

地盤と構造物の動的相互作用の解析法

6. 動的解析例

6.2 橋梁

川 島 一 彦 (かわしま かずひこ)

建設省土木研究所 耐震研究室長

6.2.1 ま え が き

地盤と構造物の接点に属する問題が、すべて動的相互作用に関連する現象であると考え、動的相互作用がカバーする範囲は非常に広い。ある意味では、橋梁の耐震設計は動的相互作用そのものといってもよい。

耐震計算は、入力（地震外力）の評価、解析計算、安全性の照査という三つのステップから成り立っている。動的相互作用という、この中の解析計算ばかりを思い浮かべる場合が多いが、実は動的相互作用はこれらの三つのステップそれぞれにかかわっている。ここでは、入力評価、解析計算、照査にわけて、動的相互作用がどのように橋梁の耐震計算に取り入れられているかを紹介することとする。

6.2.2 道路橋示方書の規定と動的相互作用

道路橋の耐震設計の中には、動的相互作用と深くかかわった規定が多数ある¹⁾。どのような形で、動的相互作用が直接に、あるいは、間接に考慮されているかを見てみよう。

(1) 地震力の評価

道路橋の耐震設計では、震度法に用いる設計水平震度 k_h および動的解析に用いる加速度応答スペクトル S は、それぞれ、次式により求める。

$$k_h(T) = c_Z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T(T) \cdot k_{h0} \quad (1)$$

$$S(T, h) = c_Z \cdot c_I \cdot c_D(h) \cdot S_0(T, 0.05) \quad (2)$$

ここで、 c_Z 、 c_G 、 c_I 、 c_T 、 c_D は、それぞれ、地域、地盤、重要度、固有周期、減衰定数の補正係数であり、 k_{h0} 、 S_0 は、標準設計水平震度 (=0.2)、標準加速度応答スペクトルである。標準加速度応答スペクトル $S_0(T, 0.05)$ は、減衰定数 5% の加速度応答スペクトルとして地盤種別ごとに 表—6.2.1 に示すよ

表—6.2.1 動的解析に用いる標準加速度応答スペクトル S_0

地盤種別	固有周期 T_i (s) に対する S_0 (gal)		
I 種	$T_i < 0.1$ $S_0 = 431 T_i^{1/3}$ ただし、 $S_0 \geq 160$	$0.1 \leq T_i \leq 1.1$ $S_0 = 200$	$1.1 < T_i$ $S_0 = 220/T_i$
II 種	$T_i < 0.2$ $S_0 = 427 T_i^{1/3}$ ただし、 $S_0 \geq 200$	$0.2 \leq T_i \leq 1.3$ $S_0 = 250$	$1.3 < T_i$ $S_0 = 325/T_i$
III 種	$T_i < 0.34$ $S_0 = 430 T_i^{1/3}$ ただし、 $S_0 \geq 240$	$0.34 \leq T_i \leq 1.5$ $S_0 = 300$	$1.5 < T_i$ $S_0 = 450/T_i$

うに与えられている。これを、任意の減衰定数 h に対する加速度応答スペクトル $S(T, h)$ に補正するのが減衰定数別補正係数 c_D で、次式で与えられる。

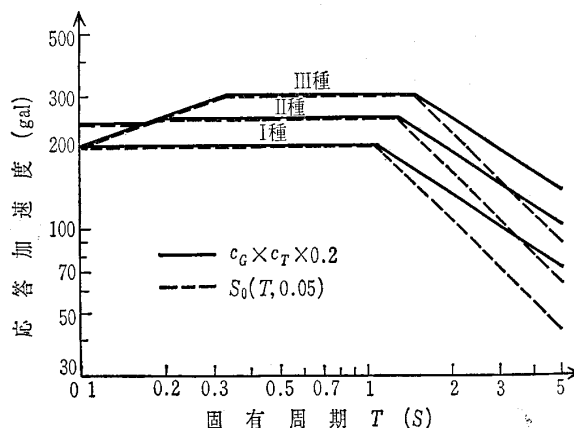
$$c_D = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \quad (3)$$

式(1)、(2)で、 c_Z 、 c_I は共通であるから、これらを 1.0 とおくと、式(1)、(2)は次のようになる。

$$k_h(T) = c_G \cdot c_T(T) \times 0.2 \quad (4)$$

$$S(T, h) = c_D(h) \cdot S_0(T, 0.05) \quad (5)$$

式(4)の $c_G \cdot c_T(T) \times 0.2$ と式(5)の $S_0(T, 0.05)$ を比較した結果が図—6.2.1 である。固有周期の長い領域



