

(14) 応答の繰り返し回数を考慮した加速度応答スペクトル

建設省土木研究所 正員 ○ 川島一歩
 “ “ 田村敬一
 “ “ 相沢 興

1. まえがき

加速度応答スペクトルは1自由度の線形系に、ある入力地震動が作用した場合に系に生じる最大応答加速度として定義されているものであり、系にただ1回だけ生じる最大応答加速度を基本としているところに特徴がある。しかしながら、地盤、土構造物、RC橋脚のように強い履歴強度特性を持つ材料では、系に生じるただ1回の強い応答よりも、ある程度の回数繰り返し作用する応答の方が強震時の耐震性を検討する上では重要と考えられる。本文は、上記の観点から応答の繰り返し回数を考慮した加速度応答スペクトルを新しく提案し、その実用的な推定法を検討した結果について取りまとめたものである。

2 応答の繰り返し回数を考慮した加速度応答スペクトル $S_A(T, \eta, N)$

図1に示す固有周期 T [秒]、減衰定数 η の1自由度系にある入力地震動が作用した場合の応答加速度(一般に図2のような)。ここで、応答の継続時間中である一定以上の応答加速度が N 回生じるような加速度振幅を“応答の繰り返し回数を考慮した加速度応答スペクトル $S_A(T, \eta, N)$ ”と定義する。ただし、繰り返し回数 N は1自由度系の絶対応答加速度波形が零線を切った瞬間から次に零線を切る瞬間までの間を1回とカウントするものとする。したがって、応答の半波長を1回の繰り返しとしている訳であるから、1波長を繰り返し回数とみなす際には $N/2$ が繰り返し回数となる。

また、 $S_A(T, \eta, N)$ と一般の加速度応答スペクトル $S_A(T, \eta)$ の間には、その定義から当然次の関係が成り立つ。

$$S_A(T, \eta, 1) = S_A(T, \eta) \text{----- (1)}$$

上式において、加速度応答スペクトル $S_A(T, \eta)$ は別途報告したように、地震のマグニチュード M 、震央距離 Δ [km]、地盤条件 Gci ($i=1, 2, 3$) が与えられれば、ある程度の精度で推定が可能である。

そこで、ここでは次式により繰り返し低減係数 $\eta(T, \eta, N)$ を定義し、 $\eta(T, \eta, N)$ の実用的な推定式を検討することとする。

$$\eta(T, \eta, N) = S_A(T, \eta, N) / S_A(T, \eta) \text{----- (2)}$$

3 解析に用いた強震記録

解析対象としたのは、我が国の地盤上67地点において建設省土木研究所および運輸省港湾技術研究所により観測・数値化された394成分の水平加速度強震記録である。これらは昭和38年3月の越前沖地震($M=6.9$)から昭和55年6月の伊豆河奈崎沖地震($M=6.7$)に至る合計88回の浅発地震に際し、SMAC型強震計(SMAC-B, B₂, Q, D, E₂)で得られたものである。

