

## 平均応答スペクトル作成に関する一考察

## A BASIC STUDY ON RESPONSE SPECTRUM

星谷 勝\*・矢作 征\*\*・柴田 定昭\*\*\*・草野 直幹\*\*\*\*  
By Masaru Hoshiya, Kaname Yahagi, Sadaaki Shibata and Naoki Kusano

## 1. ま え が き

耐震設計において、地震動の強さを工学的にいかに表示するかは重要な課題である。これまでに地震動強さを表わすとするいくつかの尺度が得られているが、これらのどれも複雑な現象である地震の動的な強さを十分に表わし得ていないのが現状である<sup>1)</sup>。

一般に、地震による地盤動の最大加速度を工学的地震動強さの一尺度とする方法が多く行われている。この方法は、地震による地盤の振動がそのまま建造物の振動であるとする仮説に立つ、従来の震度法設計の基本的な概念に基づくものである。この仮説は、硬い地盤上の剛な建造物に対して有効と考えられるが、軟弱地盤や周期の長い建造物に対しても果して成立するかどうか問題がある。実際に建造物はさまざまな地盤上に構築され、高層ビルや長大橋のような長周期の建造物が続々と建てられつつあるのである。最近、最大加速度が大きかったにもかかわらず、それによる被害がほとんどなかった事例も二、三報告されている<sup>2),3)</sup>。

一方、1959年にG.W. Housner<sup>4)</sup>によって提案された「平均応答スペクトル」の概念は現在の耐震設計において重要な役割を果たしている。高田・大久保・栗林はこの「平均応答スペクトル」の考え方に基づいて、日本で観測された代表的な地震記録28成分を用いた、「標準応答スペクトル曲線」を提案している<sup>5)</sup>。この報告の中で、各地震記録から求められた応答スペクトル、たとえば加速度応答スペクトルを平均する際に、加速度応答スペクトルを、各地震の最大加速度で除した加速度の増幅率ともいふべき「動的係数」について平均化を行って

る。

しかしながら、地震の最大加速度を地震動の強さを示す一尺度と考え、それによって正規化した応答スペクトルが平均化に対して等価なものとなっているかどうか問題が残ろう。もし、これら動的係数が等価なものとなせなければ、この平均化は意味の薄いものとなる。

本研究では、耐震設計に用いる「平均応答スペクトル」を作成する場合に、有意な平均化が行われるようなパラメーターを考察する。このパラメーターは、後述するように一種の地震動強さを表わすものと考えられるので、本論文では「地震動強さパラメーター」とよぶ。考察の第一段階として、この「地震動強さパラメーター」を用いた平均応答スペクトル解析の定式化を行い、パラメーターを決定するための定量的評価方法を提案する。第二段階として、いくつかの「地震動強さパラメーター」について、実際の地震記録を用いた比較・検討を行う。

## 2. 地震動強さを表わすパラメーターの条件

ここでは、応答スペクトルを用いた地震動強さパラメーターを定義し、その定量的評価方法を提案する。

地震応答スペクトルは、地震加速度波を入力とした、一自由度系の最大応答値を系の減衰定数( $\beta$ )をパラメーターとした固有周期( $T_0$ )の関数で表わされる。したがって、求められた応答スペクトルには、構造動特性を示す( $\beta$ )と( $T_0$ )の確定的要因と、入力地震加速度波に含まれる入力特性すなわち、マグニチュード、最大加速度、震央距離、震源深さ、継続時間、伝播経路における地盤特性等の不確定要因が複雑に影響し合っていると考えられる。

この関係を関数式の形で表わせば、

$$S=f\{(\text{入力特性})+(\text{構造動特性})\} \dots\dots(1)$$

なる二大特性の関数となる。(S)は応答スペクトルであ

\* 正会員 Rh. D. 武蔵工業大学助教授 工学部土木工学科

\*\* 正会員 首都高速道路公団

\*\*\* 正会員 工修(株)長大橋設計センター

\*\*\*\* 学生会員 武蔵工業大学院修士課程土木工学専攻

る。これは変位応答スペクトル、速度応答スペクトルまたは加速度応答スペクトルを表わす。なお、本研究では、加速度応答スペクトルについて解析を行うから、次節以下において応答スペクトルという記述は、特にことわらない限り加速度応答スペクトルを意味する。