図—6.2.1 $c_G \cdot c_T \times 0.2$ と $S_0(T, 0.05)$ の比較

講 座

において前者の方が後者よりも大きくなっている点が異なっている。これは橋梁の振動特性（地盤と構造物の動的相互作用）が考慮されているためである。

すなわち、橋梁のように倒立振子タイプの構造物では、基本的に1自由度の振動モードが卓越し、この場合には、設計水平震度は以下のように与えられる。

$$k_h(T, h) = S(T, h)/g \quad \text{.....(6)}$$

ここで、 g は重力の加速度、 $S(T, h)$ は固有周期 T （秒）、減衰定数 h の加速度応答スペクトルである。式(6)で重要な点は、設計水平震度の算出に際しては、その橋梁が実際に持つ固有周期 T^* と減衰定数 h^* を与えなければならないということである。多数の橋梁の強制振動実験によれば、一般の橋では減衰定数 h と固有周期 T の間には、おおそ以下の関係がある。

$$h \approx 0.02/T \quad \text{.....(7)}$$

したがって、式(7)を式(6)に代入すると、

$$\begin{aligned} k_h(T) &= k_h(T, 0.02/T) = S(T, 0.02/T)/g \\ &= c_D(0.02/T) \cdot S_0(T, 0.05)/g \quad \text{.....(8)} \end{aligned}$$

このような関係を模式的に示したのが、図-6.2.2である²⁾。ここでは、土木研究所の加速度応答スペクトルの距離減衰式³⁾を用い、地震のマグニチュード7、震央距離50km、Ⅲ種地盤に対する式(8)の補正を示している。固有周期0.4秒を境として、それより固有周期の短い領域では S_0 より $k_h \cdot g$ の方が小さくなり、固有周期の長い領域では反対に大きくなっていることがわかる。

このような関係は、図-6.2.3に示す鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の算出に用いる設計水平震度 k_{hc} にも考慮されている。

もちろん、設計水平震度は橋の振動特性と同時に過去の震災事例等を総合的に判断して定められたものである。その意味では、式(8)は現在の目からみた設計水平震度に対する一つの解釈であるが、設計地震力の評価には動的相互作用に伴う橋梁の減衰特性、振動特性が考慮されていることを知っておくことが重要である。

(2) 固有周期の算出

動的相互作用の影響は、固有周期の算出にも取り入れられている。道路橋の耐震設計では、固有周期の算定に当たって原則として基礎地盤の変形の影響

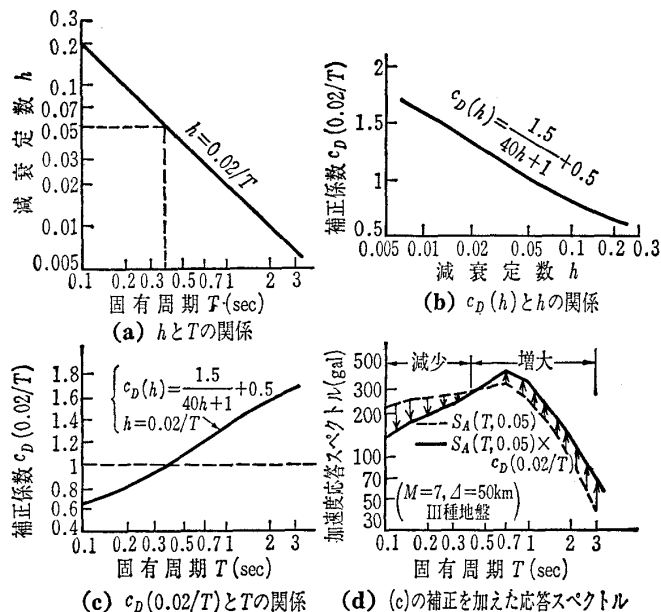


図-6.2.2 式(8)で推定したマグニチュード7、震央距離50kmに相当する設計水平震度 $k_h(T)$

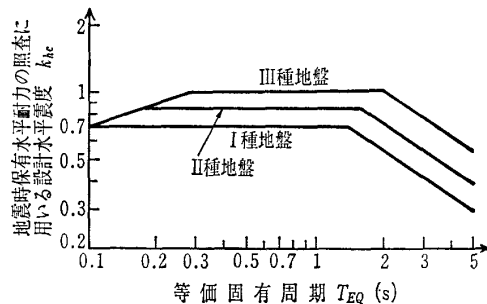


図-6.2.3 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力照査に用いる設計水平震度の基準値 $k_{h0c}(T)$

を基礎に対する地盤ばねによって考慮する。地盤ばねは、地震時に地盤に生じる変形に相当する地盤の剛性から求める必要があることから、地盤反力係数を算出する際の基準値 k_{h0} は、次のように算出する。

