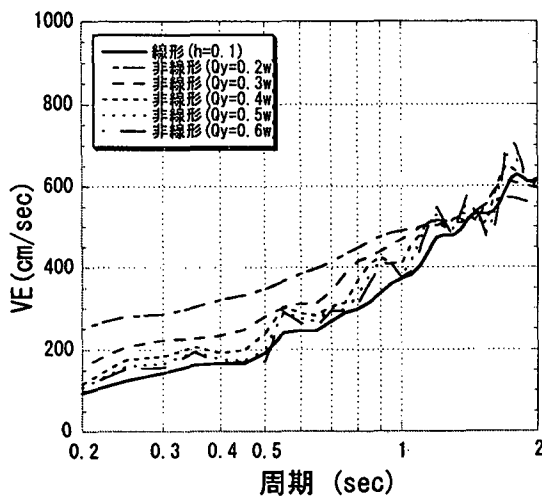
(b) TYPE II I種地盤 JMAKOBÉ\_NS



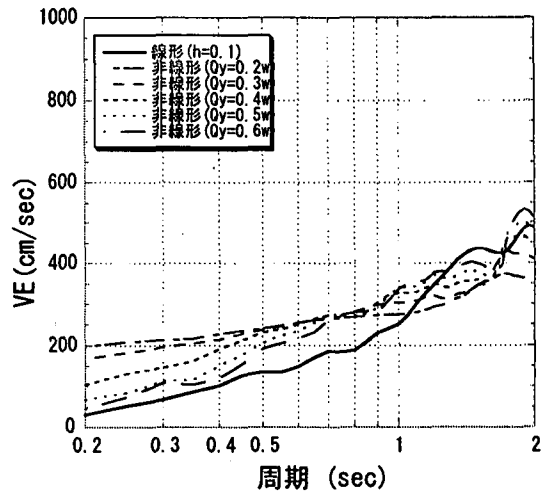
(c) TYPE I II種地盤 ITAJIMA\_LG



(d) TYPE II II種地盤 TAKATORI\_NS



(e) TYPE I III種地盤 TSUGARU\_TR



(f) TYPE II III種地盤 HIGASHI\_N12W

図 2.4.2 エネルギースペクトル



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2.4.2に示す。また、計算に用いた地震波をまとめて表2.4.1に示す。非線形エネルギースペクトルを計算する際の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（降伏震度0.2～0.6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。線形エネルギースペクトルと非線形エネルギースペクトルを比較すると、スペクトルの周期に依存した概略の形状はほぼ類似している。秋山らが指摘しているように短周期側では線形エネルギースペクトルの値を非線形エネルギースペクトルが上回っている。最大値に関しては線形エネルギースペクトルが最大値を示すものもあるが、全てではなく非線形エネルギースペクトルが最大値を示す場合もある。従って、粘性減衰定数10%を考慮した線形エネルギースペクトルの最大値を以て包絡スペクトルを定めることは難しい。このような点を考慮すると、地震荷重指標としてのエネルギースペクトルを定義する場合には当該構造物の降伏震度に対応した非線形エネルギースペクトルを以て定めるか、安全側の評価を行うのであれば非線形エネルギースペクトルの重ね書きを作成し、その包絡スペクトルを以て設計用のエネルギースペクトルを定めることが適切と考えられる。

表 2.4.1 解析に用いた地震波

wave name	item	earth. name	direction	Max. acceleration (gal)
(TYPE I)				
KAIHOKU BRG.LG		宮城県沖地震(1978)	LG	318.8
ITAJIMA BRG.LG		日向灘沖地震(1968)	LG	362.6
TSUGARU BRG.TR		日本海沖地震(1983)	TR	433.4
(TYPE II)				
JMAKOBE OBS.NS		兵庫県 南部地震(1995)	NS	812.0
JR TAKATORI STA.NS		兵庫県 南部地震(1995)	NS	686.8
HEPC HIGASHIKOB.N12W		兵庫県 南部地震(1995)	N12W	591.0

### 2.4.3 エネルギーの釣り合いに基づく単独非線形系の応答推定

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[2.4.6], [2.4.14]である。本推定法では、(2.4.6)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  $\delta_{max}$  における総吸収エネルギー  $W_{total}$  は、図2.4.3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2.4.3の平行四辺形の面積)に係数  $\alpha$  をかけたもので定義する。

$$E = \alpha \cdot W_{hys} \quad (2.4.6)$$

本推定法ではバイリニアモデルを用いて(2.4.3)式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を求め、(2.4.6)式を満足する  $\delta_{max}$  をエネルギーの釣り合いより算定する。ここで、係数  $\alpha$  の値は、既往研究[2.4.6]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を

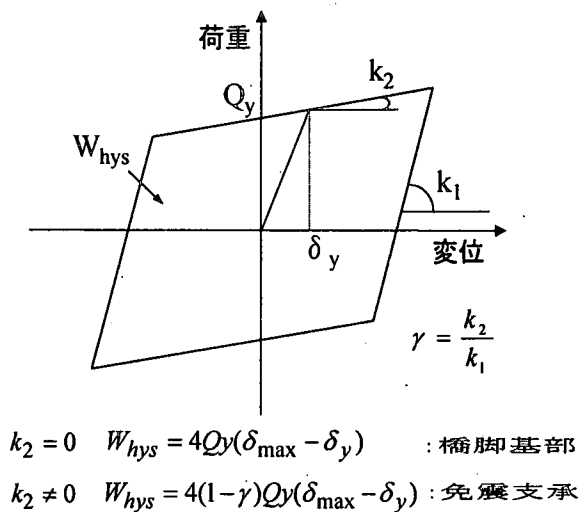


図2.4.3 構造物の総吸収エネルギー

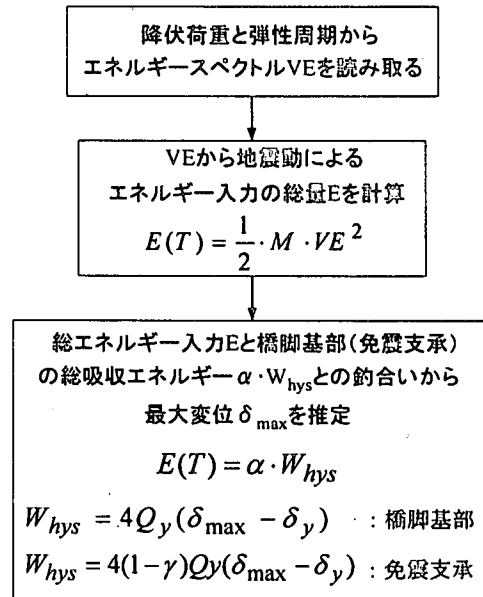


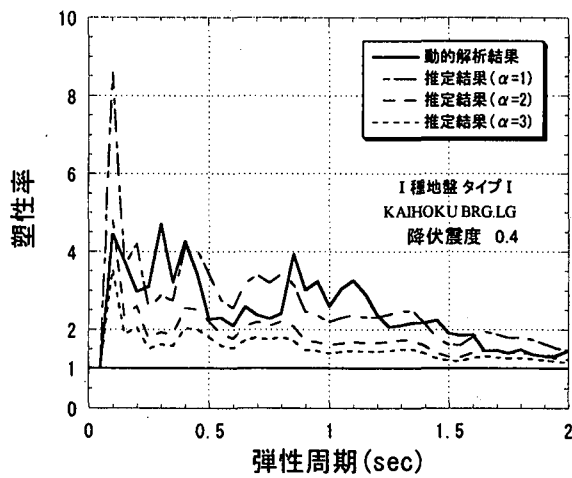
図2.4.4 単独非線形系における応答推定フロー

考慮する際の応答推定フローを図2.4.4に示す。先に計算したTYPE IおよびTYPE IIの標準波の非線形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 $\alpha$ をパラメータに重ね書きしたものを図2.4.5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。

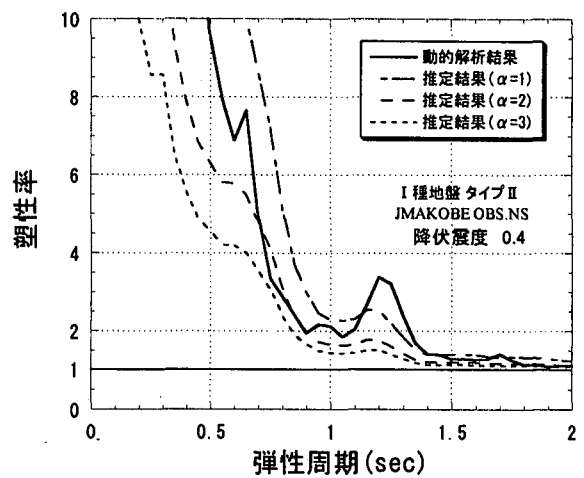
TYPE IIのJMAKOBENNSに対する推定結果は $\alpha = 1$ から $\alpha = 2$ のケースに対して応答解析結果と良く一致している。しかし、一部の周期帯で応答解析結果が推定結果を上回っているところがある。TAKATORI\_EWでは $\alpha = 2$ を中心にして応答解析結果が推定結果の $\alpha = 1$ から $\alpha = 3$ の間にほぼ入っている。HIGASHI\_N12Wでは $\alpha = 1$ のケースに対して推定結果が応答解析結果と非常に良く一致している。これらの結果より、TYPE Iの地震に対して本推定法を適用する際の $\alpha$ 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 $\alpha$ の値としては、1程度が妥当と考えられる。

#### 2.4.4 エネルギーの釣り合いに基づく多重非線形系における応答推定

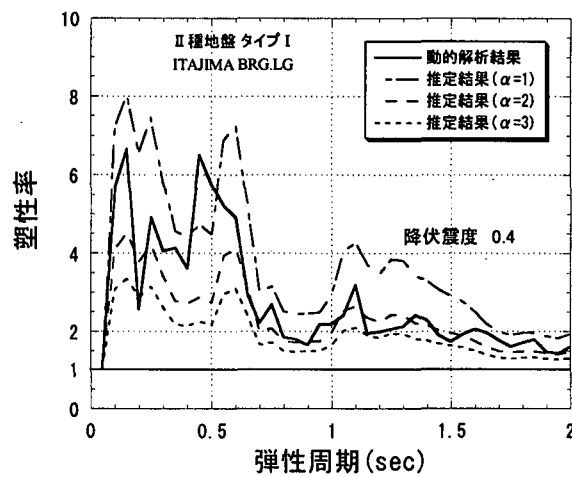
ここでは桁、免震支承およびRC単柱式橋脚からなる道路橋を対象にエネルギーの釣り合いに基づく多重非線形系の応答推定の考え方[2.4.15]および適用例を示す。秋山は建築構造物を対象にしたエネルギー入力の総量に関する既往研究[2.4.1]において、1次固有周期 $T$ 、総質量 $M$ 、降伏せん断力係数の最小値 $\alpha_{min}$ が等しい振動系への総エネルギー入力は系の自由度に依らずほぼ一定と見なせる事を示した。一方、免震支承を有するRC単柱式橋脚では、強震時に免震支承のみならず橋脚基部まで塑性化する可能性を有しており、大地震時には多重非線形系として挙動する事が考えられる。このような多重非線形系では、免震支承の降伏震度が橋脚の降伏震度より小さいことを前提とし、多重非線形系である免震橋梁への総エネルギー入力を、全体系の総質量と弾性周期および免震支承の降伏震度が等しい非線形1質点系への総エネルギー入力で評価できる可能性がある。



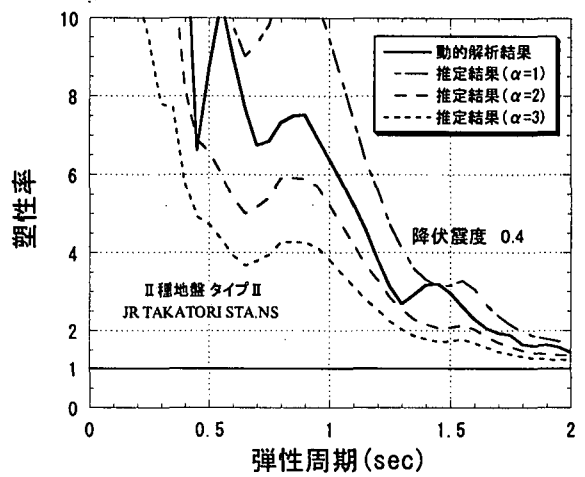
(a) TYPE I I種地盤 KAIHOKU\_LG



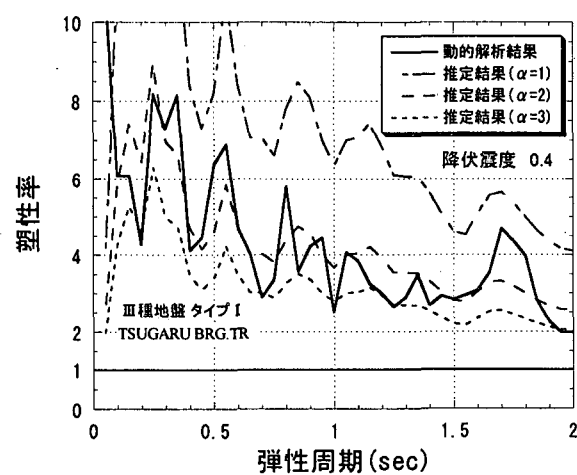
(b) TYPE II I種地盤 JMAKOBE\_NS



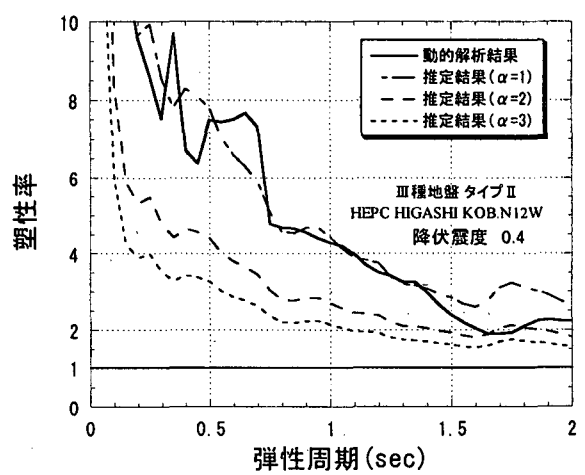
(c) TYPE I II種地盤 ITAJIMA\_LG



(d) TYPE II II種地盤 TAKATORI\_NS



(e) TYPE I III種地盤 TSUGARU\_TR



(f) TYPE II III種地盤 HIGASHI\_N12W

図 2.4.5 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

以下では、このようなエネルギー入力の総量の等価性の仮定を検証し、多重非線形系に対しても1質点系への総エネルギー入力に地震荷重指標として適用可能であることを示す。

1) 2質点系免震橋脚モデルへの総エネルギー入力

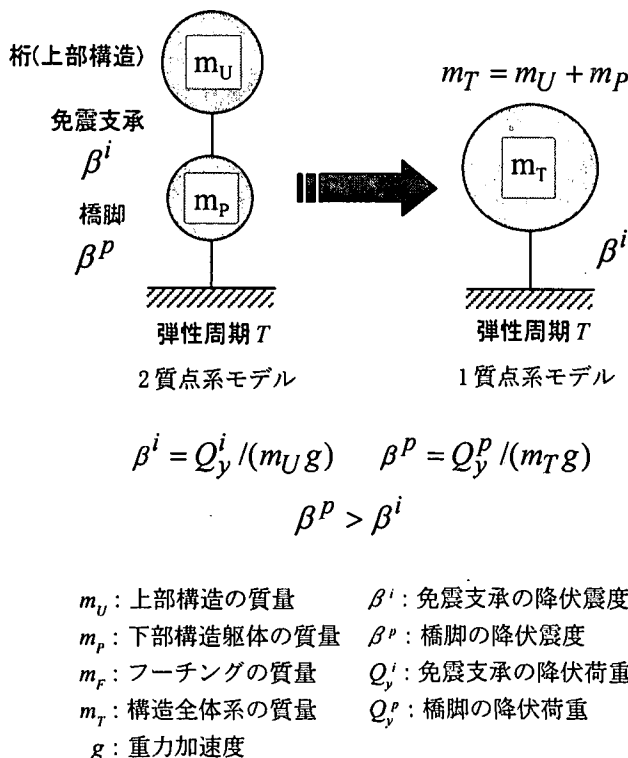


図2.4.6 2質点系多重非線形系橋脚モデルとエネルギー的に等価な1質点系モデル

図2.4.6に示すように、免震支承を有するRC単柱式橋脚を、桁および橋脚を表す質点と免震支承および橋脚を表すせん断ばねからなるせん断2質点系にモデル化した。復元力特性は、免震支承にバイリニアモデル、橋脚に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。ここで、免震支承の降伏震度  $\beta^i$  に対する橋脚の降伏震度  $\beta^P$  の比を降伏震度比とよび、解析にあたってその比を1, 2, 3の3通りに設定した。また、橋脚の降伏剛性は、支承固定時の弾性周期から求めることにする。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る。2質点系の弾性周期  $T$  は、免震支承の第1剛性および橋脚の降伏剛性を用いた固有値解析から求まる1次固有周期とした。一方、この多重非線形系モデルと総エネルギー入力を比較する1質点系モデルは、図2.4.6のように、桁(上部構造)の質量  $m_U$  と橋脚(下部構造躯体)の質量  $m_P$  を合わせた質量  $m_T$  をもつ質点と降伏震度が免震支承の降伏震度  $\beta^i$  に等しく、かつ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%とする。

ここで用いる免震支承(高減衰積層ゴム)の非線形パラメータは、既往研究の試設計例に従った。表2.4.2に免震支承(高減衰積層ゴム)の非線形パラメータを示す。免震支承の水平ばね定数は桁を表す質点と免震支承のばねで構成される1質点系モデルの固有周期が免震橋梁の目標固有周期と一致するように定めている。目標固有周期とは減衰定数10%の変位応答スペクトルの重ね書き(タイプIおよびタイプII地震波)を用いて、目標設計変位(地震時に基礎・橋脚・免震支承に生じる変位の総和)を満足するように定めている。

表2.4.2 免震支承の目標設計変位と目標固有周期の設定例および免震支承の試設計例

I種地盤 上部構造重量6570kN, 支承数4									
目標設計変位(cm)	目標固有周期(sec)	ゴム総厚(cm)	正方形ゴムの辺長(cm)	2次形状係数	ゴム面圧(MPa)	第1剛性*(kN/m)	降伏変位(m)	剛性低下率	降伏震度
20	1.2	9	60	6.7	5.40	7.03E+04	0.0116	0.210	0.124
30	1.7	13	49	3.8	8.20	3.48E+04	0.0154	0.196	0.081
40	2.2	17	43	2.5	10.5	2.18E+04	0.0190	0.187	0.063
50	2.8	21	39	1.9	13.1	1.47E+04	0.0225	0.181	0.050
60	3.3	25	36	1.4	15.4	1.08E+04	0.0260	0.176	0.043