式(1)において、複雑な入力特性を代表するものとしてパラメーター( $\alpha$ )なる量を考える。パラメーター( $\alpha$ )は上述した入力特性の要因のみによって定まる量である。このパラメーター( $\alpha$ )によって、応答スペクトル( $S$ )を正規化した量を正規化応答スペクトル( $S_\alpha$ )で表わすと、式(1)は次のように書くことができる。

$$S = \alpha \cdot S_\alpha \dots \dots \dots (2)$$

ここで、

$$\alpha = f' \{ \text{入力特性} \} \dots \dots \dots (3)$$

$$S_\alpha = f'' \{ \text{(構造動特性)} + (\text{若干の入力特性}) \} \dots \dots \dots (4)$$

もし、パラメーター( $\alpha$ )が地震波の入力特性である上述の各要因を十分反映していれば、( $\alpha$ )によって正規化された応答スペクトル( $S_\alpha$ )は構造動特性の要因のみで定まる関数となるはずである。したがって、このパラメーター( $\alpha$ )は各地震波の特性を表わす「地震動強さパラメーター」ということができる。このような理想的なパラメーターを見出し得れば、正規化応答スペクトルは各地震に対して等価なものとなり、平均化も工学的な意味で有意となる。

しかし、地震動の複雑な特性を十分把握できていない現状では、理想的なパラメーターを見出すことは困難である。したがって、式(4)に表わしたように、正規化応答スペクトルは構造動特性のみの関数では表わせず、入力特性をも含んだ形となる。

このような状況下では、次に示す条件を具備したものが最適な地震動強さパラメーターであるといえよう。

(1) パラメーター( $\alpha$ )が地震のマグニチュード、震央距離、震源深さ、最大加速度、継続時間、地盤特性などの入力特性をなるべく多く反映していること。

いいかえれば、正規化応答スペクトル( $S_\alpha$ )が入力特性の影響をなるべく含んでいないことである。

次に R.F. Drenick<sup>9)</sup> が応答スペクトルの理論的上限值を考察しているが、ここで言及するパラメーターについても理論的上限值が決定できるならば、それも最適パラメーターの条件となろう。したがって、第2の条件として、

(2) 正規化応答スペクトル( $S_\alpha$ )の上限值が理論的に求まるようなパラメーター( $\alpha$ )であること。

この条件については参考文献7)を参照されたい。

さらに、 $|\dot{Y}|_{\max}$  以外のパラメーターを用いて設計を

行う場合には、 $|\dot{Y}|_{\max}$  のときと同様のプロセス<sup>3),4)</sup>をへて、パラメーター( $\alpha$ )の分布形が推定できれば設計に適用できよう。しかし、そのためには新しいパラメーターについて固有の問題をまた多く解決しなければならないであろう。

### 3. 地震動強さパラメーターの定量的評価方法

前節2.で述べた最適パラメーターの条件(1)を定量的に評価する必要がある。本論文では次に示す2つの基準で定量的に評価する。

定量的評価基準

(A) 正規化応答スペクトル群の変動係数を最小とするもの。

(B) パラメーター( $\alpha$ )と正規化応答スペクトル( $S_\alpha$ )の相関係数を最小とするもの。

つまり、基準(A)は次の理由からである。多くの地震記録より得られた応答スペクトル群が入力特性を完全に反映した理想的なパラメーターで正規化できれば、正規化応答スペクトル群は構造動特性のみで定まり、群の変動は0となるはずである。したがって、群の変動係数が小さいものほど最適パラメーターであるといえる。

基準(B)、入力特性の各要因と構造動特性の各要因とはほんらい全く独立である。したがって、最適パラメーターと正規化応答スペクトルとの相関はゼロになる。しかし、実際には( $S_\alpha$ )に含まれる入力特性の多少によって( $\alpha$ )と( $S_\alpha$ )の相関が生ずるであろう。この理由から基準(B)を一つの定量的評価基準として採用する。しかし、入力特性の各要因間の関連が十分把握されていない状況下では、たとえば、入力特性の各要因の中で一つのある要因が他の要因に対して相関が少ないとすると、この要因が有意に正規化されず正規化応答スペクトル( $S_\alpha$ )に含まれていたとしても、 $\alpha$ と $S_\alpha$ の相関には表われてこない。このことは、統計学において、相関係数0が必ずしも独立を意味しないという事実と一致する。ゆえに、基準(B)は基準(A)に較べ厳密性を欠くが、定量的評価の一目安として採用できよう。