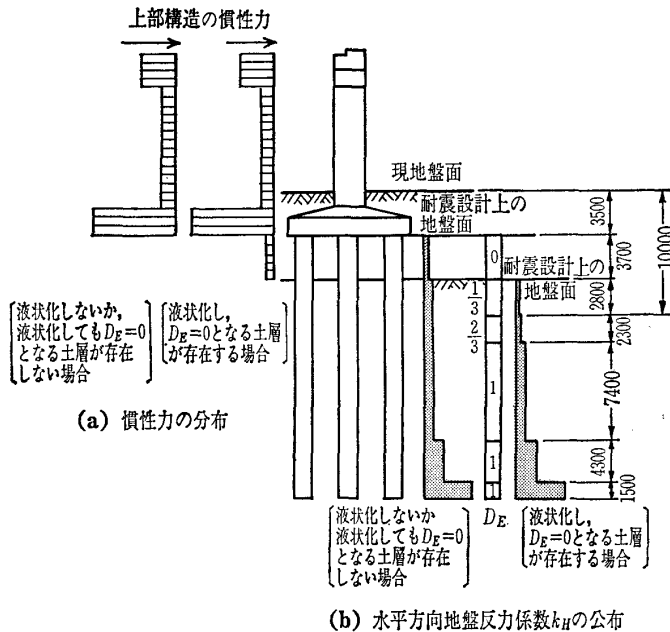
$$k_{h0} = 1/30 \cdot E_D \quad \text{.....(9)}$$

ここで、 E_D は、地盤の動的変形係数で、次式により求める。

$$E_D = 2(1 + \nu_D) \gamma_t V_{SD}^2 / g \quad \text{.....(10)}$$

ここで、 ν_D ：地盤の動的ポアソン比、 γ_t ：地盤の単位体積重量、 V_{SD} ：地盤のせん断弾性波速度、 g ：重力の加速度、である。

このようにして算出された地盤ばねは、下部構造の安定計算に用いる地盤ばね（下部構造編に規定される地盤ばね）よりも1桁程度大きい。下部構造の安定計算に用いる地盤ばねよりも硬い値が採用されているのは、耐震設計では、固有周期を正しく算出することが重要なためである。なお、固有周期およ



図—6.2.4 耐震設計上の地盤面

び慣性力を求めた後の下部構造の断面計算および安定計算には下部構造編に規定される“柔らかい地盤ばね”を用いる。これは、下部構造編に規定される地盤ばねは計算法と密接に関連し合っており、固有周期の算出で想定している状態と地盤の変形程度が異なっているためである。

(3) 設計地震力の作用範囲

もう一つ設計地震力の大きさを定める重要な規定に耐震設計上の地盤面がある。これは、実際の地盤とは別に耐震設計に用いる仮想の地盤面を想定し、この地盤面から下には地震力を作用させないというものである。

杭基礎では、図—6.2.4に示すように、液状化等の地盤の変状が生じない箇所では、耐震設計上の地盤面は一般にフーチング底面にとられる。ただし、後述するように激しく液状化する場合には、液状化する度合の少ない地盤面の上面まで耐震設計上の地盤面を下げることもある。軟弱地盤では、橋脚が支持する上部構造の重量とフーチングの重量がほぼ同じくらいになることもある。したがって、耐震設計上の地盤面をフーチング底面とするかフーチング上面とするかは、杭の耐震設計に用いる地震力には非常に大きな違いをもたらす。

耐震設計上の地盤面という考え方が取り入れられたのは、震度法による基礎構造の耐震設計では、根入れが深くなっても基礎構造に地震力を作用させると、かえって基礎構造の根入れがない方が計算上有

表—6.2.2 地盤定数の低減係数 D_E

F_L の範囲	現地盤面からの深度 x (m)	土質定数に乗じる係数 D_E
$F_L \leq 0.6$	$0 \leq x \leq 10$	0
	$10 < x \leq 20$	1/3
$0.6 < F_L \leq 0.8$	$0 \leq x \leq 10$	1/3
	$10 < x \leq 20$	2/3
$0.8 < F_L \leq 1.0$	$0 \leq x \leq 10$	2/3
	$10 < x \leq 20$	1

利になるといった場合が生じるためである。これは、震度法による耐震計算では、地盤は静止していると仮定しているためであり、動的相互作用の効果から耐震設計上の地盤面という考え方が導入されているといつてよい。