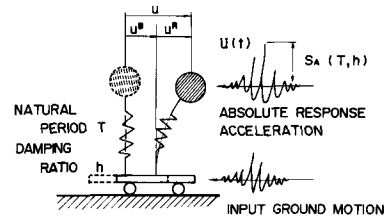


図1 加速度応答スペクトル $S_A(T, \eta)$ の定義

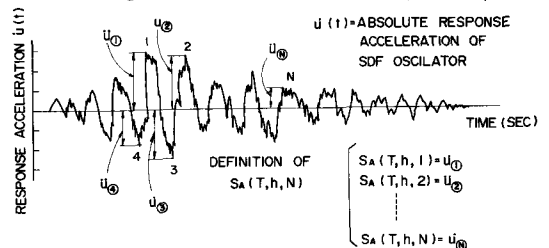
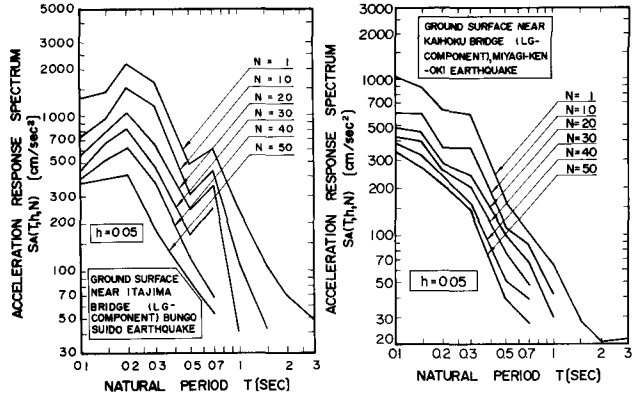


図2 応答の繰り返し回数を考慮した加速度応答スペクトル $S_A(T, \eta, N)$ の定義

4 代表的な強震記録に対する

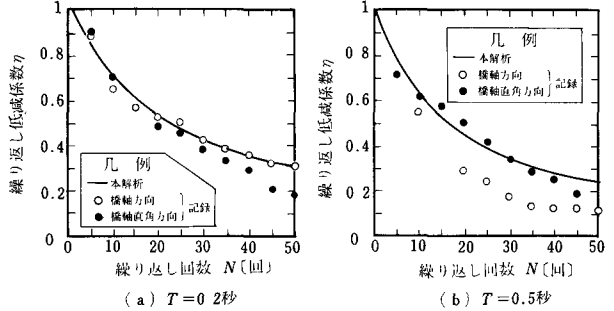
繰り返し低減係数 $\eta(T, h, N)$ の試算例式(2)で定義した繰り返し低減係数 $\eta(T, h, N)$ を代表的な強震記録に対して試算した結果を以下に示す。試算対象としたのは1968年豊後水道沖地震($M=6.6$)による板島橋近傍地盤上の記録および1978年宮城県沖地震($M=7.4$)による開北橋近傍地盤上の記録の2種類である。図3はこれらに対する応答の繰り返し回数を考慮した加速度応答スペクトル $SA(T, h, N)$ を $N=1, 10, 20, 30, 40, 50$ に対して示したものである。ここで減衰定数は0.05としている。また、継続時間は、有限であるため、応答の繰り返し回数にもある上限がある。したがって、このような応答の繰り返し回数の最大値 N_{max} (例えば、固有周期0.5秒、減衰定数0.05の場合には板島橋記録では113回、開北橋記録では117回)を超えた場合には図中に $SA(T, h, N)$ の値を示していない。図3より繰り返し低減係数 $\eta(T, h, N)$ が繰り返し回数 N によりどのように変化するかを代表的な固有周期の場合について示した結果が図4($h=0.05$ の場合)である。ここで図中には後述する推定式による予測値も示されている。これによれば、 $\eta(T, h, N)$ の値は、減衰定数 h および固有周期 T の両者によって変化し、当然ながら繰り返し回数 N の増加とともに単調減少する。また、繰り返し回数 N による $\eta(T, h, N)$ の減少の度合いは、強震記録ごとに同一ではない。



(a) 板島橋記録の場合

(b) 開北橋記録の場合

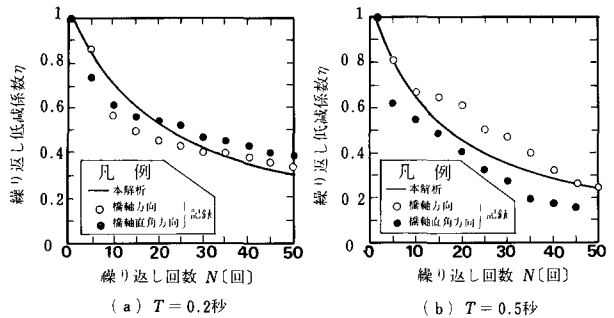
図3 $SA(T, h, N)$ の試算例 ($h=0.05$)