### 4. 地震動強さパラメーター

地震動強さパラメーターとして次の3種の比較・検討を行った。

(a) 絶対最大加速度  $|\dot{Y}|_{\max}$

(b) 自乗平方根強度  $I$

(c) 自乗平方根平均強度  $I_{\text{rms}}$

(a) は地震加速度記録の最大値である。通常よく使

われるパラメーターで、先に述べた土木研究所の報告にもこれが使われている。

(b) は地震の継続時間を考慮したもので、Jagadish<sup>9)</sup>によって提案されたものを一部修正し、次式で定義される<sup>9)</sup>。

$$I = \sqrt{\int_0^{Td} \{\ddot{y}(t)\}^2 dt} \quad (\text{cm} \cdot \text{sec}^{-3/2}) \quad \dots\dots\dots (5)$$

(c) は次式で定義される<sup>10)</sup>。

$$I_{rms} = \sqrt{\frac{1}{Td} \int_0^{Td} \{\ddot{y}(t)\}^2 dt} \quad (\text{cm} \cdot \text{sec}^{-2}) \quad \dots\dots\dots (6)$$

なお、式 (5)、(6) において、 $Td$  は地震動の継続時間、 $\ddot{y}(t)$  は地震加速度記録の時間  $t$  における加速度値を示す。

山原<sup>11)</sup>による地震動の全パワーの概念を用いると、

$$\frac{1}{Td} \int_0^{Td} \{\ddot{y}(t)\}^2 dt = \int_{-\infty}^{\infty} S(\omega) d\omega \quad \dots\dots\dots (7)$$

なる関係より、式 (5)、(6) はそれぞれパワースペクトルと関係づけられ次のようになる。ここで、 $S(\omega)$  は地震加速度波形のパワースペクトルを表わす。

$$I = \sqrt{\int_0^{Td} \{\ddot{y}(t)\}^2 dt} = \sqrt{Td} \int_{-\infty}^{\infty} S(\omega) d\omega \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$I_{rms} = \sqrt{\frac{1}{Td} \int_0^{Td} \{\ddot{y}(t)\}^2 dt} = \sqrt{\int_{-\infty}^{\infty} S(\omega) d\omega} \quad \dots\dots\dots (9)$$

したがって、これら3種のパラメーターの物理的な意義を比較すれば、(a) の絶対最大加速度 ( $|\ddot{Y}|_{max}$ ) は、地震加速度波形の最大ピーク値だけを基準とするものである。しかし、最大加速度値は大きい継続時間が短い地震、逆に最大加速度値はさほど大きくないが継続時間が長い地震、また比較的大きなピークが多くあるのか、それともたった一つのピークが大きいだけかなどの差を明確に評価できない欠点がある。

(b) と (c) はともに地震動エネルギーを基準とするものである。(b) は地震動の全パワーの平方根であり、地震動全体の一種のエネルギーを表わす。式 (5) からわかるように地震動の継続時間をどのようにとるかに大きく左右されることに注意を要する。しかし、本論文では目的が最適パラメーターの決定であるから、継続時間については詳しく検討は行わず、地震記録資料の継続時間をそのまま採用している。(c) は (b) の全体的エネルギーに対して、地震動の平均エネルギーを表わすものである。(b) と (c) の違いを比較すると、(c) は同程度の振幅レベルの波が長く続く地震と短い地震の区別が評価できない。一方、(b) は振幅レベルは大きい継続時間が短い地震と振幅レベルが小さくて継続時間が長い地震との区別が評価できない、などの特性が見られよ