(4) 液状化

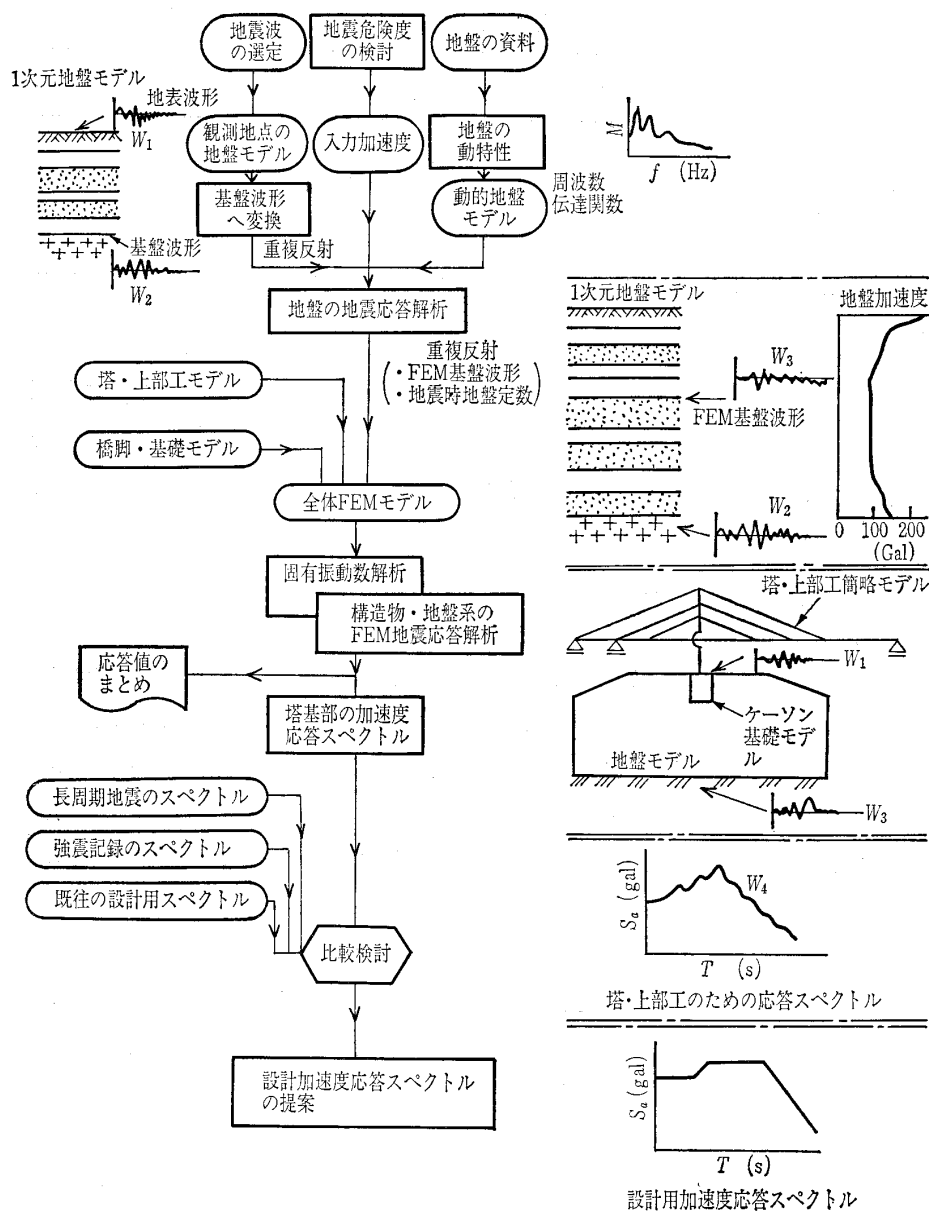
液状化も動的相互作用に関連した重要な規定である。道路橋の耐震設計では、液状化に対する抵抗率 F_L によって液状化の度合を判定し、これに応じて表—6.2.2に示すように地盤の変形係数および地盤反力係数を低減させることになっている。さらに、液状化の度合が非常に大きい場合には、耐震設計上の地盤面を図—6.2.4に示すように、液状化しない層の上面まで下げなければならない。したがって、この場合には設計地震力を作用させる範囲が大きくなることになる。

このように、液状化する地盤に橋を建設する場合には、地盤の抵抗を低くみると同時に場合によっては地震力を大きく取り、下部構造が十分な横抵抗を持つように設計する。これは、液状化地盤中の橋の振動挙動が十分解明されていないためである。例えば、液状化に伴って地盤の流動が生じた場合には、地盤反力係数が小さくなるだけでなく、地盤からの流動圧をうけるかもしれない。しかし、このときには、橋の振動による地震力を同時に作用させなくてもよいかもしれない。このような点を考慮し、地震力と液状化の影響は同時に考慮するかわりに、表—6.2.2に示すように地盤の変形係数や地盤反力係数を低減させているのである。

6.2.3 斜張橋の地震応答解析

地震入力から上部構造系の設計スペクトルの設定まで、地盤と構造物の動的相互作用を忠実に考慮した例として、東神戸大橋の動的解析例⁴⁾を紹介しよ

講座



図—6.2.5 耐震設計のフロー

う。東神戸大橋は、中央支間長が485m、側径間長が200m、橋長885mの斜張橋である。橋軸方向の地震力を低減するため、桁をケーブルだけで支持し、塔とは切り離すという設計を採用している。これは、桁の固有周期を延ばし、長周期化による地震力の低減をねらったものである。