(a) $T=0.2$ 秒

(b) $T=0.5$ 秒

(a) 板島橋記録



(a) $T=0.2$ 秒

(b) $T=0.5$ 秒

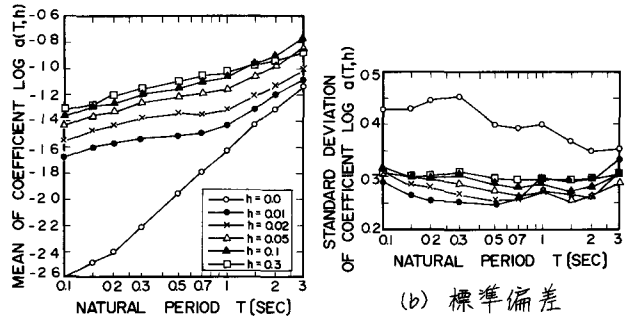
(b) 開北橋記録

図4 $\eta(T, h, N)$ の試算例 ($h=0.05$) (図中の実線は式(3)、(7)による予測値)

5 繰り返し低減係数 $\eta(T, h, N)$ の推定法
繰り返し低減係数 $\eta(T, h, N)$ は、基本的に繰り返し回数 N の増加とともに単調減少するため、いま $\eta(T, h, N)$ を次式で近似する。

$$\eta(T, h, N) = \frac{1}{1 + a(T, h)(N-1)} \quad (3)$$

ここで、係数 $a(T, h)$ は固有周期 T および減衰定数 h ごとに定められる係数である。3章に示した394成分の記録に対してすべて係数 $a(T, h)$ を求め、係数 $\log a(T, h)$ の中央値および標準偏差が T によりどのように変化する



(a) 平均値

(b) 標準偏差

図5 $\log a$ の平均値および標準偏差

かの関係を示した結果が図5である。これにより、i) 係数 $\log a(T, \eta)$ は固有周期 T の増大につれておおむね単調に大きくなる、ii) $\eta=0$ の場合を除けば、いずれの固有周期に対しても減衰定数の増加による係数 $a(T, \eta)$ の増加の様子はおおむね同じであることがわかる。

以上の結果より、減衰定数 $\eta=0.05$ の場合について、係数 $a(T, 0.05)$ と T の関係を最小2乗法により次式により近似した。

$$a(T, 0.05) = 0.815 \times T^{0.349} \quad (4)$$

図6は図5に示した $\log a(T, 0.05)$ と式(4)による近似式の一致度を示したものであり、式(4)の精度の良いことを示している。

次に減衰定数 $\eta=0.05$ の場合の係数 $a(T, 0.05)$ を基準として、係数 $a(T, \eta)$ を次式により正規化する。

$$P(T, \eta) = a(T, \eta) / a(T, 0.05) \quad (5)$$

394成分の強震記録より $P(T, \eta) \sim \eta$ の関係を求めた結果が図7である。これによれば、 $P(T, \eta)$ は減衰定数 η により変化するが、 η が0.2以上であり、かつ、固有周期 T が2秒以上の場合を除けば、 T による $P(T, \eta)$ の変化は小さい。しかしながら、一般に固有周期 T が2秒以上と長い土木構造物で減衰定数が0.2以上の場合は極めて稀であることから、ここでは、 $T \geq 2$ 秒かつ、 $\eta \geq 0.3$ のデータは考慮しないこととした。このようにして、図7の結果を固有周期に対して平均した結果が図8である。これより、 $P(\eta) \sim \eta$ の関係は次式で近似することができる。

$$P(T, \eta) \equiv P(\eta) = 80\eta / (60\eta + 1) \quad (6)$$

図8には式(6)による結果も示しており、これより式(6)の近似度が良好なことがわかる。

以上より、式(4)、(5)、(6)を総合すると、係数 $a(T, \eta)$ は次式により求めることができる。

$$a(T, \eta) = P(\eta) \times a(T, 0.05) = \frac{80\eta}{60\eta + 1} \times 0.815 \times T^{0.349} \quad (7)$$