II種地盤 上部構造重量6570kN, 支承数4									
目標設計変位(cm)	目標固有周期(sec)	ゴム総厚(cm)	正方形ゴムの辺長(cm)	2次形状係数	ゴム面圧(MPa)	第1剛性*(kN/m)	降伏変位(m)	剛性低下率	降伏震度
20	0.77	9	92	10.2	2.32	1.63E+05	0.0116	0.210	0.288
30	0.99	13	85	6.5	2.71	1.05E+05	0.0154	0.196	0.246
40	1.1	17	86	5.1	2.63	8.72E+04	0.0190	0.187	0.252
50	1.2	21	87	4.1	2.62	7.37E+04	0.0225	0.181	0.252
60	2.3	25	51	2.0	7.63	2.18E+04	0.0260	0.176	0.086

\*支承4個の合計

表2.4.3 解析に用いた地震波

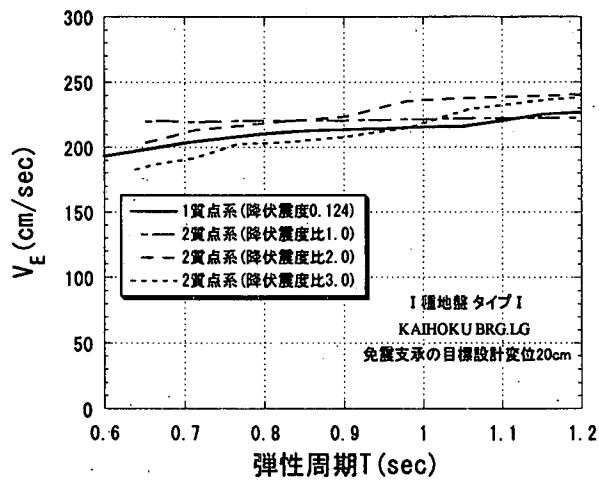
wave name	item	earth. name	direction	Max. acceleration (gal)
(TYPE I)				
KAIHOKU BRG.LG		宮城県沖地震(1978)	LG	318.8
ITAJIMA BRG.LG		日向灘沖地震(1968)	LG	362.6
(TYPE II)				
JMAKOBE OBS.NS		兵庫県南部地震(1995)	NS	812.0
JR TAKATORI STA.NS		兵庫県南部地震(1995)	NS	686.8

I種地盤・II種地盤を対象に、設定した解析モデルに対して動的解析を行い、総エネルギー入力を計算した。表2.4.3に使用した地震波を示す。

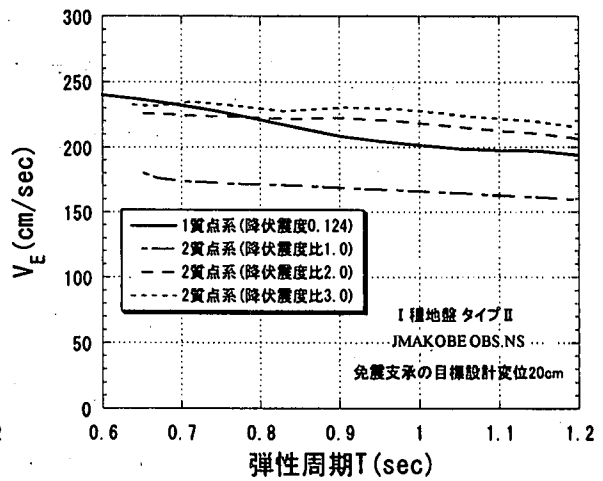
まず、桁と橋脚の重量は、I種地盤A地域・耐震の条件で試設計された3径間連続鋼桁橋のデータを参考にして、それぞれ6570kN(670tf)、1937kN(197.5tf)と設定した。免震支承の非線形パラメータは、表2.4.2のようにある地盤種別と地震波タイプに対してただ一つに固定し、支承固定時の橋脚の弾性周期を変化させることにする。その結果、2質点系の弾性周期は橋脚の弾性周期の変化に伴い変化することになる。

$$E = -\sum_{i=1}^n (m_i \int_0^{t_0} \ddot{z}_0 \dot{y}_i dt) \quad (2.4.7)$$

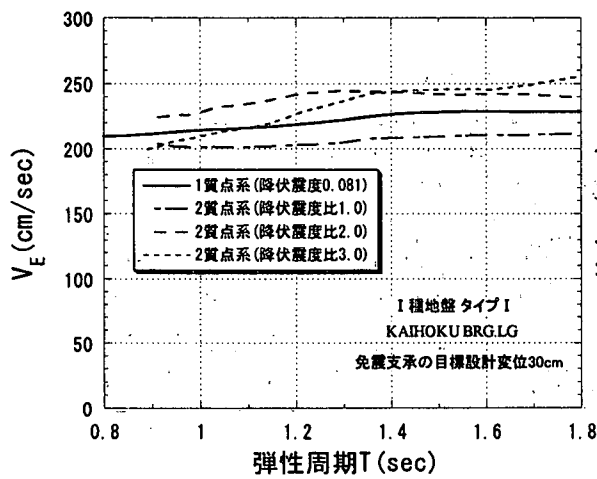
ここで、 $n$ は質点数を表す。式(2.4.7)の $E$ は式(2.4.3)の右辺を質点の数に応じて足し合せたものに等しい。



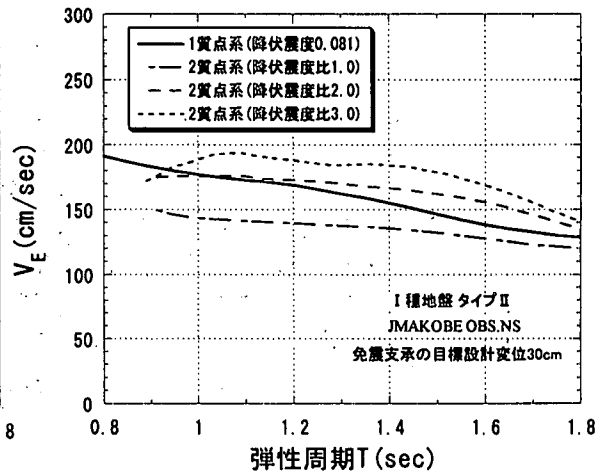
(a) TYPE I I種地盤 KAIHOKU\_LG  
目標設計変位 20cm



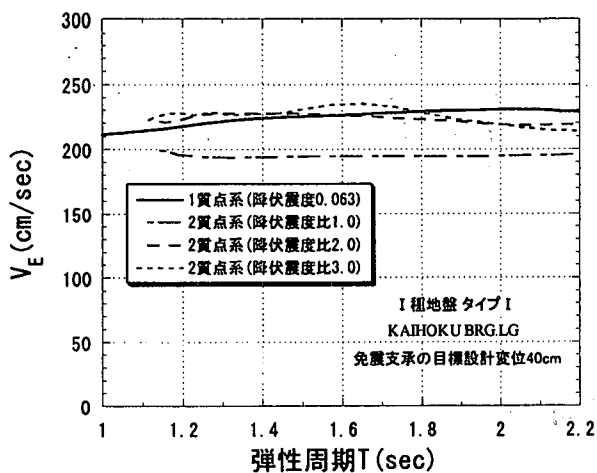
(b) TYPE II I種地盤 JMAKOBE\_NS  
目標設計変位 20cm



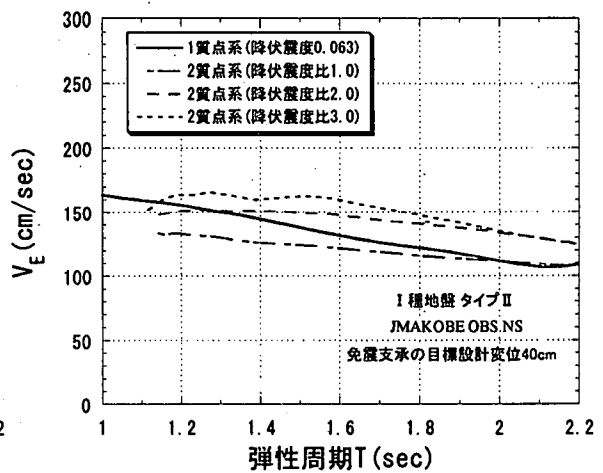
(c) TYPE I I種地盤 KAIHOKU\_LG  
目標設計変位 30cm



(d) TYPE II I種地盤 JMAKOBE\_NS  
目標設計変位 30cm

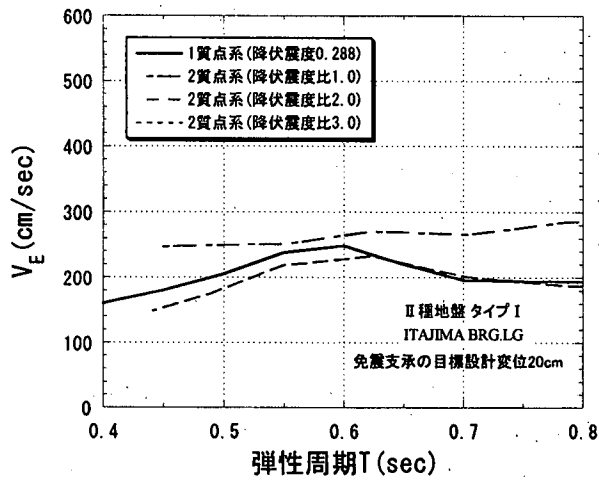


(e) TYPE I I種地盤 KAIHOKU\_LG  
目標設計変位 40cm

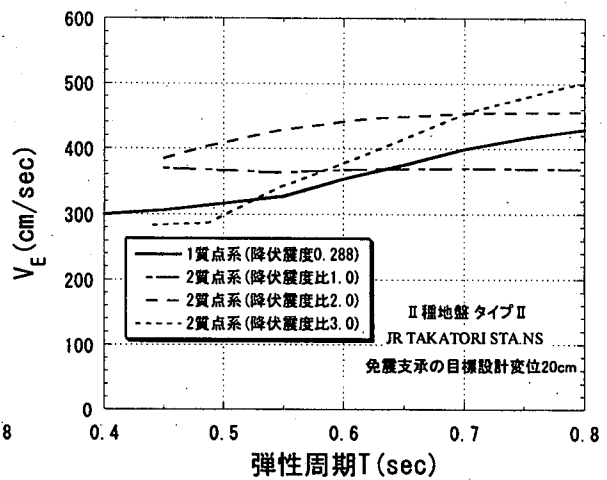


(f) TYPE II I種地盤 JMAKOBE\_NS  
目標設計変位 40cm

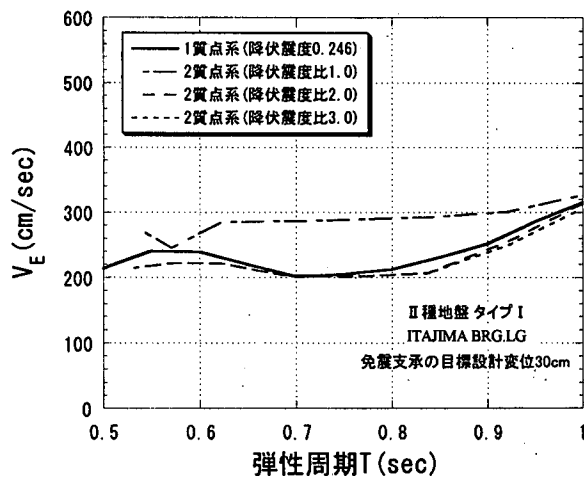
図 2.4.7 2 質点系および 1 質点系への総エネルギー入力



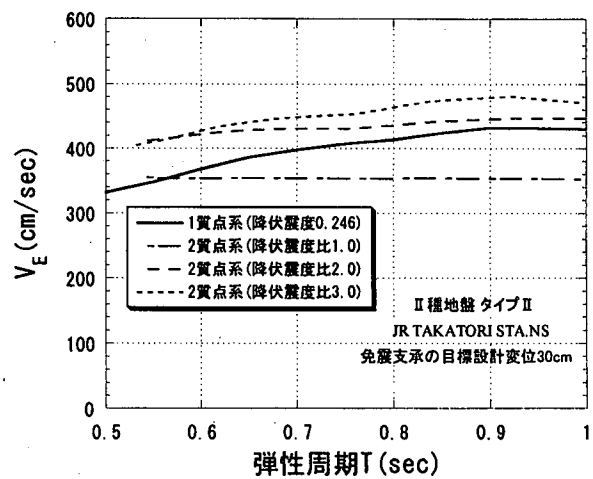
(a) TYPE I II種地盤 ITAJIMA\_LG  
目標設計変位 20cm



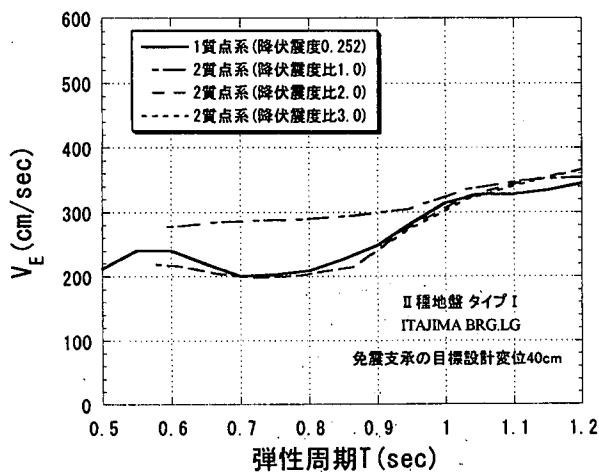
(b) TYPE II II種地盤 TAKATORI\_NS  
目標設計変位 20cm



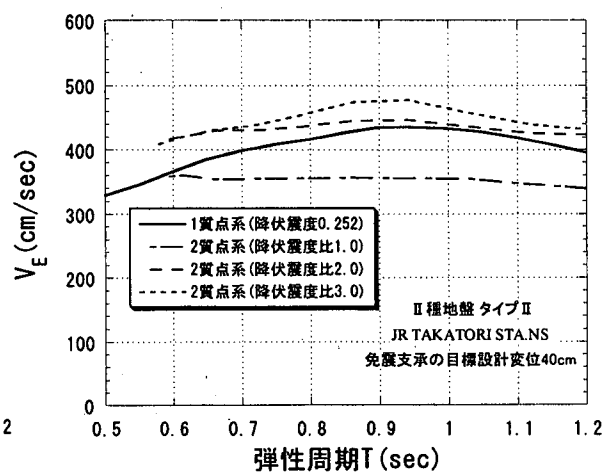
(c) TYPE I II種地盤 ITAJIMA\_LG  
目標設計変位 30cm



(d) TYPE II II種地盤 TAKATORI\_NS  
目標設計変位 30cm



(e) TYPE I II種地盤 ITAJIMA\_LG  
目標設計変位 40cm



(f) TYPE II II種地盤 TAKATORI\_NS  
目標設計変位 40cm

図 2.4.8 2質点系および1質点系への総エネルギー入力

図2.4.7～図2.4.8は図2.4.6に示した2質点系免震橋脚モデルと等価1質点系モデルへの総エネルギー入力 $E$ を等価速度 $V_e$ に換算して弾性周期 $T$ に対してプロットしたものである。弾性周期 $T$ が免震橋梁の目標固有周期より長くなる場合は、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、図中には示していない。また、動的解析を行った結果、橋脚が塑性化しないケースも存在したが、それらについては図中には含まれている。

図2.4.7～図2.4.8に示すすべてのケースにおいて、等価1質点系への総エネルギー入力は2質点系免震橋脚モデルへの総エネルギー入力の傾向をよく捉えている。ただし、免震支承と橋脚の降伏震度が等しくなる降伏震度比1.0のケースでは降伏震度比2.0, 3.0の2ケースと傾向が異なっている。

以上の結果から、等価な1質点系モデルへの総エネルギー入力は、2質点系免震橋脚モデルの総エネルギー入力を概略近似できることが確認された。降伏震度比1.0の免震橋脚は現実にはほとんど存在しないと考えられることから、降伏震度比が2.0～3.0の現実的な免震橋脚に対し、多重非線形系となる免震橋梁への総エネルギー入力は、全体系の総質量と弾性周期および免震支承の降伏震度が等しい非線形1質点系への総エネルギー入力によって代表できるという仮説の妥当性が確認された。したがって、応答推定を行う上で、多重非線形系に対しても非線形1質点系への総エネルギー入力が地震荷重指標として適用可能であることが示された。

## 2) エネルギーの釣り合いに基づく応答推定法の多重非線形系への拡張

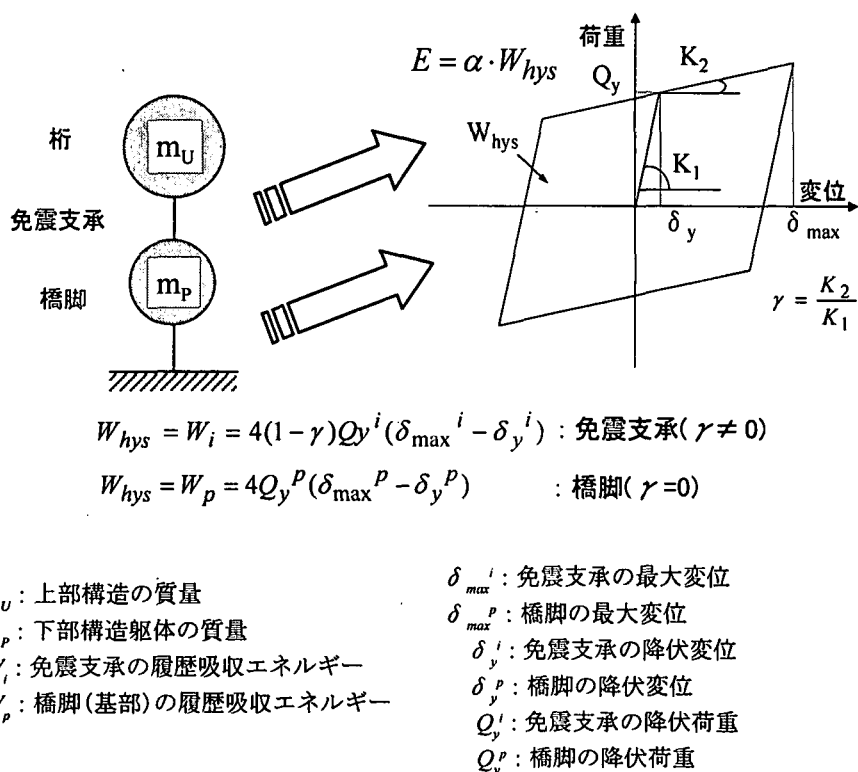


図2.4.9 多重非線形系免震橋脚モデルとその履歴吸収エネルギー



図 2.4.9 に多重非線形系である免震橋梁の 2 質点系モデルとその系の履歴吸収エネルギーの概念図を示す。エネルギーの釣り合いに基づく応答推定法を多重非線形系に適用し、かつ桁と橋脚が同位相で振動する 1 次モードを仮定すると、総エネルギー入力  $E$  は (2.4.8) 式のように、免震支承の 1 サイクルの履歴吸収エネルギー  $W_i$  と橋脚の 1 サイクルの履歴吸収エネルギー  $W_p$  との和に係数  $\alpha$  をかけたものと表現できる。なお、履歴吸収エネルギーを計算する際、免震支承の復元力特性はバイリニア型、橋脚の復元力特性は完全弾塑性のバイリニア型でモデル化することにする。図 2.4.10 にエネルギーの釣り合いに基づく多重非線形系の応答推定のフローチャートを示す。ここで、応答推定に用いる減衰定数 2% を考慮した非線形エネルギースペクトルは地震荷重としてあらかじめ与えられているものとする。