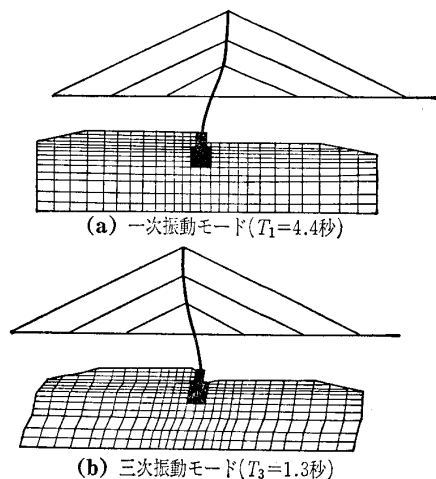
東神戸大橋の動的解析でユニークな点は、図—6.2.5に示すフローに基づき地表面下約1000mの花崗岩を基盤とし、地盤の動的解析が行われている点である。これは、本橋が長周期構造物であり、こうした長周期構造物の地震応答に寄与する長周期地震動を正しく考慮するためには深い基盤位置から上の地盤の振動を考慮する必要があるためである。このため、地表面から約1000m下の花崗岩層（基盤）

から上の地盤をモデル化し、地表面下85mの大阪層群上面位置における地震動を計算した。基盤地震動としては、3種類の強震記録が用いられている。入力最大の加速度は160 galとし、この1/2の80 galを入射波として入力した。

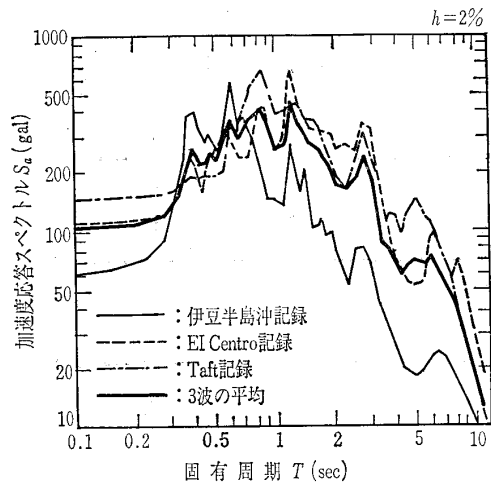
次に、基礎と地盤の動的相互作用を考慮して上部構造の設計地震力を求めるために、上記の大阪層群上面から上の地盤と下部構造を二次元平面ひずみモデルに置換した。ここで、桁および塔は、梁要素として解析に考慮した。二次元モデルであるので、桁および梁の剛性および質量は、単位奥行きあたりの値を考慮した。大阪層群の上面を工学的基盤と見なしたのである。つまり、二次元モデルの地盤底面に、計算で求めた大阪層群上面の地震動を作用させて塔下端位置の応答加速度を計算した。

図—6.2.6は、このように計算した主要な振動モードを示したもので、1次固有周期は4.4秒と非常に長い。また、図—

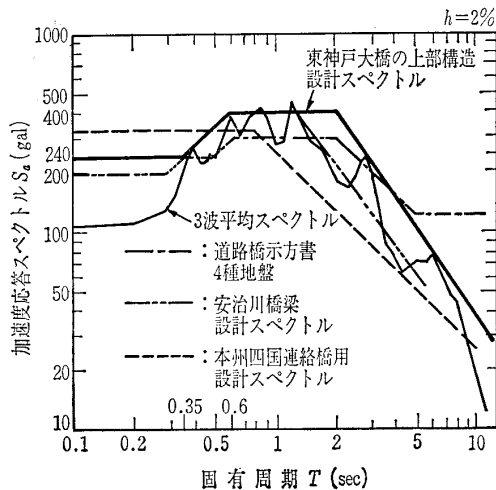
6.2.7は塔下端の応答加速度から計算した減衰定数



図—6.2.6 地盤と構造物の動的相互作用を考慮した主要な上部構造系の振動モード



図—6.2.7 塔基部の応答加速度から計算した減衰定数2%の加速度応答スペクトル



図—6.2.8 上部構造設計用応答スペクトル

2%の加速度応答スペクトルを示したものである。

図—6.2.7の加速度応答スペクトルは、基礎の影響を取り入れた解析によって求められたものであることから、基礎と地盤の動的相互作用を考慮した上部構造系の応答を表している。このため、図—6.2.7に示した3種類の応答スペクトルの平均値と道路橋示方書、本州四国連絡橋の設計スペクトル等を総合的に勘案して、上部構造用の設計スペクトルを図—6.2.8に示すように定めた。