よって、式(7)を式(3)に代入することにより、繰り返し低減係数 $\gamma(T, \eta, N)$ を求めることができる。

図9は式(3)および式(7)による繰り返し低減係数 $\gamma(T, \eta, N)$ を代表的な固有周期および減衰定数に対して求めたものである。たとえば、減衰定数 $\eta=0.1$ の場合を例にとると、10回の繰り返しに対する低減係数 $\gamma(T, \eta, N)$ は0.5(固有周期2秒の場合)～0.7(固有周期0.1秒の場合)程度の値をとるのに対し、20回の繰り返しに対する低減係数 $\gamma(T, \eta, N)$ は0.3(固有周期2秒の場合)～0.55(固有周期0.1秒の場合)程度の値をとる。また、図4には前おの板島橋記録および開北橋記録に対する繰り返し低減係数 $\gamma(T, \eta, N)$ を式(3)および式(7)より推定した結果を実測結果と比較している。これによれば、個々の記録についてみると、式(3)および式(7)による推定値は実測値と異なる場合もあるが、全体としては繰り返し回数 N による応答スペクトル $S_a(T, \eta, N)$ の低減の様子をよく示しているといえることができる。

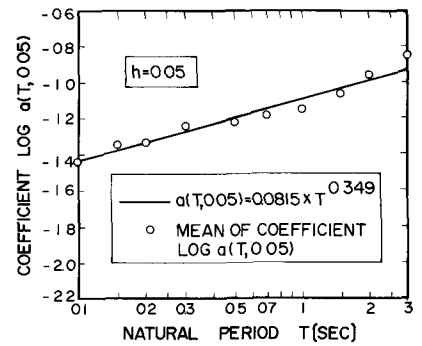


図6 式(4)の近似度の検討

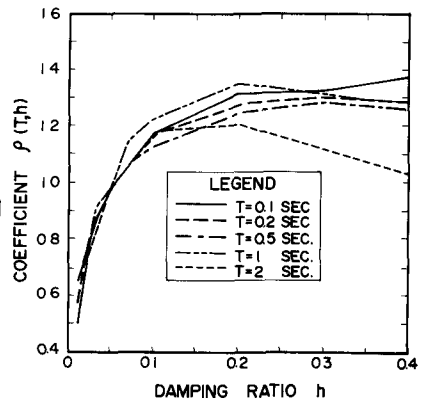


図7 係数 $P(T, \eta) \sim \eta$ の関係

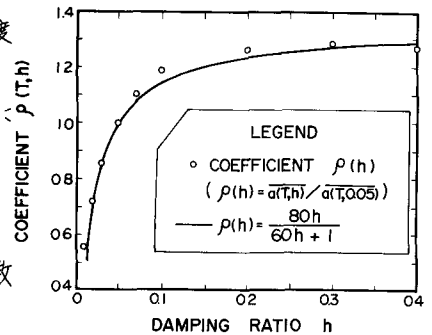


図8 係数 $P(\eta) \sim \eta$ の関係

6 SA (T, h, N) の利用

応答の繰り返し回数を考慮した加速度応答スペクトル $SA(T, h, N)$ が前章のように与えられた場合に、これを実務設計に取り入れていくためにどのようなアプローチが今後必要とされるかを、RC橋脚の耐震性を例にとり以下に示すこととする。

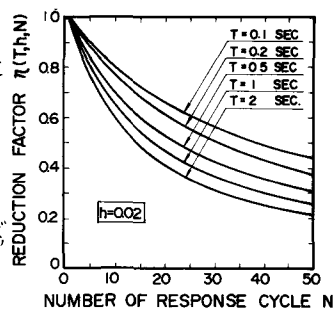
RC橋脚の動的載荷実験は現在までに各所で行われているが、これによればある一定の力 F で繰り返し載荷を行った際に破壊状態（終局耐力に至る状態）に達する回数を N とすると、作用力 F と繰り返し回数 N との間には図10(a)のような関係が成り立つ。すなわち、作用力 F が十分大きければ $N=1$ 回の載荷で破壊状態になるが、作用力 F がこれよりも小さければ繰り返し回数 N を増やさなければ破壊状態には達しない。