$$E = \alpha \cdot (W_i + W_p) \tag{2.4.8}$$

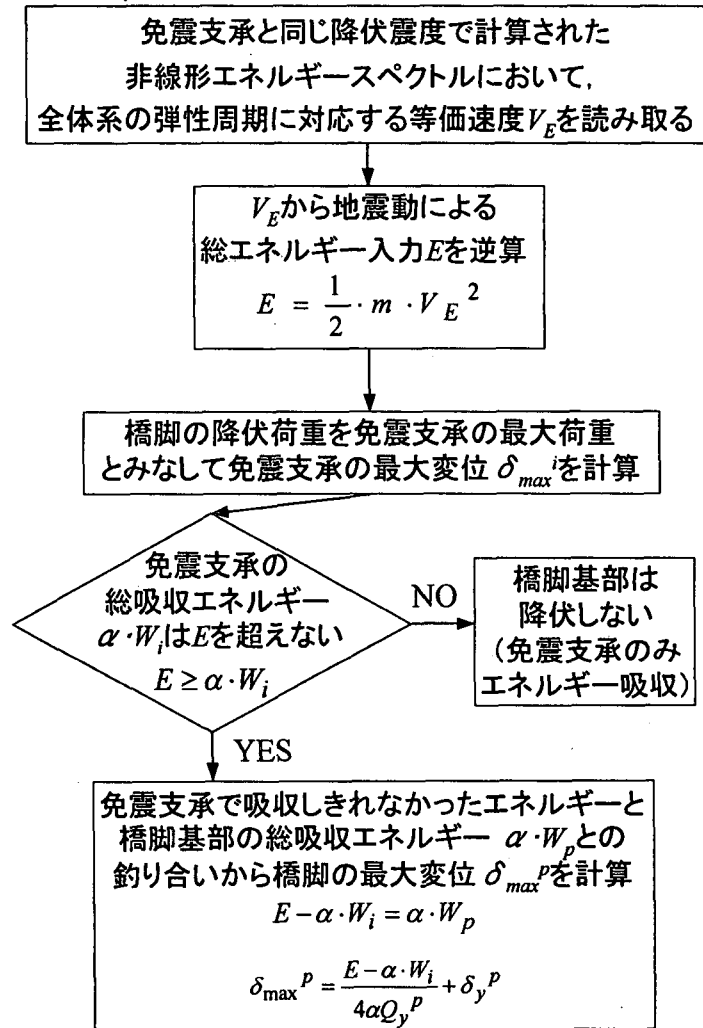


図 2.4.10 エネルギーの釣り合いに基づく多重非線形系の応答推定のフローチャート

### 3) 免震橋梁への適用性

ここでは、実際に試設計された耐震橋脚に免震支承を取り付け、はり要素でモデル化したものに対してエネルギーの釣り合いに基づく応答推定を試みる。

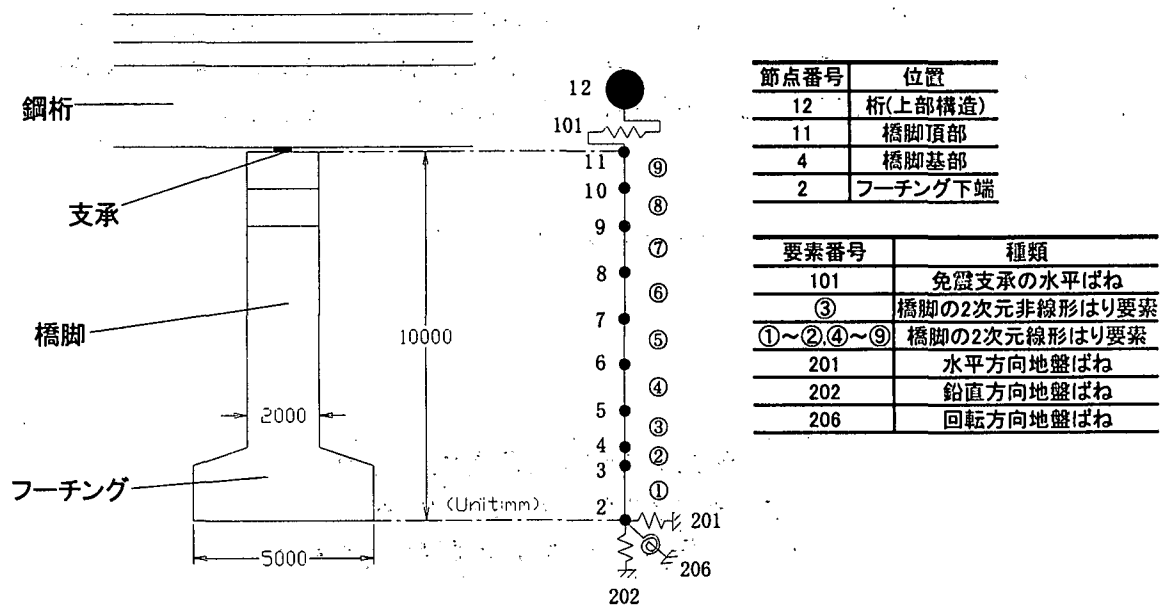


図 2. 4. 11 免震RC橋脚モデル (橋軸方向 I種地盤A地域)

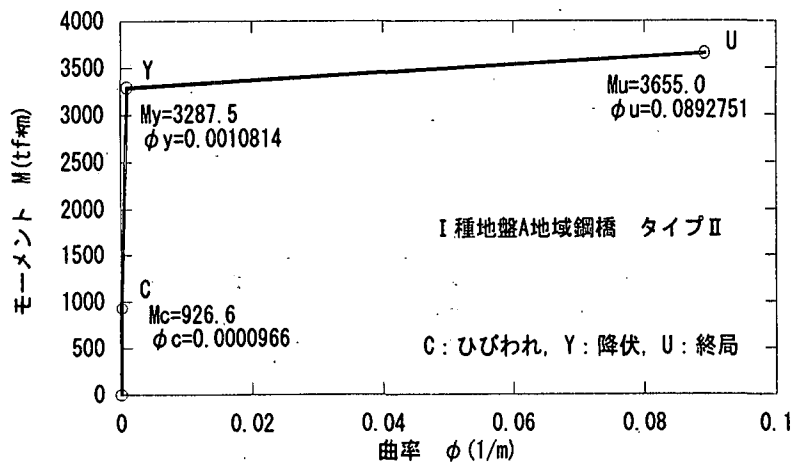


図 2. 4. 12 解析対象橋脚基部のM-φ関係

表2.4.4 実耐震橋脚に対する免震支承の設計結果

I種地盤 上部構造重量6570kN, 橋脚躯体重量1937kN, フーチング重量1134kN, 支承数4									
目標設計変位(cm)	目標固有周期(sec)	ゴム総厚(cm)	正方形ゴムの辺長(cm)	2次形状係数	ゴム面圧(MPa)	第1剛性*(kN/m)	降伏変位(m)	剛性低下率	降伏震度
30	1.7	13	51	3.9	7.53	3.79E+04	0.0154	0.196	0.0885

\*支承4個の合計

図2.4.11に本検討で用いた免震RC橋脚モデルを示す。これはI種地盤A地域・鋼桁・支承固定の耐震条件で断面設定された橋脚に、設計変位30cmで試設計された免震支承(高減衰積層ゴム)を設置した場合を想定し、これらを質点とはり要素およびばね要素でモデル化したものである。鋼桁は桁の重心位置で1質点にモデル化し、フーチングを含むRC橋脚は二次元はり要素でモデル化した。免震支承はパイリニア型の水平ばねで置き換え、鉛直は剛と仮定した。橋脚基部の二次元はり要素の非線形性は武田モデルで考慮した。図2.4.12は橋脚基部のM- $\phi$ 関係を示したものである。フーチング下端には地盤ばねを配した。地盤の影響は道路橋示方書に基づき水平ばね・鉛直ばねおよび回転ばねで考慮した。免震支承の水平ばねの減衰定数は0%とし、地盤ばねの減衰定数はすべて20%としている。橋脚部分の二次元はり要素に対する減衰定数は基部のはり要素が2%、その他の線形はり要素はすべて5%とした。表2.4.4に実耐震橋脚に対して免震支承を試設計した結果を示す。試設計した免震支承は2次形状係数がやや小さく不安定な形状ではあるが、実務対応としては支承数の集約等により形状の見直しが可能であるため[2.4.16]、このまま以下の検討を進めた。

I種地盤のタイプIおよびタイプII地震波(KAIHOKU BRG.LGおよびJMAKOBE OBS.NS)を図2.4.11に示す免震橋脚モデルに入力して動的解析を行った。また、図2.4.10のフローチャートに従い、そのモデルの応答変位推定を試みた。表2.4.5にその結果を示す。解析にあたっては、橋脚基部の塑性化の度合いにより応答推定の精度がどのように変化するかを確認するために、図2.4.12の試設計より得られるM- $\phi$ 関係のMおよび $\phi$ に0.35, 0.38, 0.40, 0.42, 0.45という係数をかけることにより、曲げ剛性は一定でMおよび $\phi$ を適宜変化させた。なお、表中の\*を付している $\alpha$ を用いた推定値が動的解析による橋脚上端の最大変位に対応する。また、橋脚上端の最大変位の推定結果の欄に数値を記入していないところは、図2.4.10に示すように、免震支承の履歴吸収エネルギー $\alpha \cdot W_f$ が総エネルギー入力Eを超えてしまった場合に相当する。なお、エネルギースペクトルから総エネルギー入力を逆算するときには、上部構造・橋脚躯体・フーチングを合計した全体系の総質量を用いた。表2.4.5中の免震支承の最大変位の推定結果と動的解析結果とをグラフ化したものを図2.4.13および図2.4.14に示す。また、表2.4.5中の橋脚上端の最大変位の推定結果と動的解析結果とをグラフ化したものを図2.4.15および図2.4.16に示す。

表2.4.5から、免震支承の最大変位の推定結果は、動的解析結果を危険側に評価していることがわかる。また、免震支承の最大変位の推定結果は、橋脚基部の非線形性が強くなるほど動的解析結果に対する誤差が大きくなる。その誤差はタイプI地震波・橋脚の降伏震度0.16の場合で最大であり、約34%に達している。この原因として、応答推定の際、免震支承に働く最大荷重を橋脚の降伏荷重と仮定していることが考えられる。実際、動的解析結果によればタイプI地震波・橋脚の降伏震度0.16の場合、免震支承に働く最大せん断力は橋脚の降伏荷重の約23%増しになっており、タイプII地震波・橋脚の降伏震度0.16の場合は約21%増しである。それに対し、タイプI地震波・橋脚の降伏震度0.20の場合、免震支承に働く最大せん断力は橋脚の降伏荷重の約7.1%増しになっており、タイプII地震波・橋脚の降伏震度0.20の場合は免震支承に働く最大せん断力は橋脚の降伏荷重にほぼ等しくなっている。このような免震支承の最大せん断力増加の原因の一つとして2次モードの影響が考えられる。本推定法では桁と橋脚頂部が同位相で振動し免震支承が大きく変形する1次モードを仮定している。しかし、2次モードが励起されると桁と橋脚頂部は逆位相で振動す

表2.4.5 免震支承と橋脚上端の最大変位の推定結果と動的解析結果との比較

入力地震波	元のM およびφ に対する 倍率	弾性 周期 (sec)	免震支承の 降伏震度	橋脚の 降伏震度	等価速度 (cm/sec)	α	推定結果		動的解析結果(FEMモデル)		
							免震支承の 最大変位 (m)	橋脚上端の 最大変位 (m)	免震支承の 最大変位 (m)	橋脚上端の 最大変位 (m)	橋脚基部の 最大曲率と 降伏曲率 との比
KAIHOKU	0.35	0.93	0.088	0.16	212	0.140	2	0.132	0.188	0.0619	19.0
							3*	0.0781			
							4*	0.0513			
							5	0.0352			
							6	0.0245			
JMAKOBE	0.35	0.93	0.088	0.16	186	0.140	2	0.0943	0.184	0.0398	11.3
							3*	0.0532			
							4*	0.0326			
							5	0.0203			
							6	0.0120			
KAIHOKU	0.38	0.93	0.088	0.17	212	0.157	2	0.127	0.200	0.0454	11.9
							3	0.0734			
							4*	0.0466			
							5*	0.0305			
							6	0.0198			
JMAKOBE	0.38	0.93	0.088	0.17	186	0.157	2	0.0896	0.189	0.0302	7.04
							3*	0.0484			
							4*	0.0279			
							5	0.0155			
							6	0.0073			
KAIHOKU	0.40	0.93	0.088	0.18	212	0.169	2	0.124	0.208	0.0348	7.96
							3	0.0702			
							4*	0.0434			
							5*	0.0274			
							6	0.0166			
JMAKOBE	0.40	0.93	0.088	0.18	186	0.169	2	0.0864	0.192	0.0245	4.80
							3	0.0453			
							4*	0.0247			
							5*	0.0124			
							6	α・W <sub>i</sub> >E			
KAIHOKU	0.42	0.93	0.088	0.19	212	0.181	2	0.121	0.213	0.0248	4.54
							3	0.0671			
							4*	0.0403			
							5*	0.0242			
							6	0.0135			
JMAKOBE	0.42	0.93	0.088	0.19	186	0.181	2	0.0832	0.194	0.0196	3.03
							3	0.0421			
							4*	0.0216			
							5*	0.0092			
							6	α・W <sub>i</sub> >E			
KAIHOKU	0.45	0.93	0.088	0.20	212	0.198	2	0.116	0.217	0.0163	1.70
							3	0.0624			
							4	0.0355			
							5*	0.0195			
							6*	0.0087			
JMAKOBE	0.45	0.93	0.088	0.20	186	0.198	2	0.0785	0.196	0.0160	1.66
							3	0.0374			
							4*	0.0168			
							5	α・W <sub>i</sub> >E			
							6	α・W <sub>i</sub> >E			

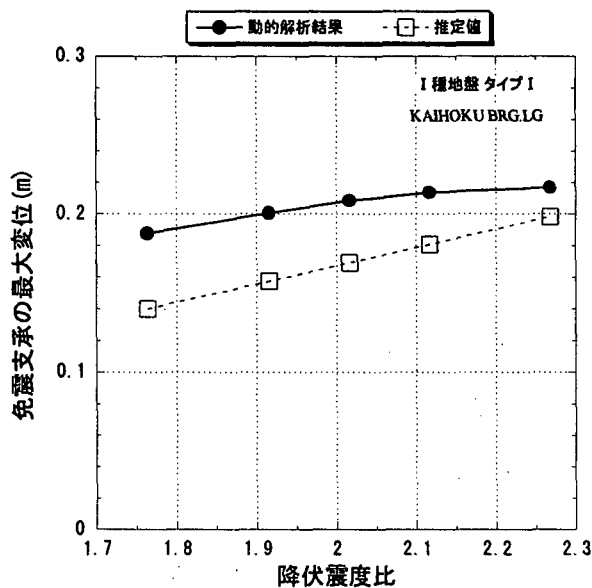


図2.4.13 免震支承の最大変位の推定結果  
(タイプI I種地盤 KAIHOKU BRG.LG  
免震支承の目標設計変位30cm)

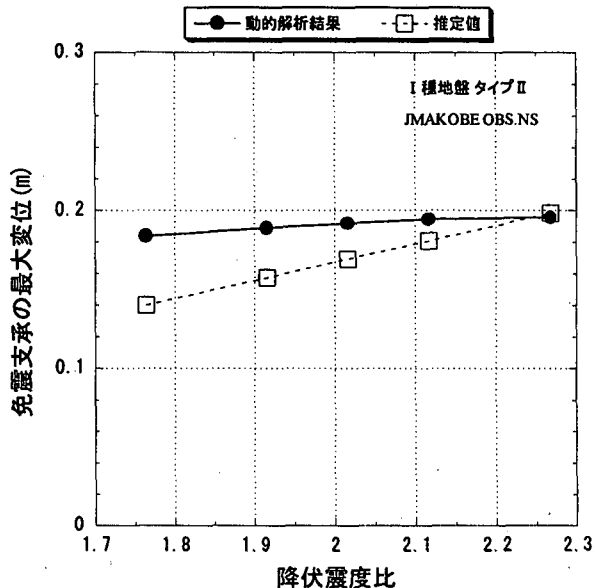


図2.4.14 免震支承の最大変位の推定結果  
(タイプII I種地盤 JMAKOBE OBS.NS  
免震支承の目標設計変位30cm)

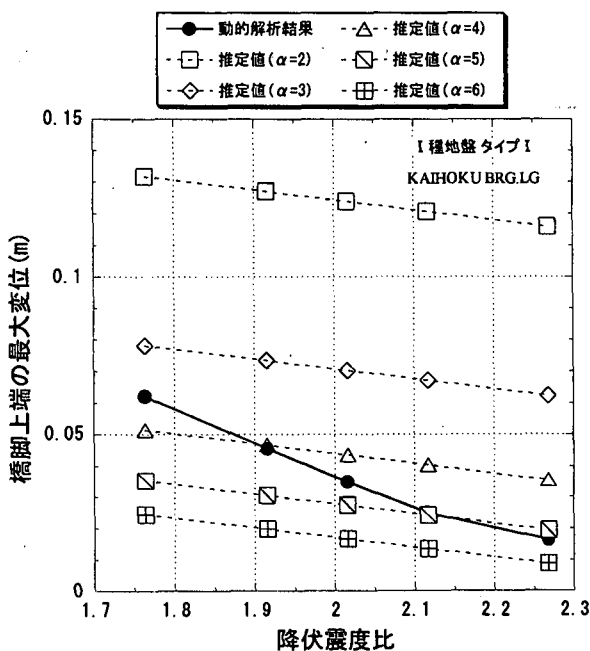


図2.4.15 橋脚上端の最大変位の推定結果  
(タイプI I種地盤 KAIHOKU BRG.LG  
免震支承の目標設計変位30cm)

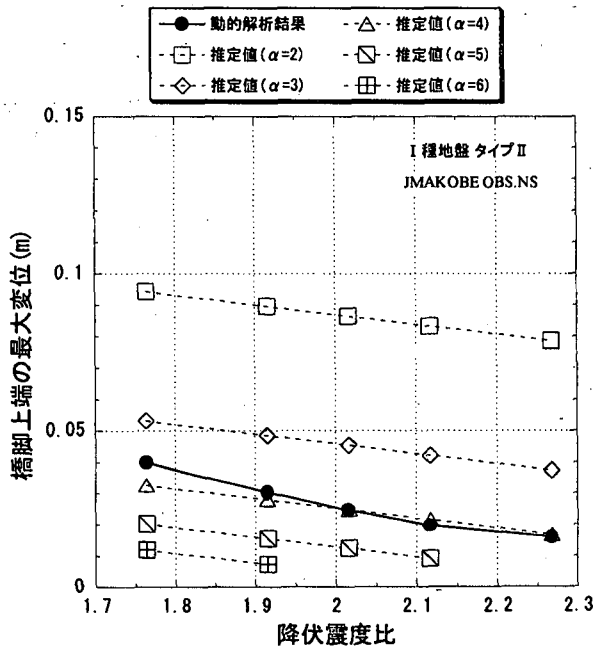


図2.4.16 橋脚上端の最大変位の推定結果  
(タイプII I種地盤 JMAKOBE OBS.NS  
免震支承の目標設計変位30cm)