6.2.4 大型剛体基礎の動的安定照査

次に、大型の剛体基礎の安定照査に動的相互作用の効果をとり入れた例を紹介しよう。本州四国連絡橋の耐震設計は昭和52年に制定された「耐震設計」によって行われてきたが、これは新第三紀を含めてそれより古い花崗岩等の岩盤に直接基礎を設ける場

合を対象としている。しかし、明石海峡大橋や来島海峡大橋では軟岩や未固結の砂礫層が支持層となる。このため、地盤と構造物の動的相互作用が無視できないため、こうした効果を取り入れた耐震設計法が採用されている。

明石海峡大橋の耐震設計法の特徴は、以下のとおりである^{5),6)}。

1) 橋に最も大きな影響を与える位置と規模（土佐沖、マグニチュード8.5）を想定した地震による地震応答スペクトルと、既往の地震発生状況にしたがって確率的（再現期間150年）に求めた地震応答スペクトルの両者から、設計スペクトルを求める。

2) 有効地震動として、入力評価に動的相互作用の効果をとり入れる。

3) 弾性波動論に基づく複素ばねによって、復元力を表し、剛体2自由度系モデルを用いて動的応答を求める。

4) 動的安定照査、特に、動的転倒照査法を採用する。

有効地震動は、剛体基礎の質量をゼロとした場合の基礎の応答として、有限要素法により水平成分と回転成分を算出した。一般に基礎の根入れ深さが大きくなるにつれ、周期が短い領域においては有効地震動の水平成分は減少し、回転成分は増大する。

地盤ばねは、振動数依存性の複素ばねとして、次式で与えた。

$$K(\omega) = k(\omega) + i\omega c(\omega) \cdots \cdots (1)$$

ここで、 $K(\omega)$ ：動的地盤ばね、 $k(\omega)$ ：ばね係数、 $c(\omega)$ ：減衰係数、 ω ：円振動数である。 $k(\omega)$ 、 $c(\omega)$ は弾性波動論に基づき、基礎底面および基礎側面に分けて算出する。

動的解析は、図—6.2.9に示すように、剛体基礎を剛体2自由度系にモデル化して行う。動的解析では、動的地盤ばね $K(\omega)$ に振動数依存性があると解析が面倒である。このため、基本固有振動数 ω_1 に相当するばね係数 $k(\omega_1)$ および減衰係数 $c(\omega_1)$ を式(1)から求めて、線形の応答スペクトル法により2自由度系にモデル化して剛体基礎の最大応答を計算する。

以上により、図—6.2.10に示すように基礎底面に作用する地震力を算定できる。剛体基礎の地震時安定性は鉛直力に対する地盤支持力、水平力に対する

講座

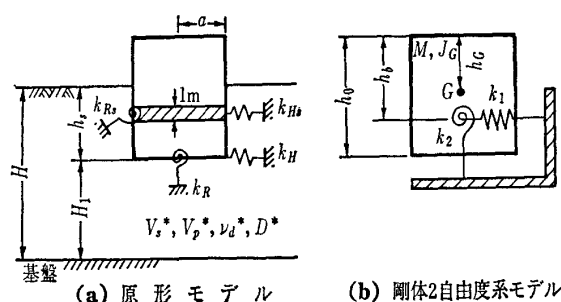


図-6.2.9 剛体2自由度系モデル

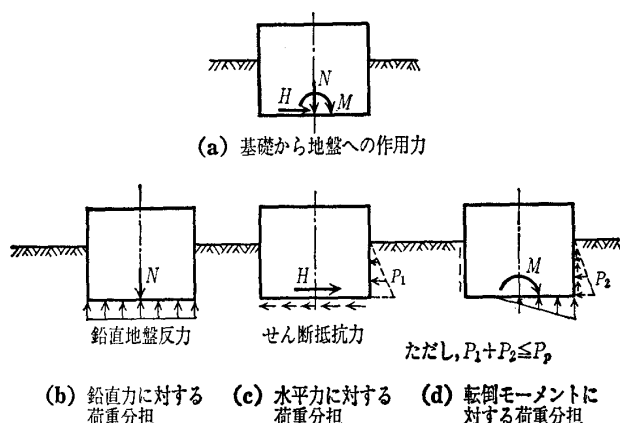


図-6.2.10 基礎から地盤への荷重伝達

滑動、転倒モーメントに対する転倒、の3者の照査によって検討される。明石海峡大橋の耐震設計でユニークなのは、従来の力のつり合いだけによる転倒と滑動の照査から抜け出した点にある。すなわち、転倒であれば、重力と水平地震力の合力の作用位置が基礎外縁端から底面幅の1/6以内、滑動であれば、水平地震力が底面の許容せん断力以内という条件から、設計断面を決めるのが従来の考え方であった。これに対して、明石海峡大橋では、転倒に対しては基礎重心の水平速度 V を基に、これが次式で与えられる転倒速度 V_0 以下であるように照査する。

$$V_0 = \frac{1}{\mu_1 \mu_2 \mu_3} \sqrt{\frac{2g(i^2 + r^2)}{r \cdot \cos^2 \alpha}} \left(1 - \cos \alpha \frac{M_A \alpha}{m g r} \right) \dots\dots (12)$$