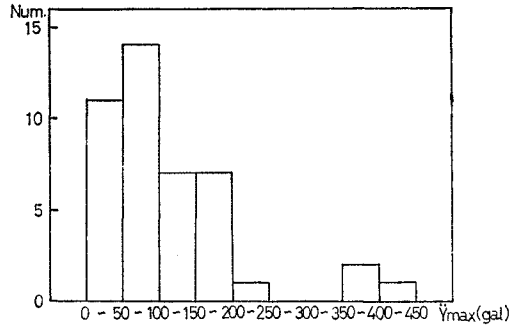


図-1 使用地震記録の最大加速度分布

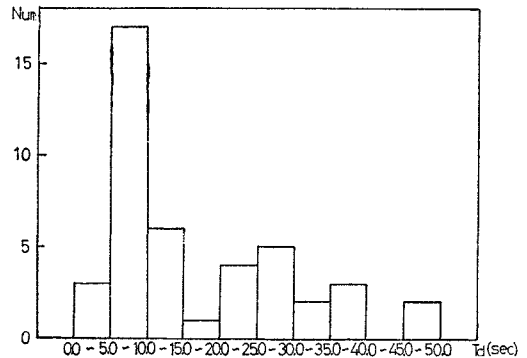


図-2 使用地震記録の継続時間分布

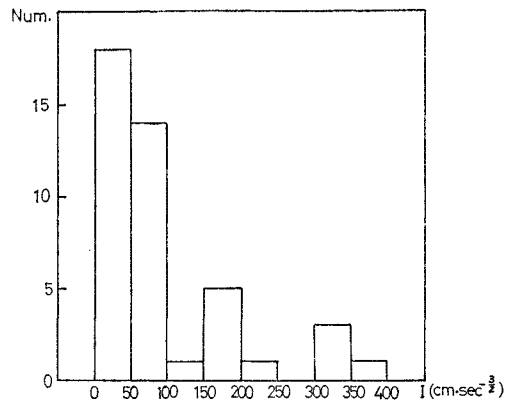


図-3 地震動強さパラメーター I の分布

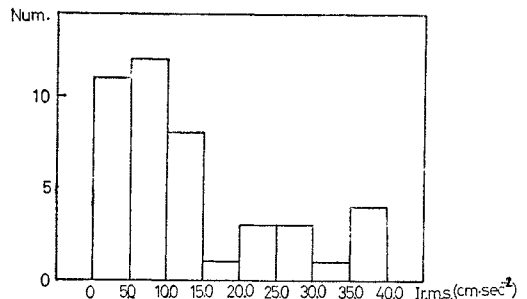


図-4 地震動強さパラメーター I\_rms の分布

う。

以下、実際の地震記録を用いて、これら3種のパラメータについて比較・検討を行う。

## 5. 使用地震記録

本研究で使用した地震記録は建設省土木研究所で公表

された地震資料<sup>12)</sup>の中から、数値化された最近の地震記録43成分を選んだものである。内訳は表-1に示す。データの選択条件としては、本研究の目的から、入力特性の主要因が良く反映されることを考え、次の点を考慮した。