るため免震支承の変形増加を招く恐れがある。従って、免震支承の最大変位の推定精度を高めるためには、2次モードの影響を適切に評価する必要がある。

また、表2.4.5から、タイプI・タイプII両地震波に対しても、橋脚基部の塑性化の程度によって、動的解析結果による橋脚上端の最大変位に対応する $\alpha$ が変化することがわかる。タイプI地震波の場合、曲率塑性率2程度の非常に弱い非線形を示す場合は $\alpha=5\sim6$ 、曲率塑性率5～12程度のやや強い非線形性を示す場合は $\alpha=4\sim5$ 、曲率塑性率19程度の非常に強い非線形性を示す場合は $\alpha=3\sim4$ と変化している。一方、タイプII地震波の場合、曲率塑性率2程度の非常に弱い非線形を示す場合は $\alpha=4$ 、曲率塑性率3～5程度のやや弱い非線形性を示す場合は $\alpha=4\sim5$ 、曲率塑性率7～11程度のやや強い非線形性を示す場合は $\alpha=3\sim4$ と変化している。どのタイプの地震波でも非線形性が強まるにつれ、動的解析結果に対応する $\alpha$ の値が小さくなる傾向がみられる。したがって、橋脚上端の最大変位をある程度の精度で推定するためには、橋脚が塑性化する程度に応じて $\alpha$ の値を使い分ける必要がある。橋脚が塑性化する程度を判断する目安の一つとしては、図2.4.13～図2.4.16より、橋脚の降伏震度に対する免震支承の降伏震度の比、すなわち降伏震度比が挙げられる。また、これらの図より、I種地盤タイプI地震波に対しては $\alpha=4\sim5$ 、同地盤タイプII地震波に対しては $\alpha=4$ 程度を用いた推定値が動的解析結果に対応することがわかる。さらに、動的解析による免震支承の最大変位は降伏震度比に比例して増加し、橋脚上端の最大変位は降伏震度に反比例して減少しているが、推定結果はその両者の傾向をとらえていると考えられる。

#### 2.4.5 まとめ

これまでの検討より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多重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多重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可能である。

#### 2.4.6 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。

#### 参考文献

- 2.4.1) 秋山宏：建築物の耐震極限設計 第2版，東京大学出版会，1987。
- 2.4.2) 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。
- 2.4.3) 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。
- 2.4.4) 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。
- 2.4.5) Housner, G. W. : Behavior of Structures During Earthquakes, ASCE, EM4, pp.109-129, 1959。

- 2.4.6) 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.
- 2.4.7) 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. 2.4.7) 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.
- 2.4.8) 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.
- 2.4.9) 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.
- 2.4.10) 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.
- 2.4.11) 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.
- 2.4.12) 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,
- 2.4.13) 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.
- 2.4.14) 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.
- 2.4.15) 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.
- 2.4.16) 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査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.
1996. 2.4.17) 日本建築学会: 免震構造設計指針, 1993.
- 2.4.18) 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.

(執筆者: 松田泰治)

## 2. 5 キャパシティデザイン

### 2.5.1 キャパシティデザインとは

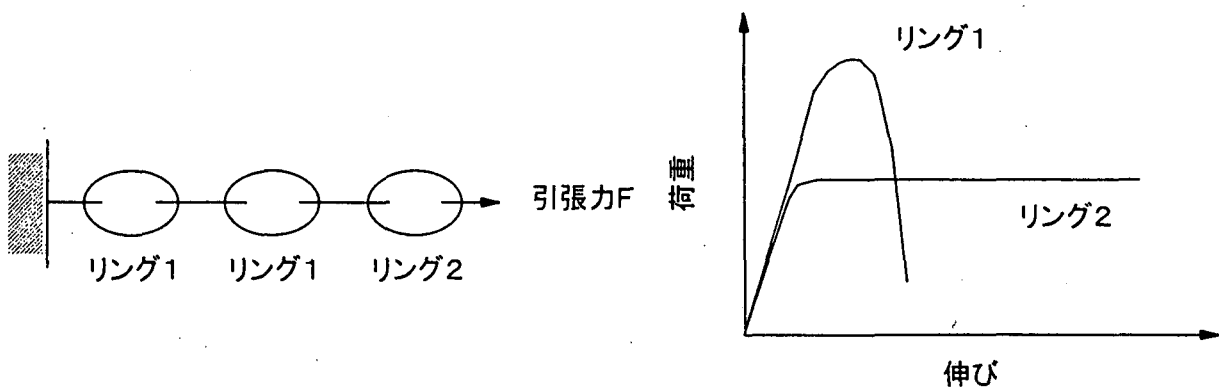
橋の耐震設計では、一般に塑性ヒンジは橋脚の基部に誘導されることが多いが、その場合、橋脚基部以外の部位や他の部材には非線形応答が生じないようにしなければならない。これは、耐震設計で想定しているような振動モードが確実に再現されるようにするためである。また、非線形応答の推定法としてエネルギー一定則を適用して耐震設計を行うような場合には、塑性ヒンジが橋脚基部にのみ生じて一質点系の運動となることがエネルギー一定則の適用条件であることから、塑性化が生じることを想定していない箇所には塑性化が生じると、非線形応答の推定精度に大きな影響を及ぼすことにもなる。もちろん、橋を構成する部材の複数箇所に塑性ヒンジを誘導する考え方（マルチヒンジ構造）もあり、その影響をきちんと動的解析等で考慮すれば、マルチヒンジ構造の考え方を適用した耐震設計を行うことも不可能ではない。しかしながら、一般的には、塑性ヒンジの箇所が多くなるにつれて、橋全体としての挙動が非常に複雑になり、水平変位も大きくなるので、マルチヒンジ構造の適用にはこのような点に対する注意が必要である。

さて、塑性ヒンジを許容するとした場合には、その塑性ヒンジにおいて、粘りのある塑性曲げ変形性能が発揮されるようにしなければならない。例えば、橋脚のせん断耐力が曲げ耐力に相当する水平力よりも小さくなると、脆性的な破壊が生じる。この場合には、作用力が橋脚の保有するせん断耐力に達した段階で、耐力や剛性が急激に低下し、曲げ耐力に相当する水平力は発揮されないことになる。また、塑性ヒンジの断面領域における塑性曲げ変形性能には配慮していても、それ以外の断面領域において破壊が先行して生じては何も意味がない。したがって、橋の耐震設計においては、塑性ヒンジと設定した断面領域では確実に曲げ破壊となるように配慮するとともに、それ以外の断面領域では、塑性ヒンジの耐力よりも大きな耐力を確保させるのがよく、仮に設計で想定した地震力を超える地震力の作用があったとしても、損傷は塑性ヒンジにしか生じないようにしておくことが必要である。

このように、設計で考慮した部位にのみ確実に塑性ヒンジが発生し、かつその塑性ヒンジが粘りのある変形モードとなるようにするために、同一部材内での曲げ耐力とせん断耐力、さらには異なる部材間での曲げ耐力には、適切な耐力の階層化を図っておく必要がある。これがキャパシティデザインの基本である[2.5.1]。このようなキャパシティデザインの基本概念は、図 2.5.1(a)に示すような鎖の設計を例に説明されることが多い。すなわち、図 2.5.1(b)に示すように、リング 1 には高い強度を保有させ、一方リング 2 には大きなじん性を保有させるというようにして、各リングの役割を明確にするとともに、鎖全体の降伏変形機構をも明確にして設計するというのである。リング 1 はじん性はないが力の釣合い条件からリング 2 が保有する耐力相当以上の力が作用することは絶対に無いため、リング 1 は脆い性質はあっても破壊することはありえない。リング 2 は、終局時には降伏するのでじん性のある材料で作るということになる。キャパシティデザインを橋の設計に適用するならば、単柱橋脚であればリング 1 が橋脚基部の塑性ヒンジで、リング 2 が橋脚のその他の断面、建築物であればリング 1 が柱部材、リング 2 が梁部材にそれぞれ相当することになる。

このように、キャパシティデザインは、大きな地震動を受けた場合の橋の地震時挙動を予め選定し、地震時にはその通りに挙動することを保証する設計体系である。このようなキャパシティデザインは、ニュージーランド、米国、ヨーロッパ等、海外における橋の耐震設計基準において広く取り入れられている概念である。





(a)引張力が作用するリング構造

(b)リングの荷重－伸び関係

図 2.5.1 キャパシティデザインの基本概念

## 2.5.2 キャパシティデザインに用いられる耐力に関する用語

キャパシティデザインを理解するためには、部材の耐力に関する各種の用語について予め理解しておく必要がある。そこで、ここでは、キャパシティデザインに用いられる様々な耐力の定義とこれらの相互関係について、図 2.5.2 を参照しながら解説することにした。

### (1) 必要耐力 (Required Strength)

必要耐力とは、設計しようとしている部材の断面に対して必要とされる曲げ耐力やせん断耐力のことである。塑性ヒンジの部位に対しては、設計地震力の作用に対して、構造解析に基づいて算出される当該部位に生じる曲げモーメントやせん断力が必要耐力となる。一方、塑性ヒンジではない部位及び部材に対しては、非線形応答が確実に生じないようにするため、塑性ヒンジが材料の過強度の影響によって、公称強度を用いて計算で求められる公称耐力以上の耐力を発揮してしまう状態を想定し、そのような状態において、塑性ヒンジではない部位及び部材に作用することになる曲げモーメントやせん断力が必要耐力となる。したがって、塑性ヒンジではない部位及び部材に対しては、設計地震力の作用に対して、構造解析に基づいて算出される当該部位に生じる曲げモーメントやせん断力がそのまま必要耐力となるのではないことが重要な点である。

### (2) 公称耐力 (Nominal Strength)

公称耐力とは、材料の公称強度を用いて計算により求められる曲げ耐力やせん断耐力のことである。材料の公称強度は、その材料特性のばらつきを考慮して安全側に設定されているため、一般に、公称耐力は実際の耐力よりも小さく評価される。許容応力度法のような設計の考え方においては、計算により求められる耐力の値が実際の値よりも小さければ安全側の評価ということで、設計論的には特段問題とはならないが、キャパシティデザインでは、塑性ヒンジにとって安全側の判断であっても、塑性ヒンジ以外の断面領域にとっては、これが危険側の判断となってしまうのである。

公称耐力を算出するために用いられる材料特性の設定に関する考え方は、国や設計基準によって異なっている。ヨーロッパやニュージーランドでは、一般に、実強度の下位から 5% に相当する材料強度に基づいて公称耐力が設定されている。一方、日本やアメリカでは、一般に、コンクリートの圧縮強度については実強度の下位から 5% 値が用いられているが、鉄筋の降伏強度については、各クラスの許容最低値により公称耐力が設定されている。

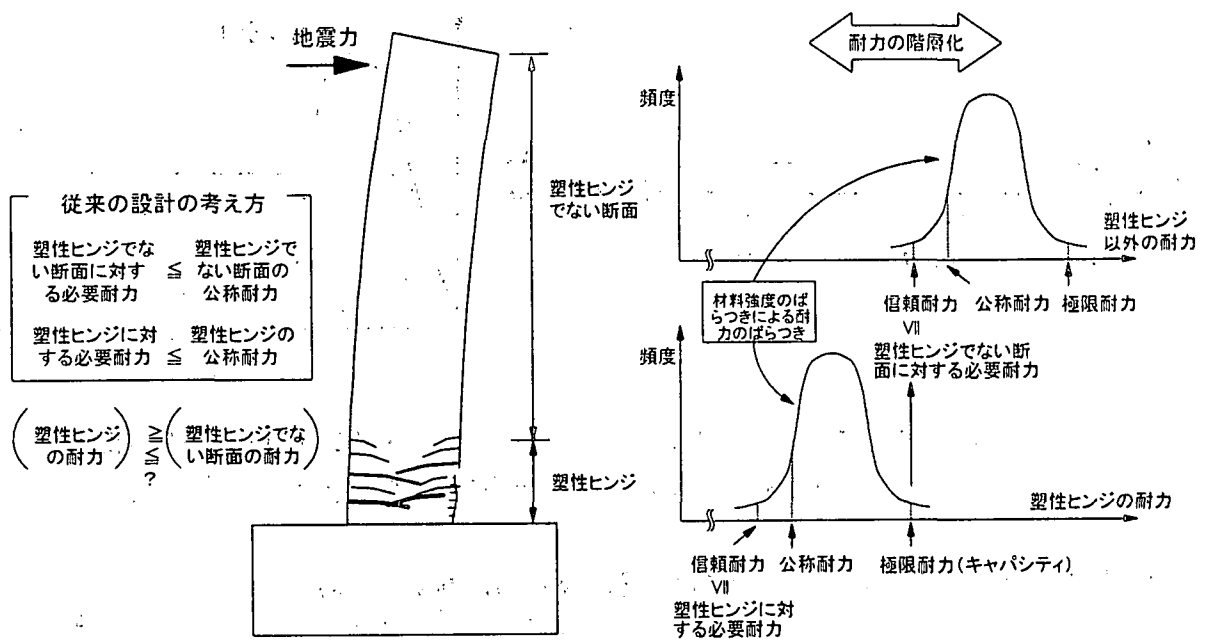


図 2.5.2 キャパシティデザインに基づく耐力の階層化

### (3) 期待耐力 (Expected Strength)

期待耐力とは、材料強度の期待値を用いて計算により求められる曲げ耐力やせん断耐力のことである。期待耐力に基づけば、じん性や変形を合理的に評価することができる。

### (4) 信頼耐力 (Dependable Strength)

信頼耐力とは、公称耐力に耐力低減係数を乗じた値である。ここで、耐力低減係数とは、実際の耐力が公称耐力よりも低い可能性があることを考慮するための低減係数である。耐震設計では、この信頼耐力が必要耐力よりも大きくなるように照査が行われる。

### (5) 極限耐力 (Extreme Strength)

極限耐力とは、公称耐力に耐力増加係数を乗じた値である。ここで、耐力増加係数とは、材料の過強度の影響により、実際の耐力は公称耐力よりも大きいことを考慮するための増加係数である。キャパシティデザインにおいては、塑性ヒンジにおける極限耐力は、塑性ヒンジ以外の部位及び部材に対する必要耐力となる。

## 2.5.3 キャパシティデザインの手順とそのポイント

キャパシティデザインの手順とポイントを整理すると以下の通りである。

### 1) 塑性ヒンジの設定

塑性ヒンジを誘導する部材と部位を設定する。塑性ヒンジの設定については、下記の事項に留意する必要がある。

① 当該部材及び部位が塑性ヒンジとなることによって、橋全体系としての安定性に問題が生じないように注意する必要がある。例えば、上部構造や斜張橋の主塔のように、橋の安定性に関わる重要な部材に塑性ヒンジを誘導してよいかどうかについては、その部材が塑性ヒンジとなることにより橋全体系の挙動に悪影響が生じるかどうかという観点から、十分に検討する必要がある。

②設計で想定した地震動を超える地震動が作用しても、設定した塑性ヒンジのみが損傷し、塑性ヒンジ以外の断面領域には、脆性的な破壊が生じないようにする。

③塑性ヒンジは、外観から見やすい断面に設定するのがよい。これは、塑性ヒンジには、何らかの損傷を許容することになるため、地震後に被害の発見を容易にするとともに、その修復作業を行いやすくするためである。ニュージーランドでは、このような背景から、例えば、塑性ヒンジを橋脚基部に設定する場合であっても、その部位が水中となり、外観からは見にくい場所となる場合には、許容塑性率を小さくして損傷を抑えるようになっている。

## 2) 塑性ヒンジの設計

塑性ヒンジにおける断面の曲げ耐力は、式(2.5.1)を満足するように設計される。

$$\phi_f M_n \geq M_r \quad (2.5.1)$$

ここで、 $M_r$  : 塑性ヒンジの必要曲げ耐力

$M_n$  : 公称曲げ耐力

$\phi_f$  : 曲げ耐力低減係数で、米国の AASHTO 基準では次式のように与えられている。

$$\phi_f = 0.9 - \frac{2P}{f_c A_g} \quad (2.5.2)$$

ただし、 $0.5 \leq \phi_f \leq 0.9$

## 3) 塑性ヒンジ以外の部位及び部材の設計

塑性ヒンジ以外の部位及び部材の耐力は、キャパシティデザインでは次式を満足するように設計される。

$$\phi_s S_n \geq S_r = \omega \phi^o S_m \quad (2.5.3)$$

$$\phi_f M_n \geq M_r = \omega \phi^o M_m \quad (2.5.4)$$

ここで、 $S_m, M_m$  : 塑性ヒンジが公称曲げ耐力を発揮した時における塑性ヒンジ以外の部位及び部材に生じるせん断力と曲げモーメント

$\phi^o$  : 耐力増加係数 ( $\phi^o \geq 1.0$ )

$\omega$  : 高次振動モードの影響による作用力の増大を表わす動的増幅係数 ( $\omega \geq 1.0$ )

$\phi_s, \phi_f$  : せん断耐力低減係数と曲げ耐力低減係数

$S_r, M_r$  : 塑性ヒンジ以外の部位や部材の必要せん断耐力と必要曲げ耐力

$S_n, M_n$  : 塑性ヒンジ以外の部位や部材の公称せん断耐力と公称曲げ耐力

## 2.5.4 キャパシティデザインによるRC橋脚の設計例

図 2.5.3 に示す橋軸方向にラーメン構造、橋軸直角方向に片持梁構造となった一般的な円形断面橋脚を例に、従来の設計法とキャパシティデザインの考え方の違いを具体的に紹介しよう [2.5.2]。

この橋脚に作用する設計地震力は、橋脚の固有周期や上部構造重量より、橋軸方向に対して 130、橋軸直角方向に対して 100 と求められているとする。なお、ここではあくまでも例示であるため、力や長さの単位は無次元で表記している。

この場合、橋脚に作用する設計曲げモーメント分布は、橋軸方向ならび橋軸直角方向に対して、それぞれ図 2.5.3 に示すようになる。すなわち、橋脚基部では 1200、橋脚頭部では 600 という曲

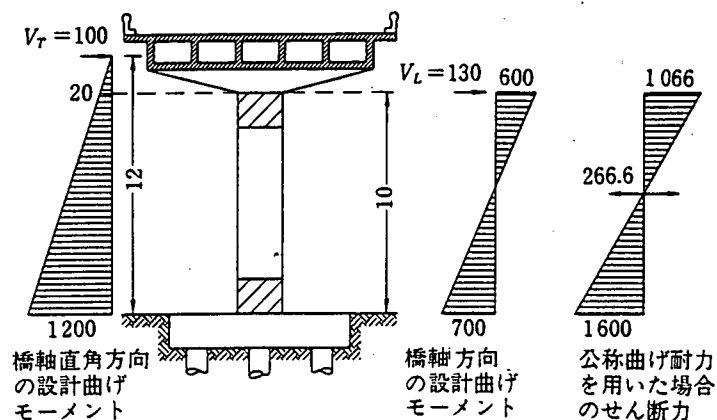


図 2.5.3 キャパシティデザインの例[2.5.2]