ここで、 μ_1 ：振動性状を考慮した補正係数、 μ_2 ：回転中心における応力集中の影響に関する補正係数、 μ_3 ：構造物の重要度に対する補正係数、 g ：重力の加速度、 i ：回転2次半径、 r ：回転半径から基礎重心点までの距離、 α ：回転中心から基礎重心点を結ぶ直線が鉛直線となす角、 M_A ：ケーブル張力等の静的な作用力による、回転中心回りのモーメント、 m ：基礎の質量である。

また、滑動に対しては、アンカレイジに作用する

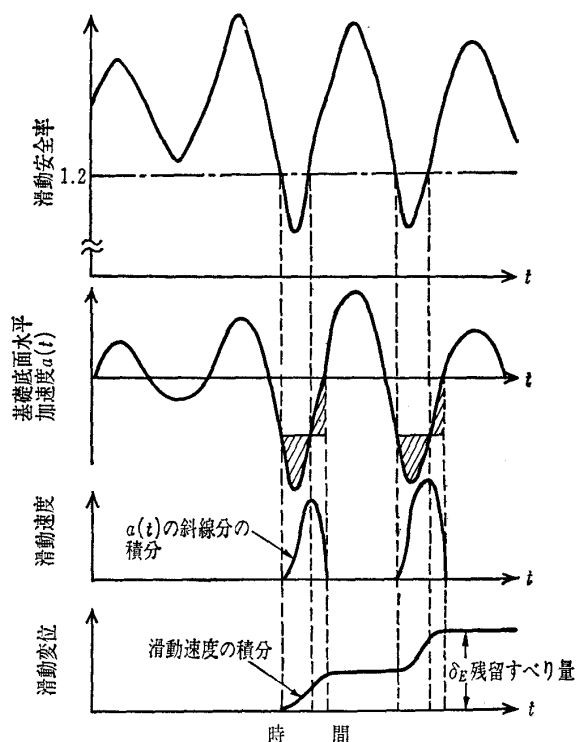


図-6.2.11 滑動安全率が1.2を下回る時間帯の累積滑動量の算出

基礎底面の地震力が基礎底面地盤の許容せん断抵抗を越えてもよいとし、この場合には累積残留すべり量を求め、これが、次式による基礎底面地盤の許容残留すべり量 δ_p 以下であればよいと判断している。

$$\delta_p = 0.003 \cdot l \dots\dots (13)$$

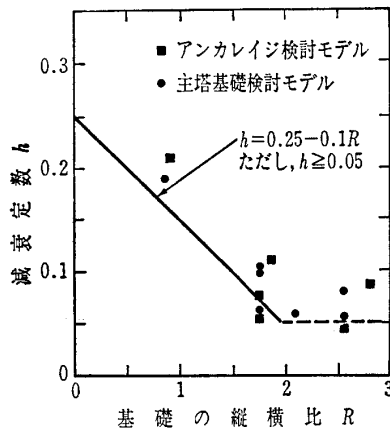
ここで、 δ_p ：許容残留すべり量 (cm)、 l ：中央支間長(m)である。

残留すべり量は、有限要素法による時刻歴応答解析を行い、滑動安全率が1.2を下回る時間帯における滑動変位の累積値を図-6.2.11に示すように計算する。

以上が明石海峡大橋の基礎に適用された耐震計算法であるが、来島海峡大橋ではこれをさらに推し進めた耐震計算法が用いられている。この特徴は以下のとおりである^{7),8)}。

1) 土佐沖のほか日向灘沖にも発生する地震を考慮し、これらと架橋地点周辺に発生した既往の地震から確率的に推定した地震応答スペクトルから基礎の設計地震力を定める。

2) 剛体基礎は、並進と回転の2自由度系としてモデル化する。地盤ばねの振動数依存性や複素項(減衰係数)は、影響が小さいため無視する。地盤ばねは弾性論により推定する。



図—6.2.12 基礎の高さと幅の比と減衰定数

3) 基礎の減衰定数は、来島海峡大橋だけに適用できる値として、図—6.2.12に示すように定める。これは、有限要素法解析により、基礎から地盤への逸散減衰定数を評価して定めたものである。