(1) 最大加速度の値が偏っていないこと。

(2) 継続時間が偏っていないこと。

表-1 使用地震記録と地震動強さパラメータの値

No.	Station	Date	Component	Duration	$\bar{a}_{max}$	$f$	$I_{ms}$
1.	TOKYO	1966. 2. 14	N-S	9.0	70.250	41.831	13.944
2.			U-D	5.0	30.125	16.138	7.212
4.			N-S	10.0	66.625	39.552	12.506
8.	KUSHIRO	1962. 4. 23	N-S	39.0	243.925	191.502	30.661
10.			E-W	39.0	372.750	374.323	59.940
17.	AKASHI	1963. 3. 27	N-S	11.0	79.875	54.072	16.303
19.			E-W	11.0	36.125	35.109	10.684
23.	CHIBA	1963. 8. 4	N-S	8.0	76.750	33.012	11.672
25.			E-W	8.0	71.000	37.776	9.820
26.	NIGATA	1964. 6. 16	N-S	34.0	134.750	166.734	28.503
28.			E-W	34.0	156.875	155.326	26.678
31.	HAMAMATSU	1965. 4. 20	Lg	20.0	100.400	73.615	16.461
32.	SHIZUOKA		N-S	10.0	108.300	64.896	20.513
33.			E-W	10.0	67.000	53.473	16.898
38.	OJIYA	1966. 9. 8	Tr	19.0	45.000	20.413	6.455
42.	CHIBA	1966. 10. 8	N-S	13.0	45.500	21.098	5.447
43.	SAGA	1966. 11. 12	N 40° E	20.4	117.000	80.132	17.625
45.			N 50° W	20.4	86.500	67.225	14.884
50.	SUSOHANA-DAM	1966. 5. 28	N-S	10.0	52.750	30.332	9.586
51.			E-W	10.0	46.880	28.348	8.964
52.	SUSOHANA-DAM	1966. 8. 20	N-S	10.0	130.380	55.708	17.616
53.			E-W	10.0	129.130	50.257	15.803
56.	OCHIAI-BRIDGE	1966. 7. 10	Lg	6.0	178.750	65.655	26.804
57.		1966. 9. 27	Lg	7.0	115.380	45.219	17.469
58.		1966. 10. 19	Lg	7.0	161.880	52.369	19.822
59.		1966. 10. 23	Lg	7.0	115.880	34.420	13.009
60.		1966. 10. 26	Lg	12.0	57.750	38.045	10.978
62.	KASHEMA	1967. 4. 30	N-S	5.0	43.000	18.271	8.305
63.			E-W	5.0	46.250	17.565	7.825
65.	ITAJIMA-BRIDGE	1968. 4. 1	Tr	40.0	186.250	243.511	38.913
66.			Lg	15.0	390.875	314.335	81.161
67.			Tr	15.0	437.500	334.203	86.231
71.	CHIYODA-BRIDGE	1968. 5. 16	Tr	50.0	83.600	121.715	18.629
75.	SHINISHIKARI	1968. 5. 16	E-W	50.0	174.875	309.067	43.709
80.	SHINKATSUSHIKA	1968. 7. 1	Lg	10.0	37.000	36.175	8.089
81.			Tr	10.0	38.625	43.769	9.787
82.	HOROMAN-BRIDGE	1968. 5. 16	Lg	30.0	57.000	61.024	11.141
83.			Tr	30.0	52.250	79.021	14.044
86.	FUTTSU-SAKI	1968. 7. 1	N-S	30.0	17.000	27.883	5.091
88.	HIRAI-CHASHI	1968. 7. 1	Lg	25.0	58.130	54.567	10.913
89.	HIRAI-CHASHI	1968. 7. 1	Tr	25.0	48.250	52.685	10.537
201.	TAFT(U.S.A.)	1962. 7. 21	S 69° E	30.8	165.300	175.067	31.545
202.			N 21° E	30.8	173.800	184.300	33.191

この条件は本研究で検討するパラメーターが最大加速度と継続時間の特性に影響を受けると考えたため、他の入力特性、たとえば、震央距離、地盤条件などの特性についても今後検討の必要があろう。なお、使用記録の最大加速度と継続時間の分布図は図-1と図-2に示す。これらの図より最大加速度と継続時間の値が一般的に分布していることがわかってる。

数値計算は、0.1秒~0.02秒の間隔で数値化された記録を線形補間法ですべて0.01秒の間隔に統一し入力データとした。また、構造系の減衰定数( $\beta$ )と固有周期( $T_0$ )は次の値に対して計算を行った。

$\beta$  : 0.00, 0.02, 0.05, 0.10, 0.20, 0.40

$T_0$  : 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 5.0, 10.0(秒)

このように計算した各パラメーターの値は表-1に、その分布図は図-3, 4に示す。

6. 解析結果および考察

図-5は正規化される前の応答スペクトルの単純平均曲線である。比較のため Housner の平均応答スペクトル曲線と土研の標準応答スペクトル曲線も合せて描かれている。なお、Housner と土研の応答スペクトル曲線はそれぞれ正規化されたものから、今回の結果と比較するために、逆算して求めたものである。この図から、今回使用した地震記録が特異なものではなく、ほぼ順当な記録であることがわかってる。