げモーメントに対して設計すればよいことになる。また、設計せん断力は、橋軸方向と橋軸直角方向のうち大きい方の値であるため、ここでは 130 となる。

このような条件で断面を設計すると、橋脚頭部では基部と同等の曲げ耐力は必要でないため、基部に配置される軸方向鉄筋のうちの一部を断面途中で段落しすることを考える。塑性ヒンジにおける曲げに対する断面設計においては、式(2.5.1)を適用する。曲げ耐力低減係数は式(2.5.2)により算出されるが、ここでは便宜的に 0.75 とする。すると、式(2.5.1)より、橋脚基部での公称曲げ耐力は  $1200 / 0.75 = 1600$  以上となるように断面設計を行うことになる。そこで、公称耐力が 1600 となるように橋脚基部の断面設計を行うものとし、さらに、軸方向鉄筋の半数を橋脚基部から全高の 2/3 の高さに相当する断面で段落しすることができた結果、橋脚頭部での公称曲げ耐力は 1066 となった。

従来の強度型の設計法であれば、上記の曲げに対する断面設計の後、先述の 130 というせん断力に対してせん断耐力の照査をすれば終了である。ところが、キャパシティデザインの考え方では、予期せぬ外力が作用した場合においてもせん断破壊が生じないように設計しなければならない。すなわち、せん断力に対する設計では、設計曲げモーメント（この例の場合 1200）ではなく、設計された断面条件における橋脚の極限曲げ耐力が作用するモードを想定し、この条件下において橋脚がせん断破壊しないように設計しなければならない。

材料の公称強度に基づいた公称曲げ耐力は、橋脚基部で 1600、橋脚頭部で 1066 であり、各断面がこの公称曲げ耐力に達する時に橋脚に作用するせん断力は  $(1600 + 1066) / 2 = 266.6$  と求められる。さらに、前述したように、キャパシティデザインでは、鉄筋やコンクリートの過強度を考慮しておく必要がある。鉄筋の過強度については、ひずみ硬化の影響度合いの他にも公称強度の設定の考え方にもよるため、鉄筋の生産国や製造メーカーによって異なっていることが考えられる。例えば、米国における一般の鉄筋では、実際の降伏点は最大で設計規格値の 1.3 倍程度となっており、また、鉄筋にはひずみ硬化により、降伏点に達した後も引張変形を与えると、引張強度はさらに増加し、最大で降伏点の 1.1 倍に達する。また、コンクリートについても、28 日圧縮基準強度は実勢値よりも小さく設定されており、打設後 28 日目以降も、コンクリートの圧縮強度は徐々に増加する。このような特性から、キャパシティデザインにおけるコンクリートの過強度としては、米国では設計基準強度の 1.7 倍程度が考慮されている。

このような鉄筋とコンクリートの過強度特性を考慮すると、極限曲げ耐力と公称曲げ耐力の比、すなわち耐力増加係数を求めることができる。この耐力増加係数は、軸方向鉄筋比や断面に作用している軸力比（作用軸力を断面積とコンクリート強度の積で除した値）、断面形状に依存して変化するが、米国での試算によると、おおよそ1.3~1.7程度であることが報告されている。そこで、本断面条件において、仮に耐力増加係数が1.4であったとすると、必要せん断耐力は、 $1.4 \times 266.6 = 373.2$ と求められ、せん断力に対する設計は次式を満足するように行われる。

$$\phi_s S_n \geq S_r = 373.2 \quad (2.5.5)$$

せん断耐力低減係数については、米国土木学会と米国コンクリート工学協会の共同基準(ASCE-ACI426)では0.85とされている。すると、式(2.5.5)より、公称せん断耐力で439.1以上のせん断耐力となるように断面が設計されることになる。この値は、従来の設計法で用いてきた設計せん断力(130)の実に約3.4倍にも相当するものである。

#### 参考文献

2.5.1) R. Park, T. Paulay : Reinforced Concrete Structures, Wiley-Interscience, 1975

2.5.2) M.J.N. Priestley, F. Seible, G.M. Calvi : Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley-Interscience

(執筆者：星隈順一)

## 2. 6 プッシュオーバーアナリシス

### 2. 6. 1 はじめに

プッシュオーバーアナリシスは、地震による影響を静的な荷重や変位にモデル化し、その荷重や変位を漸増载荷させることによって、橋梁の保有耐力、変形性能、損傷モード（変形状態）を求めるための解析法であり、保有性能を評価するための解析法である。これに対して、非線形動的解析は、ある地震動による応答断面力（要求耐力）や応答変位（要求変位）を求めるための解析法であり、要求性能を求めるための解析法である。しかし、単柱形式の橋脚や、1層のラーメン橋脚のように、1自由度系に近似でき、地震による荷重も支持する上部構造重量による慣性力が支配的な構造では、プッシュオーバーアナリシスより得られる水平力-水平変位関係と、応答スペクトル法より得られる弾性応答を用いて、エネルギー一定則により要求耐力や要求変位を推定することも行われている。我が国の耐震設計では、プッシュオーバーアナリシスは、保有性能を求めるためだけでなく、同時に、エネルギー一定則と併用して非線形応答を求めるためにも用いられることが多いようである [2.6.1]。プッシュオーバーアナリシスは、地震力を与えて非線形挙動や破壊モードの生成過程を解析する方法であり、プッシュオーバーアナリシスと呼ばれるのが、地震力を与えられると構造系には塑性ヒンジが形成され、降伏からやがて破壊していく（プッシュオーバー）ためである[2.6.2]ことを考慮すると、プッシュオーバーアナリシスは、保有性能を求めるための耐震計算法が本来の姿だといえる。ラーメン橋やアーチ橋および斜張橋等のように地震時挙動が複雑な橋梁では、部材単位の損傷度は、鉄筋コンクリート橋脚や鋼製橋脚を対象に実施されてきた繰返し载荷実験結果等から推定することができるが、複数の部材が塑性化したときに橋梁全体系としての非線形応答や、最終的な破壊モードがどのようなようになるかを、実証的な研究によって知ることは難しい。このような状況下で、威力を発揮するのが、プッシュオーバーアナリシスである。入力した地震動に対する非線形応答しか得られない非線形動的解析と異なり、プッシュオーバーアナリシスならば、数値解析上発散現象が現れなければ、複数の部材が塑性化したときの非線形応答や、最終的な破壊モードを求めることができる。当該橋梁に対して、耐震設計上許容できる損傷を定めるためにも、複数の部材が塑性化したときの非線形応答や最終的な破壊モードを知る必要がある。

ラーメン橋やアーチ橋および斜張橋の主塔面内方向（橋軸直角方向）等に地震動が作用すると、曲げモーメントだけでなく軸力も大きく変化することがある。さらに、大きな変位が当該橋梁に生じる場合には、有限変形の影響等も考慮する必要がある。しかし、軸力変動下の応力～ひずみ関係や曲げモーメント～曲率関係に関する実証的な研究は少なく、このような現象を対象とした非線形動的解析は可能であるが、実現象に対する再現性に対する保証がないのが実状である。このような状況下でも、プッシュオーバーアナリシスは、強力な武器となる。プッシュオーバーアナリシスのような静的な1方向荷重が载荷される場合には、軸力の変化に伴う曲げモーメント～曲率関係の変化は容易に求めることができ、得られた解が物理的な現象を正しく表しているかを評価しやすいため、軸力の変化の有無が橋梁全体系の非線形応答に与える影響やその影響が顕著となる変位のレベルを概ね評価できる。有限変形に関しても同様である。確かに、プッシュオーバーアナリシスによる解は、静的な解であるが、材料非線形とともに現れる軸力変動や有限変形のような複雑な事象に対しては、非線形動的解析結果だけでなくプッシュオーバーアナリシスによる静的解析結果を用いて、当該橋梁の耐震性を総合的に判断する必要がある。このためにも、

プッシュオーバーアナリシスによる解は、静的解析といえども、ある程度非線形動的解析結果を再現できるものでなければならない。プッシュオーバーアナリシスに用いる部材の非線形特性は骨格曲線のみで表されるのに対して、非線形動的解析に用いる部材の非線形特性は骨格曲線と履歴則によって表される。このような解析モデルの違いはあっても、骨格曲線は共通であり、作用している地震力がある瞬間において静的解析と動的解析で等価であれば、橋梁各部に生じる損傷や橋梁全体系としての応答は、プッシュオーバーアナリシスと非線形動的解析で概ね等しくなると考えられる。

本節では、橋脚の基部と上端部付近に塑性ヒンジが形成されるコンクリートラーメン橋を対象に、プッシュオーバーアナリシスと非線形動的解析の結果を比較し、プッシュオーバーアナリシスで動的解析に近似した解を得るためには、地震による影響を静的荷重としてどのように載荷したら良いかの検討例を示す。

## 2. 6. 2 コンクリートラーメン橋への適用例

図 2.6.1 に示す 5 径間連続コンクリートラーメン橋[2.6.3]を対象に、プッシュオーバーアナリシスと非線形動的解析を実施した。対象とした方向は、橋軸方向である。解析モデルでは、塑性ヒンジ区間中央に弾塑性回転バネを配置し、塑性ヒンジ区間以外の脚柱部を非線形梁要素で表した。桁は線形梁要素、フーチングは剛体とした。動的解析では、弾塑性回転バネ、非線形梁要素ともに、履歴特性は Takeda モデル（除荷剛性の低下係数  $\alpha=0.5$ ）を用いた。減衰定数は、PC 桁では 3%、橋脚では 2%、基礎～地盤間バネでは逸散減衰を見込んで 10%とした。フーチングは剛体振動するため、減衰定数を 0 とした。これより、ひずみエネルギー比例減衰法によりモード減衰定数を求め、橋軸方向の地震応答に寄与する 1 次振動モード (0.85 秒) と 3 次振動モード (0.37 秒) に着目して、Rayleigh 型減衰により減衰力をモデル化した。入力地震動は、道路橋示方書の標準加速度波形 II - I - 1 である[2.6.4]。

プッシュオーバーアナリシスでは、桁だけに水平力を漸増載荷させた場合と、桁と橋脚とフーチングに水平力を漸増載荷させた場合の 2 ケースを行った。前者を載荷法 I、後者を載荷法 II とする。荷重の分割数を  $N$  とすると、桁、橋脚、フーチングに作用させる増分水平力  $\Delta F_U$ 、 $\Delta F_p$ 、 $\Delta F_F$  は、それぞれ以下のように与えられる。

$$\Delta F_U = \frac{k_{hc} \cdot W_U}{N}; \Delta F_p = \frac{k_{hc} \cdot W_p}{N}; \Delta F_F = \frac{k_{hG} \cdot W_F}{N} \quad (2.6.1)$$

ここで、 $W_U$  : 桁の重量、 $W_p$  : 橋脚重量、 $W_F$  : フーチング重量である。 $k_{hc}$  と  $k_{hG}$  は、道路橋示方書に規定される地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度であり、I 種地盤のタイプ II 地震動を考慮すると、桁および橋脚に作用させる震度  $k_{hc}$  では 2.0、フーチングに作用させる震度  $k_{hG}$  では 0.8 となる。この増分水平力によって第  $n$  回目の載荷により橋梁に作用する水平力  $F_{F0}$  は、載荷法 I は式(2.6.2)、載荷法 II は式(2.6.3)によって与えられる。

$$F_{F0} = \frac{n \cdot k_{hc}}{N} \cdot W_U \quad (2.6.2)$$

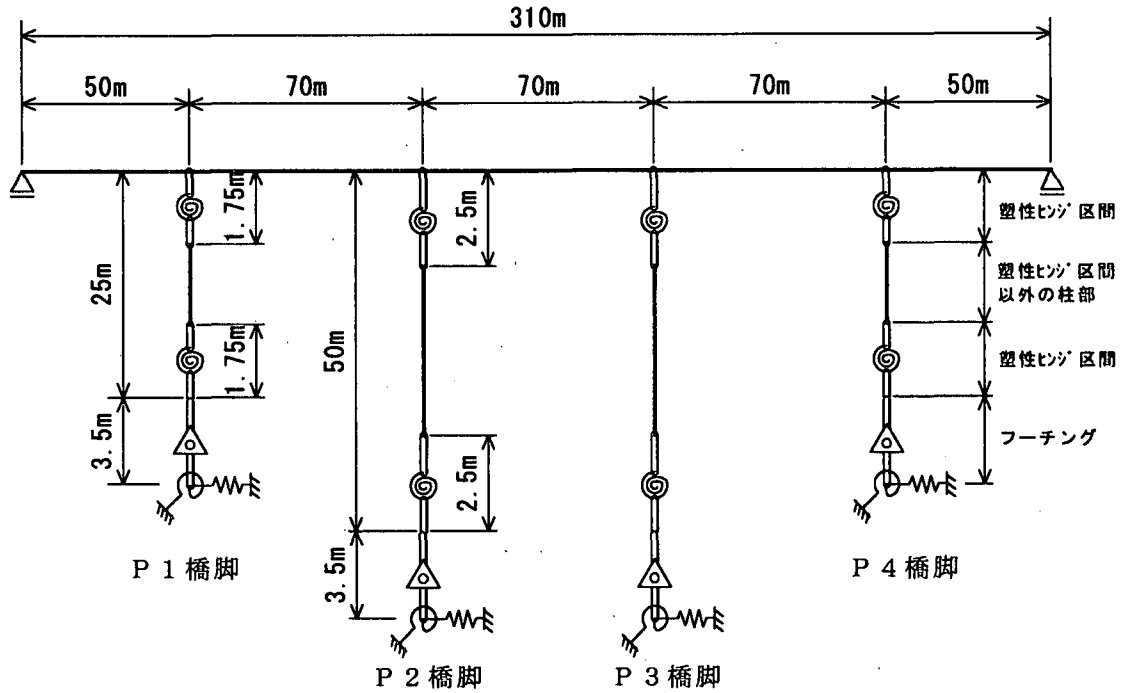


図 2.6.1 検討対象としたコンクリートラーメン橋の解析モデル

$$F_{F0} = \frac{n \cdot k_{hc}}{N} (W_U + \sum_{i=1}^4 W_{pi} + \sum_{i=1}^4 \beta \cdot W_{Fi}) \quad (2.6.3)$$

ここで、 $\beta = k_{hG}/k_{hc}$  である。式(2.6.3)の  $\sum_{i=1}^4$  は、橋脚  $i$  の橋脚重量  $W_{pi}$  と、橋脚  $i$  のフーチング重量  $W_{Fi}$  の橋脚 1～橋脚 4 までの和を表している。

式(2.6.2)と式(2.6.3)によって得られる水平力と桁の橋軸方向水平変位の関係を、図 2.6.2 に示す。図には、ひとつの塑性ヒンジがタイプ II の終局に達するまでの水平力と水平変位の関係を示してある。各塑性ヒンジが降伏に達する順番は、各橋脚の配筋状態を反映しており、載荷法 I では、P4 橋脚下端・P1 橋脚下端が降伏に達した後、P1 橋脚上端・P4 橋脚上端へと降伏が進展している。そして、橋脚高さが低い P1, P4 橋脚の塑性ヒンジが全て降伏に達した後、橋脚高さが高い P2, P3 橋脚の塑性ヒンジが下端、上端の順にほぼ同時に降伏に達している。載荷法 II では、P4 橋脚下端・P1 橋脚下端が降伏に達するまでは載荷法 I と同じであるが、その後、P3 橋脚下端・P2 橋脚下端に降伏が進展している。その直後に、P4 橋脚上端・P1 橋脚上端が降伏に達した後、P2 橋脚上端・P3 橋脚上端が降伏に達している。このようにプッシュオーバーアナリシスでは、地震による荷重の載荷方法が異なると、塑性ヒンジが降伏に達する順番（損傷過程）が異なることがある。図 2.6.2 の縦軸は、橋梁に作用させた水平力の和を表しており、桁だけに荷重を作用させた載荷法 I よりも、桁と橋脚およびフーチングに荷重を載荷された載荷法 II の方が圧倒的に大きくなっている。特に、フーチングに載荷させた荷重の影響が大きい。

図 2.6.3 は、動的解析によって得られた桁の橋軸方向変位、桁の橋軸方向加速度、各橋脚上下端に位置する塑性ヒンジ区間中央の曲げモーメントの応答波形を、4.5 秒～8.5 秒間に渡って示したものである。図中、①～⑦とあるのは、塑性ヒンジが降伏に達した順番を示したものである。



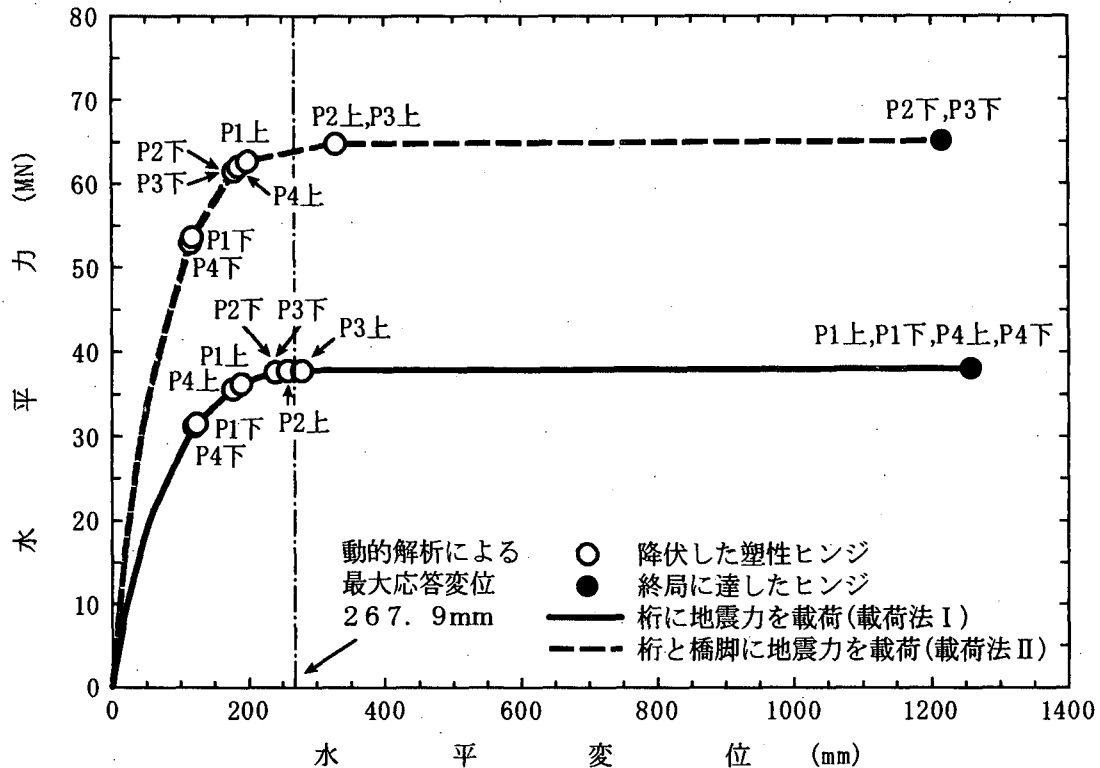


図 2.6.2 コンクリートラーメン橋における水平力と水平変位の関係

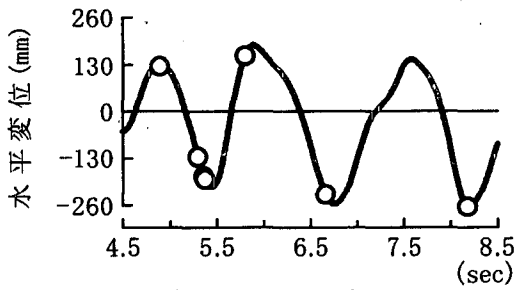
図 2.6.3 より，各塑性ヒンジは，以下の順番で降伏に達していることがわかる。