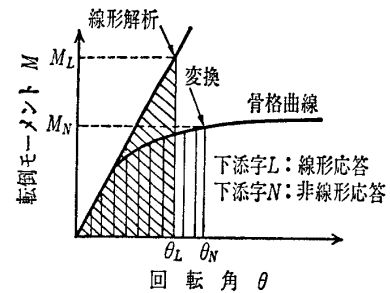
4) 転倒により基礎底面に引張り力が作用する場合には、等価エネルギー法により補正する。

5) 安定照査は基礎地盤の支持力と滑動に対してだけ行い、転倒の照査は省略する。

上記の中で、2)、3)は明石海峡大橋の耐震計算法をさらに実用的に簡略化したものであり、4)と5)が、その後の検討で来島海峡大橋の耐震設計に新しく盛り込まれたものである。すなわち、線形の地盤ばねによって支持されていると仮定して剛体基礎の応答を計算することは、転倒モーメントがある程度以上大きくなって基礎が地盤から浮き上がろうとする段階では生じ得ないはずの基礎と地盤間の引張り力を考慮していることになる。実際には引張り領域では地盤ばねは抵抗しないから、この影響を補正しなければならない。このために、基礎底面に作用するモーメント M と基礎底面が地盤から浮き上がって生じる回転角 θ の関係を、図—6.2.13に示すようにモデル化し、等価エネルギー法により基礎の非線形応答を近似的に求める。ここで、 M と θ の関係は、次式で与える。

$$(M/M_0) = 3 - 2(\theta_0/\theta)^{0.7} \dots\dots\dots (14)$$

ここで、 θ_0 ：浮き上がり限界回転角、 M_0 ：浮き上がり限界モーメントであり、基礎底面の地盤反力が三角形形状に分布すると仮定した場合に、基礎端の底面反力がゼロとなるとき回転角およびモーメントである。



図—6.2.13 剛体基礎の回転に対する骨格曲線

また、転倒に対する安定照査は省略してもよいと考えられているが、これは、常時荷重に抵抗できるだけの断面寸法を持った巨大な剛体基礎は、転倒に至ることはないためである⁸⁾。

ま と め

従来、橋梁に限らず、土木構造物の耐震計算は震度法に基づき行われてきた。震度法とは、もとより設計震度により地震力を与えて静的に行う耐震計算であるが、震度法による耐震計算といった場合には、わが国ではもう一つ重要な仮定を置いている。それは、「許容応力度法によって照査する」という点である。震度法とは、本来、震度で与えた地震力を横方向に作用させて行う耐震計算法（その意味では、横力法とでも呼ぶ方がより正しい）で、許容応力度法によるかよらないかということとは、無関係である。しかし、わが国では、歴史的な経緯で、震度法とは横力法と許容応力度法を組み合わせた耐震計算法として定着している。

しかし、震度法の中の横力法のパーツは1自由度だけを考慮した応答スペクトル法に相当するという考え方が徐々に普及し、一方で、従来震度法で考えられてきた外力よりもはるかに大きい外力が大地震時には生じること、そうなっても、構造物の非線形領域におけるねばり等があれば致命的な被害は生じないのだ、という考え方が取られてくると、震度法に対する見方が少しずつ変化してきている。

その一つは、震度法の中の横力法としての考え方はよいとして、許容応力度法と抱き合わせている部分は、より実態に近い照査法と入れ換えようというものである。平成2年の道路橋示方書耐震設計編に盛り込まれた鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査は、こうした方向の照査法の一つであ

講 座

る。もう一つは、震度法とは、初期寸法を容易に決定するための簡易法であり、設計ではその背後にある現実的な（もっと大きな）地震力の作用で構造物はどのように応答するだろうかという点こそが、構造寸法の決定要因であるという点である。

こういう流れの中で、いま、地盤と構造物の動的相互作用の解析に求められているのは、従来の許容応力度法による力のつり合だけを考えた転倒、滑動、支持力等の安定照査法から脱皮して、「現実的な地震力」に見合った「現実的な照査法」を構築することである。この方面の理解と一層の技術開発を望みたい。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編，1990.
- 2) 川島一彦：斜張橋の耐震設計，橋梁と基礎，85-8，1985.
- 3) 川島一彦・相沢 興・高橋和之：最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式，土木研究所報告，第166号，1985.
- 4) 北沢正彦・石崎 浩・江見 晋・西森孝三：基本構造をオールフリーとした長周期斜張橋（東神戸大橋）の地震応答特性と耐震設計，土木学会論文集，第422号／I-14，1990.
- 5) 河口浩二：明石海峡大橋の耐震設計，本四技報，Vol. 13，No. 49，1990.
- 6) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐震設計要領（案）および明石海峡大橋下部構造安定計算要領（案），土木学会，1988.
- 7) 山田克彦・福永 勲：来島大橋の耐震設計，本四技報，Vol. 15，No. 57，1991.
- 8) 本州四国連絡橋公団：耐震・基礎委員会報告書，海洋架橋調査会，1990.