図-6は今回算出した平均応答スペクトル曲線を先に述べた3種の地震動強さパラメーター、すなわち  $|\ddot{Y}|_{max}$ ,

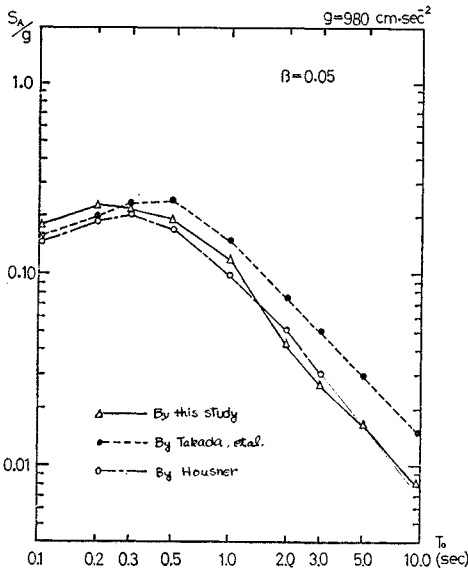


図-5 平均応答スペクトル曲線

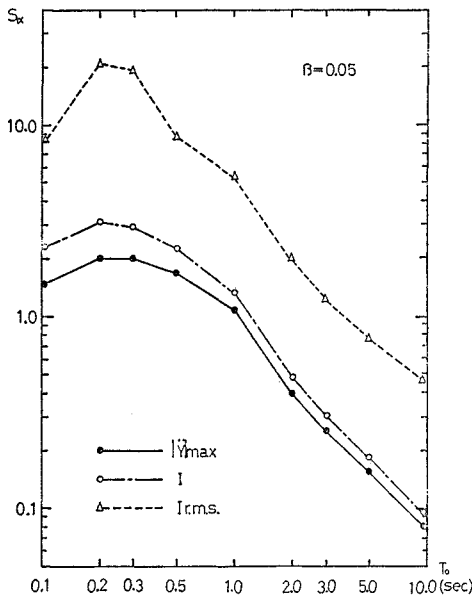


図-6 正規化応答スペクトル曲線

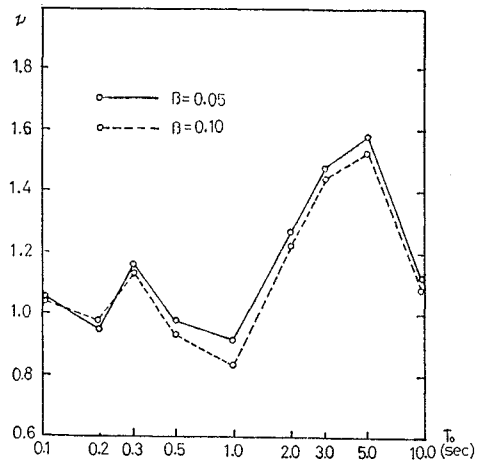


図-7 正規化前の応答スペクトルの変動

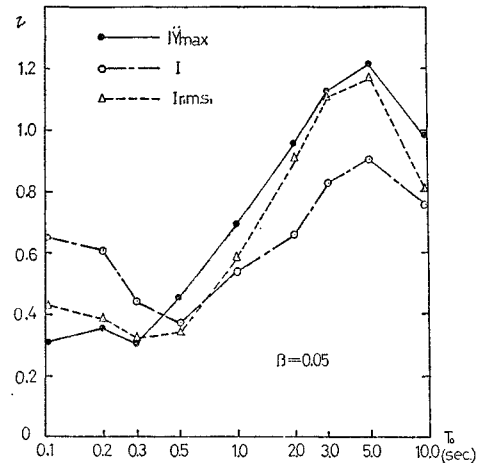


図-8 正規化応答スペクトルの変動 ( $\beta=0.05$ )

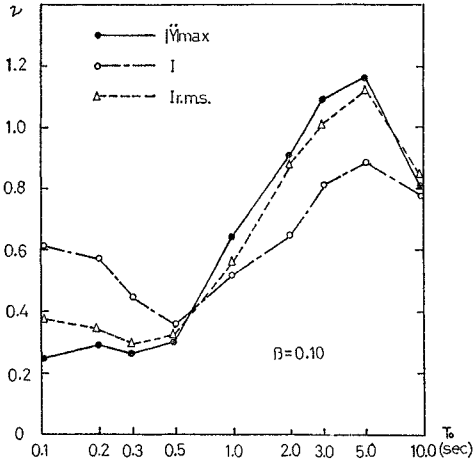


図-9 正規化応答スペクトルの変動 ( $\beta=0.10$ )