- ①P4 橋脚下端の塑性ヒンジが 4.89 秒に降伏
- ②P1 橋脚下端と P4 橋脚下端の塑性ヒンジが 5.30 秒に降伏
- ③P1 橋脚上端の塑性ヒンジが 5.36 秒に降伏
- ④P4 橋脚上端の塑性ヒンジが 5.37 秒に降伏
- ⑤P1 橋脚下端の塑性ヒンジが 5.80 秒に降伏
- ⑥P2, P3 橋脚下端の塑性ヒンジが 6.66 秒に降伏
- ⑦P2, P3 橋脚上端の塑性ヒンジが 8.18 秒に降伏

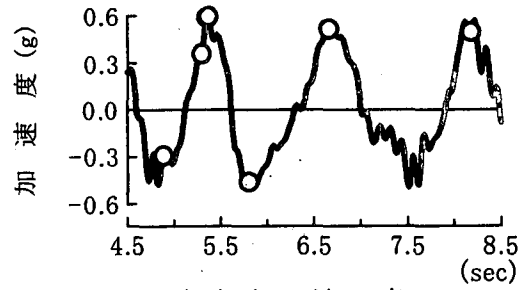
P1 橋脚上端と P4 橋脚上端の塑性ヒンジが降伏に達する時間差はごくわずかであり，動的解析より得られる塑性ヒンジが降伏する順番は，プッシュオーバーアナリシスの载荷法 I に等しいことがわかる。表 2.6.1 は，塑性ヒンジが降伏に達する時の桁の水平変位を比較したものである。動的解析とプッシュオーバーアナリシスの载荷法 I の結果は良く近似しており，プッシュオーバーアナリシスの値は，動的解析の 95~105%の範囲に分布している。载荷法 II の桁の水平変位は，各橋脚の下端が降伏に達する時は動的解析よりも小さく，各橋脚の上端が降伏に達する時は動的解析よりも大きくなる傾向があり，その値は，動的解析の 78~124%となっている。

図 2.6.4 は，図 2.6.2 に示したプッシュオーバーアナリシスの载荷法 I による水平力と水平変位の関係と，動的解析による結果を重ねて示したものである。動的解析の結果は，地震開始から 10 秒間の応答履歴を示してあり，全ての最大応答値が，この 10 秒間に生じている。動的解析の水平力は，図 2.6.1 に示した各橋脚のフーチング底面に作用する水平力の和  $F_F$  を次のように求めたものである。

$$F_F = \sum_{i=1}^n (F_{Ri} + F_{Di}) = \sum_{i=1}^n m_i (\ddot{u}_i + \ddot{z}_g) \quad (2.6.4)$$

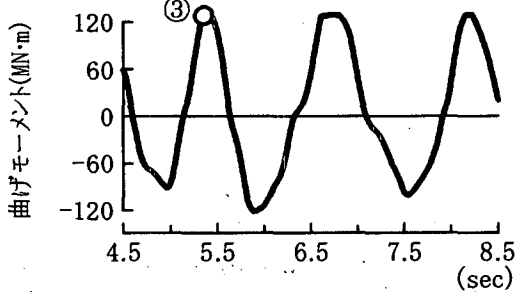


(a) 水平変位

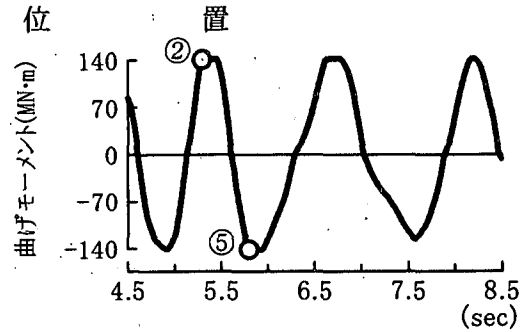


(b) 加速度

(1) 桁

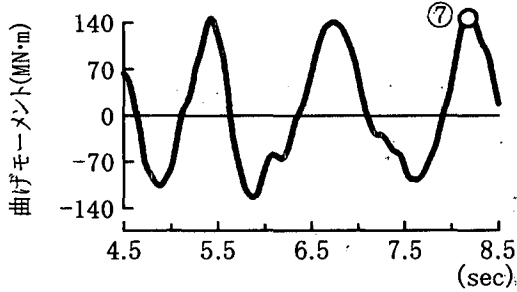


(a) 上側塑性ヒンジ区間

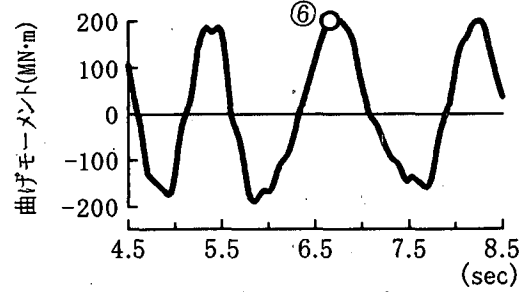


(b) 下側塑性ヒンジ区間

(2) P 1 橋脚の曲げモーメント

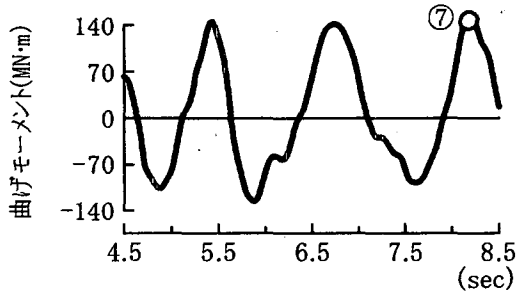


(a) 上側塑性ヒンジ区間

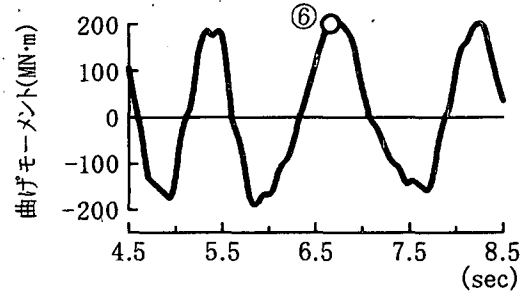


(b) 下側塑性ヒンジ区間

(3) P 2 橋脚の曲げモーメント

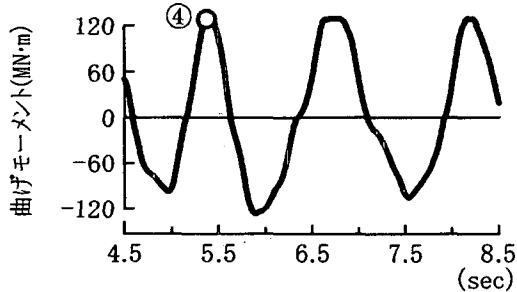


(a) 上側塑性ヒンジ区間

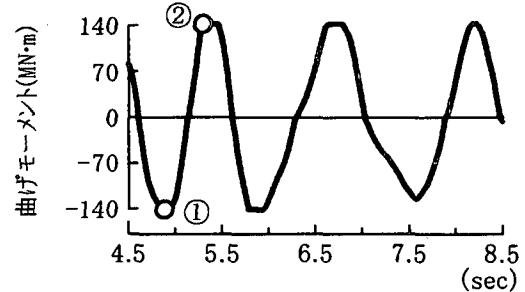


(b) 下側塑性ヒンジ区間

(4) P 3 橋脚の曲げモーメント



(a) 上側塑性ヒンジ区間



(b) 下側塑性ヒンジ区間

(5) P 4 橋脚の曲げモーメント

図 2.6.3 動的解析における塑性ヒンジの降伏の順番

ここで、 $F_{Ri}, F_{Di}$  は節点  $i$  における復元力および減衰力、 $m_i, u_i$  は節点  $i$  における質量および相対加速度、 $z_g$  は入力地震動加速度、 $n$  は橋軸方向の質量点の総数である。図 2.6.4 より、動的解析より得られた応答履歴の包絡線とプッシュオーバーアナリシスの載荷法 I の水平力と水平変位の関係は良く一致していることがわかる。

表 2.6.1 塑性ヒンジが降伏に達する時の水平変位の比較

解析法 塑性ヒンジ		動的解析 (mm)	プッシュオーバーアナリシス (mm)	
			載荷法 I	載荷法 II
P 1 橋脚	上 端	180.5	190.2 (1.05)	199.3 (1.10)
	下 端	125.5	124.1 (0.99)	119.2 (0.95)
P 2 橋脚	上 端	265.3	258.2 (0.97)	328.9 (1.24)
	下 端	230.1	239.7 (1.04)	180.2 (0.78)
P 3 橋脚	上 端	265.3	278.8 (1.05)	328.9 (1.24)
	下 端	230.1	240.2 (1.04)	179.7 (0.78)
P 4 橋脚	上 端	187.1	178.0 (0.95)	186.5 (1.00)
	下 端	124.8	120.8 (0.97)	115.8 (0.93)

注) ( ) 内は動的解析に対する比率

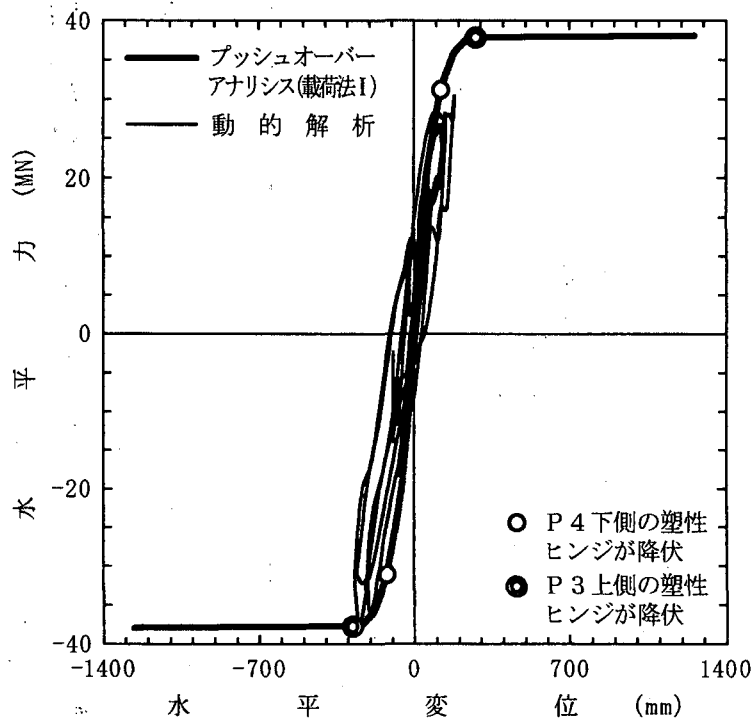
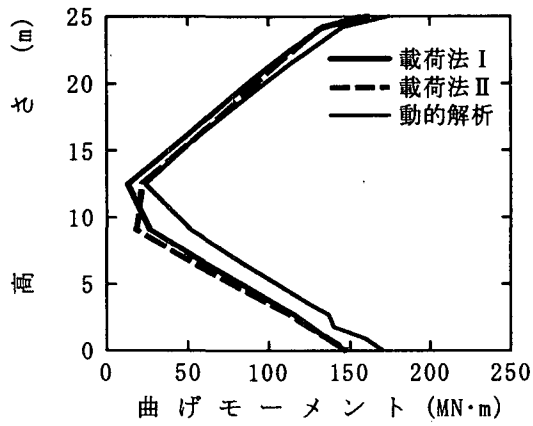
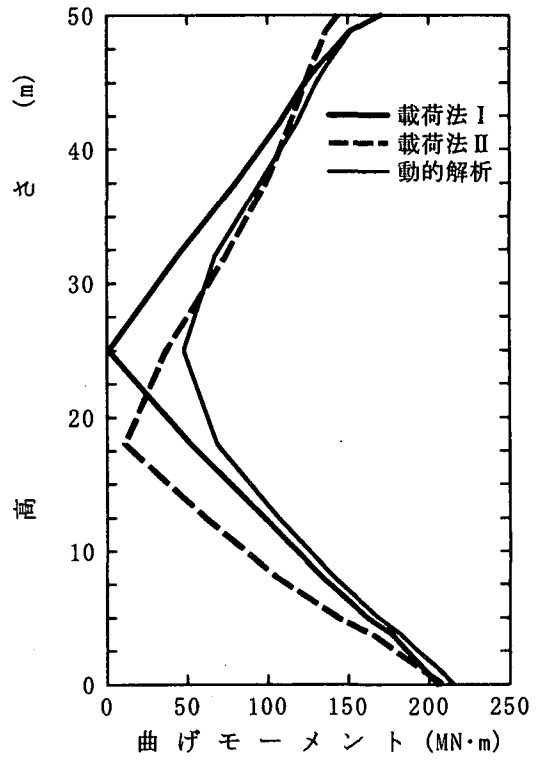


図 2.6.4 水平力と水平変位関係の比較

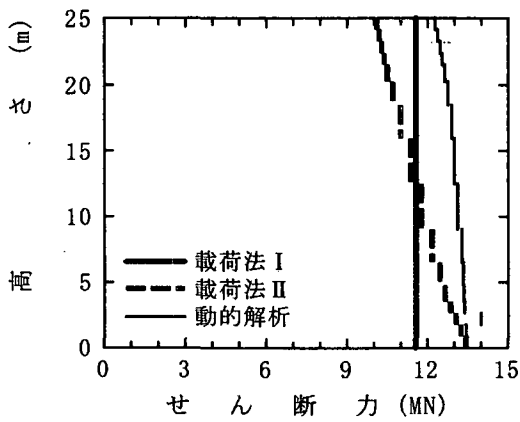


(1) P1 橋脚

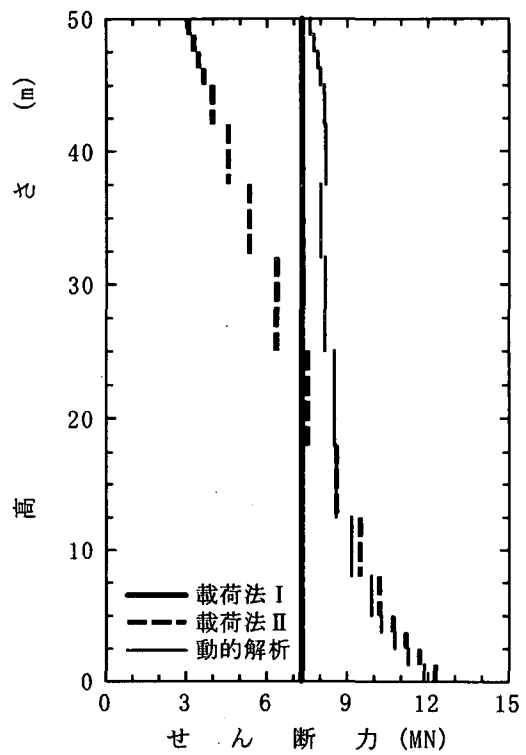


(2) P2 橋脚

図 2.6.5 橋脚の曲げモーメント分布



(1) P1 橋脚



(2) P2 橋脚

図 2.6.6 橋脚のせん断力分布

図 2.6.5 は、橋脚に生じる曲げモーメント分布を、動的解析とプッシュオーバーアナリシスで比較したものである。プッシュオーバーアナリシスは、桁の水平変位が、動的解析の最大応答値と等しくなる時の値を示してある。橋脚高さが低い P1 橋脚では、動的解析結果と載荷法 I, II とも良く近似している。しかし、橋脚高さが高い P2 橋脚では、載荷法 I の方が動的解析に近い分布をしている。

図 2.6.6 は、橋脚に生じるせん断力分布を、動的解析とプッシュオーバーアナリシスで比較したものである。曲げモーメントと同様に、プッシュオーバーアナリシスは、桁の水平変位が動的解析の最大応答値と等しくなる時の値を示してある。桁のみに荷重を載荷する載荷法 I では、橋脚に生じるせん断力は一定であり、そのため、動的解析と載荷法 I のせん断力は、橋脚上端では近い値が得られているが、橋脚下端に向かうほど動的解析の方が大きくなっている。載荷法 II では、橋脚の中央（曲げモーメント分布が 0 となる位置）よりも上では載荷法 II のせん断力は動的解析よりも小さく、橋脚中央から下端に向かうに従い載荷法 II と動的解析のせん断力は近い値となっている。以上より、図 2.6.1 に示したコンクリートラーメン橋では、プッシュオーバーアナリシスに用いる荷重としては、桁のみに水平力を漸増させる載荷法 I の方が、動的解析に対する近似度が高いことがわかった。しかし、橋脚に生じるせん断力は、動的解析より得られる値よりもかなり小さい値であった。これは、桁のみに水平力を漸増させる載荷法 I では、橋脚の慣性力の影響が考慮されていないからである。

ここで対象としたコンクリートラーメン橋は、主たる塑性ヒンジが脚柱の基部と天端に生じることが事前に予想できるとともに、その地震応答が 1 つの固有振動モードの影響が圧倒的に大きい構造系であったため、プッシュオーバーアナリシスに用いる地震荷重を、一様に分布する静的荷重という単純なモデルで表すことができた。しかし、アーチ橋や高橋脚を有する橋梁等では、その地震応答が複数の固有振動モードの影響によって決まるため、プッシュオーバーアナリシスに用いる地震荷重のモデル化はより複雑となる。例えば、着目する量に応じて、用いる地震荷重のモデルを変更する等の工夫が必要となる。また、主たる塑性化が橋脚基部に生じる橋脚-基礎構造系において、基礎構造の応答に着目してプッシュオーバーアナリシスを行う場合は、橋脚基部に生じる塑性化の前後で、基礎構造に作用させる地震荷重の載荷漸増ステップを変化させる等の工夫が必要となる[2.6.5]。

## 参考文献

- 2.6.1) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料—PC ラーメン橋・RC アーチ橋・PC 斜張橋・地中連続壁基礎・深礎杭基礎等の耐震設計計算例一，pp.2-27-2-56，1998。
- 2.6.2) Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M. : *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, Inc., 1996. (川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強，技報堂，1998.)
- 2.6.3) 土木研究センター：平成 8 年度耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書，pp.217-236，1997。
- 2.6.4) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，pp.10-1-10-6，1997。
- 2.6.5) 矢部正明，川島一彦：杭基礎の非線形地震応答特性とプッシュオーバーアナリシスによる解析法に関する研究，土木学会論文集，No.619，pp.91-109，1996。

(執筆：矢部正明)