一方、外荷重は、応答の繰り返し回数を考慮した加速度応答スペクトルを $SA(T^*, h^*, N)$ (T^*, h^* はそれぞれ当該RC橋脚が持つ固有周期および減衰定数) とすれば、図10(b)のように与えられる。したがって、図10(a)の抵抗力と図10(b)の外力の大小により、RC橋脚の耐震性は図11のように大きく4つの状態に分類される。すなわち、図11(a)および(d)は、それぞれ、どの繰り返し回数においても外力が抵抗力よりも絶対的に大きい場合および小さい場合であり、RC橋脚は、それぞれ、破壊する、破壊しない、となる。これらの場合は、外力および抵抗力の一方が他方より一方的に大きい場合であるが、耐震性の検討で重要なのは図11(b)および(c)の場合である。

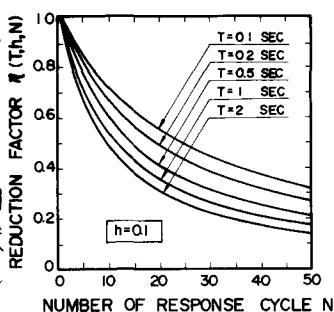
すなわち、図11(b)の場合には、繰り返し回数による抵抗力の減少の度合いよりも外力の減少の度合いの方が大きい場合で、この場合には、RC橋脚は1回の繰り返し、すなわち、地震時の最大応答で破壊する状態を示している。これに対して図11(c)の場合には、繰り返し回数による抵抗力の減少の度合いよりも外力の減少の度合いの方が小さい場合で、この場合には、地震時に生じる最大応答よりも、ある程度の回数繰り返して作用する荷重の方がRC橋脚の耐震性を検討する上では重要となる。

7 まとめ

土構造物のように強い履歴強度特性を有する材料に対しては、振動中にたゞ1回生じる最大の応答値よりもある程度の回数継続して作用する応答値の方が強震時の耐震性を検討する上では重要と考えられることから、応答の繰り返し回数を考慮した加速度応答スペクトル $SA(T, h, N)$ を提案し、その特性を検討するとともに、繰り返し低減係数 $\eta(T, h, N) \equiv SA(T, h, N) / SA(T, h, 1)$ が実用的に式(3)および(7)により与えられることを示した。



(a) $h=0.02$ の場合



(b) $h=0.1$ の場合

図9 式(3), (7)による
予測式の試算例

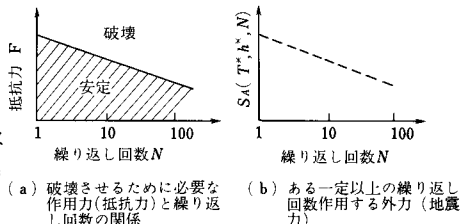


図10 繰り返し回数を考慮した抵抗力と外力の関係(概念図)

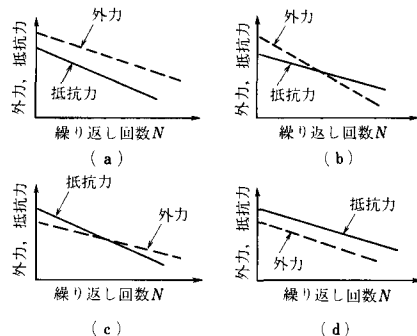


図11 抵抗力と外力の大小による耐震性の区別(概念図)

<参考文献> 川島一彦, 田村敬一, 相沢 興, 高橋和之: 応答の繰り返し回数を考慮した加速度応答スペクトル, 土木技術資料, Vol. 27-5, 1985