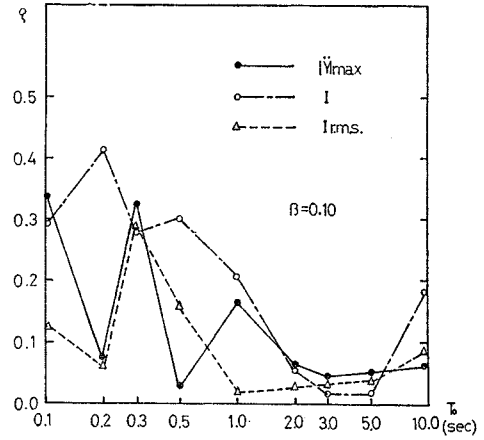


図-11 地震動強さパラメーター ( $\alpha$ ) と正規化応答スペクトル ( $S_\alpha$ ) の相関 ( $\beta=0.10$ )

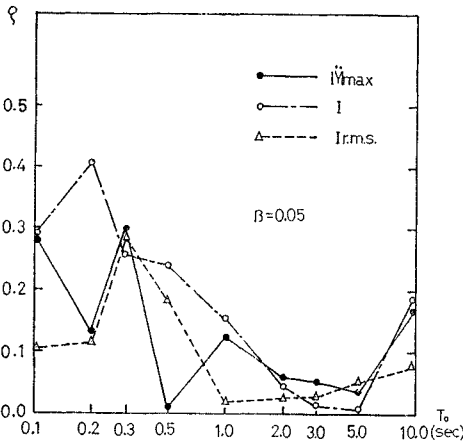


図-10 地震動強さパラメーター ( $\alpha$ ) と正規化応答スペクトル ( $S_\alpha$ ) の相関 ( $\beta=0.05$ )

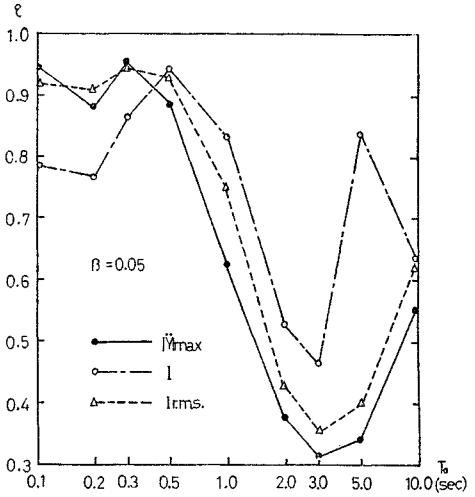


図-12 地震動強さパラメーター ( $\alpha$ ) と応答スペクトル ( $S$ ) の相関 ( $\beta=0.05$ )

$I$ ,  $I_{rms}$  によって正規化された正規化応答スペクトル曲線である。ただし、 $I$  は他の2つに対し次元が異なっていることに注意されたい。

パラメーターの定量的評価基準 (A) を検討するために描いた図が 図-7~9 である。横軸は構造系の固有周期 ( $T_0$ )、縦軸は変動係数の値である。構造系の減衰定数 ( $\beta$ ) は 0.05 と 0.10 の 2 通りについてのみ描かれている。図-7 は正規化される前の応答スペクトルの変動係数の値が示されている。図-8, 9 は正規化応答スペクトルの変動係数の値である。これらの図から第1の傾向として、固有周期が1.0秒を越えると変動係数の値が急に大きくなっていることがわかる。この傾向は、片山<sup>13)</sup>、亀田<sup>12)</sup>の解析でも同様に指摘されている。これらの原因についてはさらに今後の研究成果が期待される。次に正規化される前と正規化後の図について比較してみると、全体的に変動係数の値が正規化後の方が小さい。つまり、耐震設計に用いる応答スペクトルは、なんらか