## 2.7 性能に基づく耐震設計

### 2.7.1 はじめに

構造物の設計基準における性能規定の概念に関しては、1963年にノルディック建築基準委員会（NBK）がノルディック諸国の建築基準の調和のための検討を開始したのに始まり、既に30年以上の年月を経ている。現在、国際化、グローバル化の進展の中で、国際的な設計基準体系の調和、次世代の合理的な設計基準体系の確立を目的として、これを実現する有力な体系として性能設計法が指向されている。

我が国の各種構造物等の設計基準も性能設計法を基本とした基準体系に向けた検討が進められており、例えば、道路橋の技術基準である道路橋示方書においても、現在、①国際化（市場解放、海外との技術交流、ISO）への対応、②多様な構造・工法への対応、③維持管理、耐久性の重視、④コスト縮減等の成果の早期導入、を念頭に、「性能照査型基準」への改訂に向けた検討が進められている。「性能照査型基準」としては、「構造物が有すべき性能（要求性能）及び設計された構造物が要求性能を満足することを確認するために照査する項目等を規定する基準」として位置付け、このため、荷重に対する構造物の応答値の算定方法や構造部材の仕様等については原則として設計者の自由とすることも想定されている。

本章では、国際的に指向されている性能設計の基本理念と体系及び国内外の性能設計基準の動向に関して文献のレビューを行うとともに、改訂検討が行われている道路橋の耐震設計基準である道路橋示方書耐震設計編の性能設計型の基準体系の基本的な考え方について紹介する。

### 2.7.2 性能設計

#### （1）性能設計の意味と定義

最近、性能規定化が必要だ、性能設計の方が有効だ、あるいは、この基準は既に性能設計法が取り入れられている、等々について言われることが多い。ところで、どのような設計法が性能設計法か、あるいは、どういう条件を満たせば性能設計法となるのかについては、それぞれ異なった捉え方をなされているのが現状と考えられる。

耐震設計でいえば、例えば、「兵庫県南部地震に対して、ある安全性を確保する」というような規定があれば、それで性能規定になるのか、それとも、「ある想定地震に対して、構造物の機能（例えば通行機能）を確保する」というように機能を規定するのが性能規定なのか、性能設計の定義や理解に関する共通の認識が必ずしも明確ではないのが現状である。

構造設計そのものは、もともと、「要求された機能をもつ構造物をいかに実現するか」という行為であるため、本来「性能・機能を実現する観点」で「性能設計」ということができる。それでは、一体どのような体系となれば、性能規定、性能設計法、性能照査型設計法となるのか。

岡村[2.7.1]は、性能照査型基準における耐震設計について以下のように書いている。

「設計者は、その創造的能力を用いて、安全で、美しく、機能的な構造物を設計する。そして、設計された構造物の耐震性能が所要の耐震性能を満足しているかどうかを判定するのが耐震性能照査である。耐震設計基準には、設計で想定すべき地震動及びその地震動に対して構造物に要求する耐震性能を明示する必要がある。そしてその耐震性能を満足するか

どうかの判定方法あるいは照査方法が基準もしくはマニュアルに規定される。…中略…。著者の提案は、所要耐震性能及びその照査の方法を基準には極めて一般性のある方法で記述するにとどめ、具体的な照査方法はその時点における技術レベルに応じて、構造種別ごとのマニュアルに詳細に記載することである。」

さらに、岡村[2.7.1]は、性能照査型の示方書とマニュアルを作成するに際しては、①人間が意志決定すべき内容と、科学的に照査すべき内容とを明確に区別する、②現在の基準で考慮されている内容を包含する、③技術の発展を阻害せず、むしろその発展に寄与するものとする、点を前提におくことを提案している。

また、堺[2.7.2]は、性能照査型設計法に関して以下のように書いている。

「問題は、現行の設計法のいずれも性能規定と項目規定が渾然一体となっていること、したがって設計レベルが必ずしも合理的に整理されていないこと、及び詳細な規定が設計上の規定の制約になっている場合があることなどである。このような背景に基づいて性能照査型設計法を改めて新しい設計概念として位置付けるとすれば、この設計法が、われわれが現在保有している、あるいは今後の研究・開発により得られるであろう情報・技術を様々なレベルで体系的に整理する上で極めて都合のよい方法となりえるであろう。」

こうした提案等を整理すると、性能設計という従来にはない何か全く新しい設計規範のように聞こえるが、そうではなく、基本的には従来設計法の延長線上で、従来陰に陽に構造物に要求してきた必要な性能とこれに対する照査項目や照査方法を明確に体系化して規定することができる。さらに、ここで、重要なのは、必要な要求性能についても、要求性能を照査する手法に関しても、「合理性」を欠いたものであってはならない、あるいは「合理性」を追求したものでなければならないということができる。基準の中でも、規定として必要なものと不要なものを区別し、さらに、技術の進歩に伴い、改良されるものや設計方法など1つの方法に固定する必要のないものは規定からはずし、マニュアルや標準仕様などとして別に整理することが必要とされる。

なお、用語として、「性能規定」、「性能設計」、「性能評価」、「性能照査型基準」、「性能明示型基準」等があるが、一般に、「性能規定」とは、法令の技術基準のタイプや規制手段のことをいい、「性能設計」とは構造物の設計に当たって目標とする性能を明確化した上で、その設定した性能を達成するような設計方法のこととされている[2.7.3]。このため、「性能規定」とは、法令が「性能」を規定していることであり、一方、「性能設計」とは目標性能を明確化して性能が実現するような設計をする方法であり、法令の規定とは関係のないことに留意する必要がある。したがって、性能設計法を用いた（性能を明示し、これを評価する手法を示した）法令としての「仕様規定」というものもあり得ることになる。現在用いられている耐震設計法のほとんどは、厳密には、「性能規定」ではなく、あえて言えば「性能設計法を用いた規定」、あるいは、「性能明示型規定」ということができる。

## (2) 性能設計の利点メリット [2.7.3,2.7.4,2.7.5]

要求性能を規定する「性能規定」の反対の用語として、一般に「仕様規定」が用いられる。例えば、仕様規定は、「〇〇は、〇〇 cm 以上にしなければならない」というように、使用材料や形状、寸法等を具体的に規定してしまうものである。一方、性能規定は、〇〇 cm 以上にしなければならない目的を明確にし、それを規定するものである。本来、仕様規定も何らかの

目的を達成するために、その規定が存在するわけであり、コードの解説等にはどうしてそのような規定が必要か、その値が定められたかに関する説明が必要とされる。しかしながら、多くの基準の中には、経験的に決められた規定なども多数存在し、その数値のみが一人歩きし、どうしてその規定が必要であったのかわからなくなってしまうといった場合もあり得る。

仕様規定は、上記のように、使用材料や形状、寸法等を具体的に規定してしまうので、具体性があり、誰にも理解しやすく、設計に特別高い能力を必要とせず、また、基準に対する適合性の審査が容易であるといったメリットがある。一方、新しい材料や構造が出現した場合に対応しにくい、硬直的で、実現すべき目標性能が明確でなく、代替性に乏しく、技術の進歩の障害になる、国際的に異なる仕様が存在することにより国際間の互換性に乏しく国際的な非関税障壁になる、といったデメリットが指摘されている。

性能規定は、仕様規定とは逆に、設計の自由度が大きく柔軟性がある、実現すべき目標性能が明確である、技術の進歩に対応しやすい、基準の国際調和に資する、といったメリットがあるが、短所としては、審査、適合性の判断に高度の技術が必要となること、設計に高い能力が求められること、などが指摘されている。

### (3) 性能設計体系と従来の設計法との相違点

性能設計体系を示す際には、一般に図 2.7.1 に示すような階層化（ピラミッド化）された性能指向型基準体系で示されることが多い[2.7.6]。

「目的」では、コードの社会的目的、「機能的要求」では、目的を実現するための機能的要求、「要求水準」では、機能的要求を実現するための要求水準や検証方法の原則を規定する。ここまでを強制力のある基準とされる。具体的な個々の検証方法や検証を満足する具体的な「解」が適合みなし仕様であり、この部分は強制力を有する基準ではなく、技術の進歩に伴い、見直されたり増強されるべき仕様である。

従来用いられてきている基準等の多くは、性能規定、仕様規定が混在して規定されており、いずれか一方の規定とは一概に分類しにくいのが現状である。このため、性能規定化といっても従来の基準が抜本的に大きく変わるのではなく、要求される性能を明確にし、基準としてこうした階層が明確になるとともに、どこまでが強制力のある規定であるかが、性能規定化の重要なポイントと考えられる。

性能規定化が採用された場合に心配される点はいくつか指摘される。設計の自由度が大きくなり柔軟性が高まる反面として、設計の現場において、対応可能な技術者が足りない、評価方法が確立されていない、結果として設計者によって異なるものができ、所要の要求性能を満足できる構造物が造れない、といった点等である。しかしながら、これは、いずれも設計体系の整備で解決が可能であると考えられる。すなわち、図 2.7.1 でいえば、最下層の「検証方法」や要求を満たすと見なされる「適合みなし仕様」を充実させることによって、従来と同じ仕様設計も採用が可能になる。ただし、新しい技術など基準にその記述がなければ、従来はその採用が必ずしも容易ではなかったものが、「適合見なし仕様」に記述がなくても、上位に規定される要求性能を満足できるものであれば採用は可能になることになる。したがって、性能規定、仕様規定を階層化することにより、両者の長短所を補った設計体系を確立することを目指しているともいうことができると考えられる。



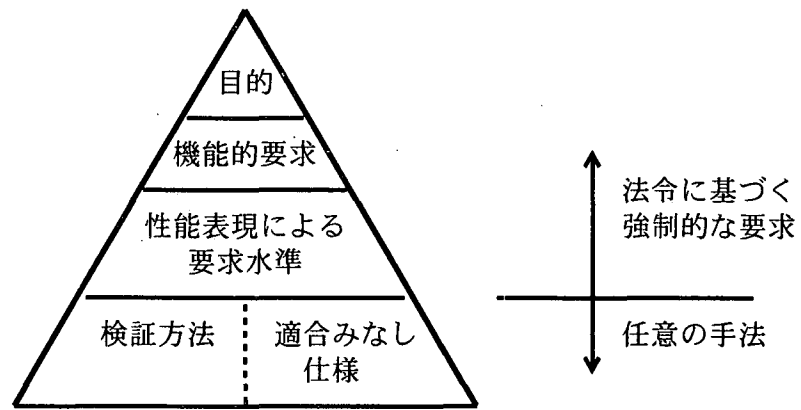


図 2.7.1 性能指向技術基準の階層化モデル

#### (4) 性能設計に関する海外の動向

##### 1) ISO における性能設計の位置付け [2.7.7]

我が国の技術標準を取り巻く国際的な状況としては、国際標準化機構（ISO）規格の制定がある。政府調達協定に関しては、GATT（関税と貿易に関する一般協定）東京ラウンド多角的貿易交渉において、1979年4月に物品を対象とする「政府調達に関する協定」として作成され、1981年1月に発効している。その後、物品からサービス分野までを対象とする改訂がなされ、1996年1月にWTO（世界貿易機関）協定に収録された新協定が発効した。

政府調達に関する協定第6条には、以下のように規定されており、土木に係わる広範囲の技術標準（土木学会等の土木関連の学協会が定めた技術標準を含む）に関しても、国際規格との整合とともに、性能に着目した技術仕様とすることが求められている。

##### 第6条 1項

機関の定める技術仕様であって、品質、性能、安全、寸法等の調達される商品もしくはサービスの特性、記号、専門用語、包装、証票及びラベル又は生産工程及び生産方法について規定したものと並びに機関の定める適合性評価手続きに係わる要件は、国際貿易に対する不必要な傷害をもたらすことを目的として又はこれをもたらす効果を有するものとして、立案され、制定されまたは適用されてはならない。

##### 第6条 2項

機関は、技術仕様については、適当な場合には、(a)デザイン又は記述的に示された特性よりも性能に着目して、また、(b)国際規格が存在するときは当該国際規格、国際規格が存在しないときは国内強制規格、認められた国内任意規格又は建築基準に基づいて定める。

##### 2) ノルディック諸国

性能規定に関する概念に関しては、1963年にノルディック建築基準委員会（NBK）がノルディック諸国の建築基準の調和のための検討を開始した [2.7.3, 2.7.6]。その目的は、技術革新と通商の広域化を促進し、産業を活性化することにあつた。1972年に、ノルディック諸国の

建築市場の統合、すなわち、労働力の流動性の確保、建築システムや関連製品の通商の拡大などを図るための「アクションプログラム」として結実した。NBK は、その検討の中で、各国の既存の建築基準の内容を理解し、改訂するための共通の枠組みとして建築基準の内容を5つのレベルに分類するという表 2.7.1 に示す「NBK レベルシステム」を開発している。この NBK レベルシステムは、欧米の基準策定者に広く活用されている。当時、ノルディック諸国において必要に迫られたとはいえ、性能設計の基本的な理念となる概念が 1960 年代に初めて開発されたことは非常に先駆的と考えられる。

表 2.7.1 NBK レベルシステム

レベル	定義
レベル 1 : Overall Goals	社会及びその構成員の観点から重要と考えられる建築物のあり方の全体的な記述
レベル 2 : Functional Areas	レベル 1 で規定された全体的な目標を特定の目的・意図を明確にするために、機能項目及び原則毎に分類したもの
レベル 3 : Operative Requirements	レベル 2 で規定された各々の機能項目毎の目的の実現のための要求
レベル 4 : Verification	要求の適合性の検証方法
レベル 5 : Example of Acceptable Solutions	要求に適合するとみなせる具体的技術的解（手法）

### 3) EC 及び英国

1978 年以降、国連ヨーロッパ経済委員会 ECE では、NBK レベルシステムを採用して、検討が行われた [2.7.3]。法規制はレベル 1～3 に、レベル 4 の検証方法とレベル 5 の適合すると見なせる具体的事例は強制力のある法規制外に置くべきとし、この方針にしたがってモデル建築コードが作成された。

英国では、かつては建築規則は詳細な仕様規定が多数定められていたが、1970 年代後半には、そのような建築規則に対して、複雑すぎ、建築界の活力を抑制しているという批判があり、こうした点に対処するために、1984 年に新しい建築法が制定された。ここでは、従来の詳細な仕様規定が廃止され、極めて簡潔な建築規則が定められた。従来からの仕様規定に相当するものは、強制力のない承認基準書として位置づけられている。

### 4) ニュージーランド及びオーストラリア

ニュージーランドでは、かつては建築規制は、多数の法や規則、条例などから成り立っていたが、1986 年から国の統一的な建築コードを開発すること、性能指向のものとするなどのもとに検討が行われた [2.7.3]。1990 年に建築コード案 (NZBC) がまとめられた。NZBC の構成は、NBK レベルシステムに類似したものであったが、表 2.7.2 及び図 2.7.2 に示すように 5 つのレベルで整理されている。現在では、NZBC の階層化が性能指向型の建築基準の典型とされている。

オーストラリアにおいても全体的な行政改革、規制緩和の一環として、州毎にばらばらだった建築工事に関する技術的基準が全国統一の建築基準に書き換えられた[2.7.3]。性能型建築基準に関しても、目的、機能的要件、性能要求基準という明確な階層構造であるが、性能要求水準では、定量的なクライテリアを規定せず、適合みなし規定を強制的な位置づけをもつ建築基準の規定として盛り込んでいる。なお、これは定量的なクライテリアを与えないと法で義務づける基準が不明確になるとの判断による。

表 2.7.2 NZBC レベルシステム

レベル	定義	強制力
レベル1	コードの社会的目的（目的規定）	強制力のあるもの （建築コードに含まれる）
レベル2	レベル1の目的を実現するための機能的要求	
レベル3	レベル2の機能的要求を実現するための建築物またはその構成要素についての要求性能及び適用可能な検証方法または保有すべき特性（いわゆる典型的な性能規定）	
レベル4	レベル3の要求への適合性の検証・予測方法	強制力のないもの （建築コードには含まれない）
レベル5	要求に適合するとみなせる具体的な解（みなし仕様）	

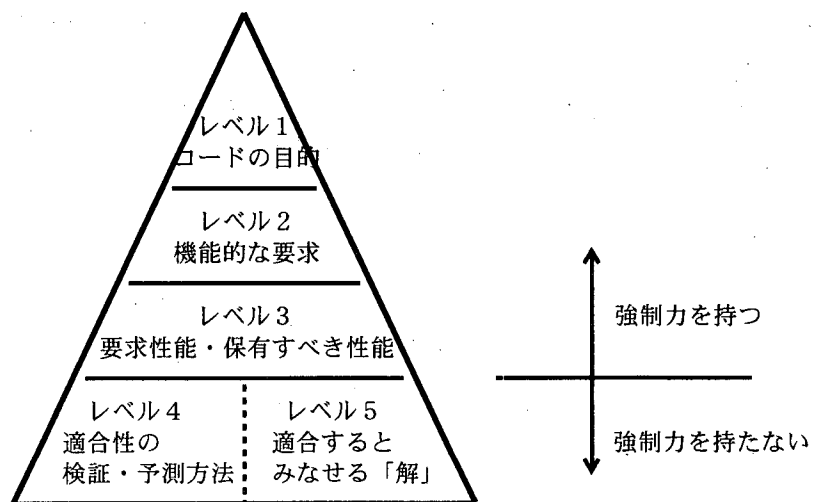


図 2.7.2 NZBC レベルシステム

### 5) 米国

米国は、各州あるいは自治体に独自の建築基準の策定・執行を認めており、それらの各主体が準拠するモデル・コードも複数存在する等、独特の地方重視型の建築規制体系を有していた。3つの主要なモデルコードを統一したり、性能指向のコード作成が進められている[2.7.3]。

なお、米国の西海岸を中心に、耐震コードに関しては、性能を基盤とする動きがあり、カリフォルニア州構造技術者協会（SEAOC）による Vision2000 に示されたパフォーマンス・マトリックスが有名である[2.7.8]。ここで提案された地震外力に応じた性能目標は性能設計の典型

として紹介される場合があるが、これは、耐震性能、すなわち、地震外力に対する建築物の挙動を明確にした耐震技術の枠組みを作ろうとするもので、必ずしも耐震コードを性能規定化するものとは異なるといわれている[2.7.3]。すなわち、目標とする耐震性能は明確にするが、コード自体としては仕様規定でもかまわないという考え方であり、「性能明示型規定、性能明示型設計法」ということができる。

### (5) 性能設計法に関する今後の課題点及び今後の研究方向

性能規定、性能設計法については、設計法そのものの整備のみならず、それを取り巻く社会環境も整備されて初めて有効に機能すると考えられる。ここで、性能指向化の課題点と今後の研究の方向について指摘されている点をいくつか整理する。

#### 1) 性能的表現の難しさの克服[2.7.6]

具体的に「性能指向」基準を策定する段階において、構造安全その他の要求項目について、その目的や要求される内容を「機能」として表現することは比較的容易であるが、その要求される性能レベルを定量的に表現することが極めて難しい。通常、性能が〇〇以下という場合の「〇〇」の数値は、一定の工学的仮定（例えば、特定の評価式、試験法等の適用）のもとで、近似的に定義しうるものである場合が多い。一方、そのような特定の評価式などを基準の要求内容を規定するために使用すると、他の評価方法との互換性が保てなくなる（つまり、他の評価法で性能を測った材料等は、形式上、規定に適合するものではなくなる）という問題も生じ得る。しかしながら、定量的表現を避けると、「おそれが少ないこと」などといった抽象的な表現にならざるを得ず、法の要求に違反するものであるかどうかという法執行上の厳しい議論には耐え難い規範となってしまう。

このため、機能と性能と具体的な物理現象の関係の明確化、機能・性能の工学的評価法と判断基準の明確化、全ての性能を定量的に評価すること、定量的表現を追求することが必要とされる[2.7.9]。

#### 2) 性能評価法：性能規定を満足しているかどうかを誰が何を根拠に判断するか

構造物に要求されるであろう性能の中では、現状の技術では必ずしも十分に明らかにされていないものもある。性能を規定してもその性能の検証方法がない場合や、また、明確に明示しにくい性能も存在する。こうした性能評価法に関する研究が必要とされる。

このため、性能の評価法・検証方法に関する研究を充実していく必要があると考える。性能規定では、求める性能が規定され、その性能を検証するための標準的な試験方法や解析方法が規定されたり、また、既にその性能があると認められる適合みなし仕様のようなものが規定されるか、または認定されるかである。特に新技術に対しても、今後、その性能を検証できるような標準的な試験方法・認証システムの開発などが重要になると考えられる。

#### 3) 承認基準書や適合みなし仕様の充実

性能指向基準をベースとする設計法を円滑に活用するためには、基準により要求される性能を満足すると見なされる「解」の選択肢を十分に用意しておくことが必要とされる。標準的な検証方法や適合みなし仕様の充実であり、新しい技術であっても認証が増え、一般化されるものに関しては、速やかに承認基準書の中に取り込んでいくことができるシステムの構築が必要

とされる。

また、性能のみを規定した場合、従来経験のない新技術などが採用されられ場合に、所要の性能が得られない場合も十分に想定される。こうした点に対処するためにも、設計施工品質の確性の評価法や耐久性に関する手だてについても、基準の中で別途対応していく必要がある。さらに、契約問題なども関連するため、こうした点を含め、全体システムとして整備していくことが重要と考えられる。

#### 4) 合理性を追求すべし

堺[2.7.2]によれば、

「科学技術の発達と政治・経済のグローバル化が著しい現代社会にあっては責任の所在がいまいで公平さと透明性を欠く社会システムはもはや機能し得ないことは明らかである。また、日本がこのような日本独特の価値基準に基づいて国際舞台で経済活動のみを行うことは許されない状況となっている。すなわち、国際社会の中で生きていくためには、多くの国が認める、あるいは認めざるを得ない共通のルールの下での「Performance」が求められる。」

と書いている。また、

「誰もが認めざるを得ない原則に基づく限り、摩擦は低く抑えることができる。」

今後、国際化の中で、何事においても合理性を追求していくことが重要と考える。合理性を追求したものである限り、国際社会の中でも十分に通用できるものと考えられる。

### 2.7.3. 道路橋示方書耐震設計編の性能設計型基準体系

#### (1) 道路橋における性能設計の指向

道路橋の技術基準である道路橋示方書については、現在、「性能照査型基準」への改訂に向けた検討が進められている。ここでは、一例として道路橋示方書の検討例を示す。

道路橋示方書の改訂では、以下の点に対処することが念頭に置かれている[2.7.4,2.7.5]。

##### (1) 国際化（市場解放、海外との技術交流、ISO）への対応

- ・我が国の競争力の向上を妨げず、むしろ促進すること
- ・規定の主旨、意義など基準の透明性を確保すること

##### (2) 多様な構造・工法への対応

- ・多様な技術の活用を可能とする契約方式（VE方式、総合評価方式、・・・）の利用
- ・将来、新たに提案される技術にも対応できる柔軟性、普遍性の高い基準であること

##### (3) 維持管理、耐久性の重視

- ・設計に際して橋梁の維持管理、耐久性への十分な配慮を促す基準であること

##### (4) コスト縮減等の成果の早期導入

- ・近年、実績と信頼を得た新技術・新工法を速やかに示方書に位置づけられること

上記の4点を実現する基準の在り方として、「性能照査型基準」を目標としている。したがって、性能規定が目的ではなく、上記4点の解決・実現を図る上で、「性能照査型基準」体系が有効となることからこれを目指すというものである。「性能設計」という言葉ばかりが先行して注目されがちであるが、これはあくまで手段であり、上記の課題の解決が重要目的であることに留意する必要がある。さらに、大半を占める中小規模の事業に対し、過度に高度な技術

力を要求しないこと、設計、施工上の誤りが生じにくいこと等にも合わせて配慮することとしている。

なお、「性能照査型基準」は、以下のように定義している。

「構造物が有すべき性能（要求性能）及び設計された構造物が要求性能を満足することを確認するために照査する項目等を規定する基準」

このため、荷重に対する構造物の応答値の算定方法や構造部材の仕様等については原則として設計者の自由とすることも想定されている。

道路橋示方書では、今後、段階を踏んで、図 2.7.3 に示すような改訂が検討されている。最終的には、国の責任で規定すべき事項を含む道路橋構造令等、要求を満たすことを検証する方法と満たされると見なされる仕様からなる標準技術仕様書等、さらに、設計に基本的な事項や技術情報からなる参考資料・便覧等から構成される。なお、標準技術仕様書に関しては、新技術等の開発やその検証に応じて、順次追加されていくことが想定されている。

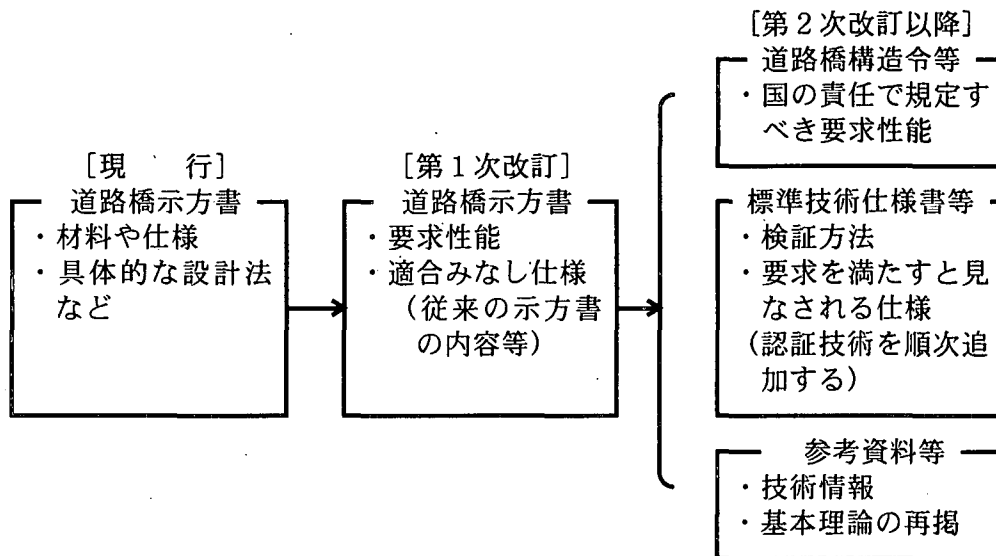


図 2.7.3 道路橋示方書の改訂の方向

## (2) 道路橋に対する耐震要求性能の比較

現状の世界各国における道路橋に対する耐震性能の考え方を比較すると、表 2.7.3 に示す通りとなる。ここでは、道路橋示方書V耐震設計編[2.7.10]、欧州 Eurocode 8[2.7.11]、米国 ATC-32[2.7.12]、米国 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications[2.7.14]、ニュージーランド New Zealand TRANSIT Bridge Manual[2.7.15,2.7.16]の比較を行っている。橋梁のみならず他のコンクリート構造も対象としたものであるが、土木学会コンクリート標準示方書耐震設計編[17]についても示している。

設計地震動に関しては、基本的な考え方はいずれの国でも同様であり、比較的起こり得る中小地震と希に起こる大規模地震の両者に対して、それぞれの地震の規模に応じて必要な機能を確保したり、崩壊を防止するなどの限界状態が設定されている。ただし、具体的な設計照査においては、我が国のように2段階の地震の影響に対して性能を具体的に照査する場合と、大規模地震に対する照査のみを行う場合に分類される。

一方、こうした地震動及び重要度に応じた耐震性能についてもいずれの国においても供用性、

表 2.7.3 主要国の耐震設計基準で規定される設計地震動と構造物の耐震性能

各国の基準	設計地震動	耐震要求性能
日本 道路橋示方書 V耐震設計編	1) 橋の供用期間中に発生する確率が高い地震 2) 橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動 ①タイプⅠの地震動（プレート境界型の大規模な地震） ②タイプⅡの地震動（兵庫県南部地震のような内陸直下型地震）	①健全性を損なわない（許容応力度以内：降伏状態を超えるような損傷を生じないこと） ②A種の橋：致命的な被害を防止する（落橋が生じないように主要構造部材の水平耐力が低下し始める状態の手前にあること） B種の橋：限定された損傷にとどめる（橋としての機能の回復をより速やかに行うためにさらに余裕をもった状態にあること、残留変位が許容以内にあること）
日本 土木学会コンクリート標準示方書耐震設計編	①構造物の耐用期間内に数回発生する大きさの地震動 ②構造物の耐用期間内に発生する確率が極めて小さい強い地震動	①耐震性能1：地震後にも機能は健全で、補修をしないで使用可能（鉄筋が降伏せず、コンクリートが圧縮破壊に対して余裕のある状態） ②耐震性能2：地震後に機能が短時間で回復でき、補強を必要としない（耐荷力が低下せず、残留変位が許容限度内） ③耐震性能3：地震によって構造物全体が崩壊しない（一般にせん断破壊に対する十分な安全性）
欧州 ユーロコード8	通常の重要度で、再現期間475年（数値は未確定）の地震動（供用期間50年～100年で、非超過確率が10%～19%相当）	①終局限界状態（非破壊要求） 地震後に適切な残存耐力を有し、緊急輸送路としての機能を確保するとともに、点検・補修が容易であること ②使用限界状態（損傷の最小化） 設計供用期間中に高い確率で起こり得る地震に対して、軽微な損傷で、交通機能を完全に確保するとともに、迅速な補修が可能であること
米国 ATC-32	①機能評価地震動 非超過確率60%の確率的地震動 ②安全評価地震動 確定的な最大地震動あるいは再現期間1000年～2000年の地震動	1) 重要な橋 ①機能評価地震動 サービスレベル：地震直後使用可 損傷レベル：最小損傷（弾性挙動） ②安全評価地震動 サービスレベル：地震直後使用可 損傷レベル：交通機能に影響を及ぼさずに修復可能 2) 通常の橋 ①機能評価地震動 サービスレベル：地震直後使用可 損傷レベル：交通機能に影響を及ぼさずに修復可能 ②安全評価地震動 サービスレベル：地震後数日で緊急輸送確保、数ヶ月で復旧 損傷レベル：崩壊防止、修復には通行止めが必要な損傷
米国 AASHTO	1) 中小地震 2) 大地震 ①重要度の特に高い橋：最大地震動 再現期間2500年 ②重要な橋：設計地震動 再現期間475年（供用期間50年で非超過確率10%）	①中小地震 橋の状態：弾性範囲 ②大地震 ・重要度の特に高い橋、重要な橋：地震直後に緊急輸送の確保 ・その他の橋：崩壊しない なお、損傷の発見・点検・補修が容易であること
ニュージーランド Bridge Manual NZS3101	設計再現期間地震動 （再現期間450年）	①設計再現期間地震動 地震後に緊急車輛に対して使用可能であること、原型復旧が可能であること ②設計再現期間地震動よりも小さい地震動 軽微な損傷のみで、交通機能に影響を与えないこと ③設計再現期間地震動よりも大きい地震動 崩壊しない。応急復旧後に緊急車輛が通行可能で、復旧が可能であること（復旧では当初レベルよりも低い耐荷力でもよい）

安全性、復旧性といった要求性能に基づいて緊急輸送の確保などのサービスレベルと弾性範囲や崩壊しないなどの損傷レベルが設定されている。これも各国で表現は多少は異なるが、本質的な耐震要求性能に関してはほぼ同様の考え方と見ることができる。ただし、こうした目的達成するために、橋全体として具体的にどのような限界状態を考慮し、これをどのように照査するかによって設計される構造物が異なってくることになり、性能照査法が重要となる。

### (3) 道路橋示方書耐震設計編の性能設計型基準体系

道路橋示方書の全体的な改訂方針としては、「性能照査型基準」への移行を目的として、現行基準における要求性能を明示することが大きな柱となっている。

現行の平成8年の耐震設計編を見てみると、地震時ならびに地震後において橋に求められる性能は既に明確に示されており、体系的には要求性能を明示した設計基準としての体裁を整えている。ただし、地震時保有水平耐力法による耐震設計を行うことにより、要求される性能がどのように照査されたことになっているのかが、設計者には必ずしも十分に理解できないような点も指摘されている。また、要求性能を満足させるために、橋が地震時にどのように挙動し、また、地震後にどのような状態が確保できていればよいのかが重要となるが、鉄筋コンクリート橋脚についてはそのような限界状態が明示されているものの、他の構造部材については、限られた範囲でしか説明されておらず、要求性能に対して考慮している限界状態が必ずしも十分に明確にされていない箇所もある。このように、性能照査型基準としての体系を整えるためには、まだ、明確にすべき事項も多く残されているのが現状である。

このため、今回の耐震設計編の改訂では、平成8年の耐震設計編に規定された耐震設計で考慮する地震動と目標とする橋の耐震性能の考え方を基本として、橋の耐震性能の中に考慮されている様々な観点をより明確にするとともに、規定された要求性能を満足させるために橋全体系としてどのような限界状態を考慮すべきであるのか、また、このとき、各部材毎の限界状態としてどのような状態を考慮すべきであるのかをより明確に示すことに主眼を置いて検討が行われている。さらに、性能照査型基準における性能照査法としての震度法や地震時保有水平耐力法、動的解析法等の位置付けを明確にするとともに、これらの手法に基づいて耐震設計を行うことにより、要求性能のどの部分を照査しているのかが設計者にわかりやすくなることを目的として検討が進められている。

また、性能照査型の設計体系を構築して行く上では、その体系を図 2.7.1 に示したような階層化を図り、それぞれの位置付けの明確化を図ることが重要となるが、耐震設計編に関しては図 2.7.4 に示すような階層化が検討されている。

#### 【参考文献】

- 2.7.1) 岡村甫：性能照査型基準について－耐震設計－、コンクリート工学、Vol.35、No.11、6-7、1997
- 2.7.2) 堺孝司：性能照査型設計法のゆくえ、橋梁と基礎、97-8、77-83、1997
- 2.7.3) 建築基準法研究会：建築基準法大改正、日経BP社、1997
- 2.7.4) 西川和廣：道路橋示方書の改訂－性能規定化への取り組み－、道路講習会、2000
- 2.7.5) 例えば、日経コンストラクション：性能規定で広がる技術者の裁量、5月28日号、46-54、1999
- 2.7.6) 五條渉：性能指向の建築基準とその特性、建築研究所、1-8、1998
- 2.7.7) 土木学会：ISO調査検討委員会報告書、1997



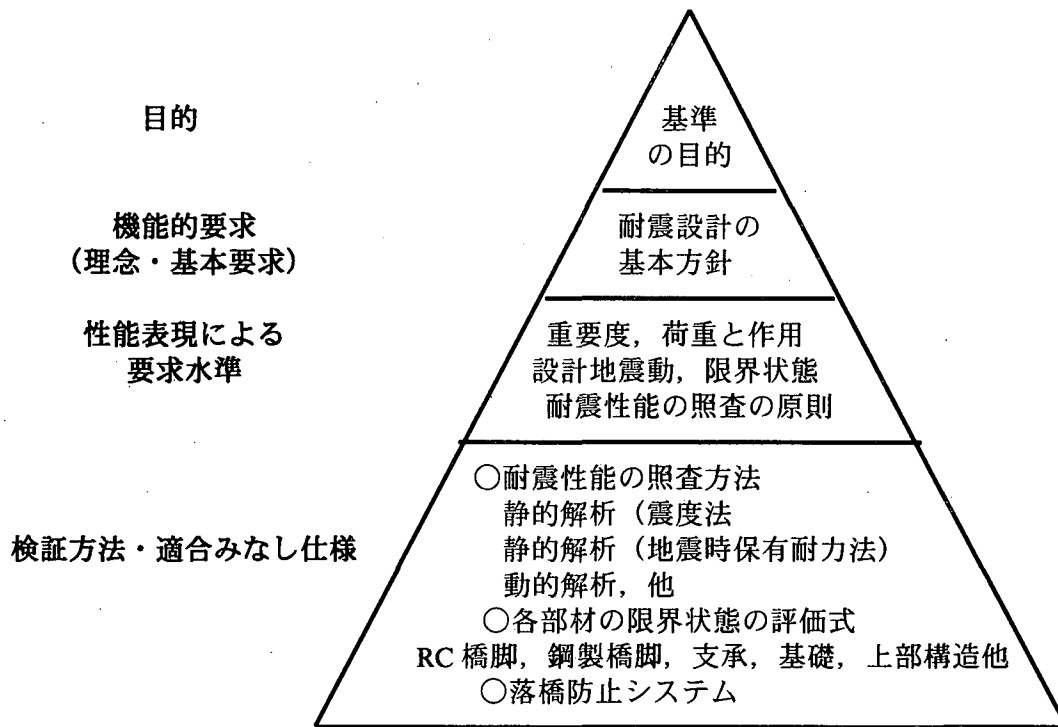


図 2.7.4 道路橋示方書耐震設計編の階層化モデルのイメージ

- 2.7.8) SEAOC Vision 2000 Committee : Vision 2000, Performance Based Seismic Engineering of Buildings, 1995
- 2.7.9) 岡村甫 : 性能評価とシステムと効果、セメントコンクリート、No.630、1-7、1999
- 2.7.10) (社)日本道路協会 : 道路橋示方書V耐震設計編、1996
- 2.7.11) CEN: European Committee for Standardization : Eurocode 8 - Design Provision for Earthquake Resistance of Structures - Part 2 : Bridges, ENV 1998-2 : 1994
- 2.7.12) Applied Technology Council : ATC-32 Improved Seismic Design Criteria for California Bridges :Provisional Recommendations, 1996
- 2.7.13) CALTRANS : Bridge Design Specifications, 1993
- 2.7.14) AASHTO : LRFD Bridge Design Specifications, SI Unit Edition, 1994
- 2.7.15) New Zealand TRANSIT: Bridge Manual, 1995
- 2.7.16) Standard New Zealand: Concrete Structures Standard, Part 1:The Design of Concrete Structures, NZS3101:Part1, 1995, Part 2 : Commentasry on th Design of Concrete Structures, NZS3101 : Part2, 1995
- 2.7.17) (社)土木学会 : コンクリート標準示方書耐震設計編、1996
- 2.7.18) Edited by T. Tanabe : International Seminar on Comparative Performances of Seismic Design Codes for Concrete Structures, Tokyo Japan, 1999, Organized by the Concrete Committee of JSCE
- 2.7.19) 運上茂樹 : 道路橋鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能と配筋構造、橋梁と基礎、Vol.33、No.8、124-130、1999

(運上 茂樹)