の有効なパラメーターによって正規化された応答スペクトルを用いたほうが信頼性が高いといえよう。

図-8, 9 について、各パラメーター別に比較すると次の傾向が見られる。

$$T_0 < 0.5; |\dot{Y}|_{max} < I_{rms} < I$$

$$T_0 > 0.5; |\dot{Y}|_{max} > I_{rms} > I$$

評価基準 (A) に従えば、 $T_0 < 0.5$  の短周期部分では  $|\dot{Y}|_{max}$  が最適パラメーターであり、 $T_0 > 0.5$  の長周期部分では  $I$  が最適パラメーターであるということができよう。 $|\dot{Y}|_{max}$  は前から述べているように、構造物の固有周期が短ければ、構造物は地盤とともに振動する事実から、最適パラメーターということができる。今回の解析結果は明らかにこの事実を示している。したがって、 $|\dot{Y}|_{max}$  の適用範囲は構造物の固有周期がおおよそ 0.5 秒までとの結果が出ている。

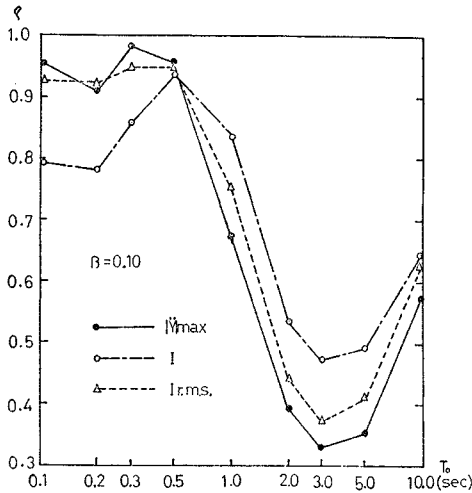


図-13 地震動強さパラメーター ( $\alpha$ ) と応答スペクトル ( $S$ ) の相関 ( $\beta=0.10$ )

固有周期が0.5秒以上の構造物に対しては、 $I$  が最適パラメーターである。この結果は、3種のパラメーターの中で継続時間の影響をよく考慮しているのは  $I$  であること、長周期の構造物ほど継続時間に影響されるという事実<sup>(13),(15)</sup>を示していることがわかるであろう。

図-10~13は定量的評価基準(B)を検討するために描いた図である。横軸は系の固有周期( $T_0$ )、縦軸に相関係数( $\rho$ )がとってある。まず図-10と図-11は正規化応答スペクトルと各パラメーターとの相関係数の値がプロットされている。評価基準(B)に従えば、式(4)で表わした正規化応答スペクトルに含まれる入力特性が少ないほど、パラメーター( $\alpha$ )と正規化応答スペクトル( $S_a$ )の相関は小さくなるはずである。しかし、今回の結果である図-10と図-11からは顕著な傾向は見られない。このことは、たとえば、入力特性の中に他の要因と相関の小さい要因があるとき、この要因が( $S_a$ )に含まれていても( $\alpha$ )と( $S_a$ )の相関は小さくなる。したがって、評価基準(B)が最適パラメーター決定の良い基準となるか検討の余地がある。

ここで、逆に式(2)より、応答スペクトル( $S$ )とパラメーター( $\alpha$ )の相関について考えてみる。前の場合とは反対に( $S$ )と( $\alpha$ )の相関は高くなるはずである。この結果を描いたのが図-12と図-13である。この図から次の傾向を見ることができる。

$$T_0 < 0.5; |\dot{Y}|_{\max} > I_{rms} > I$$

$$T_0 > 0.5; |\dot{Y}|_{\max} < I_{rms} < I$$

この傾向は図-8と図-9を考察したときと同様の結果を示している。すなわち、 $T_0 < 0.5$ の部分では、 $S$ と $|\dot{Y}|_{\max}$ が、高い相関を示し、 $T_0 < 0.5$ の部分で応答スペクトル( $S$ )が $|\dot{Y}|_{\max}$ に大きく依存していること

を表わしている。 $T_0 > 0.5$ の部分では $I$ が $S$ に大きく依存していることを示しており、これらの結果は図-8、9で考察した結果と一致する。

しかし、評価基準(B)に従った解析では、( $\alpha$ )と( $S_a$ )の相関に有意な傾向が見られないことに注意する。このことは基準(B)が先に述べたように相関係数で特性の分離を評価し得るかという問題と、パラメーターがまだ不十分なものであるかという問題などさらに検討の余地がある。

## 7. おわりに

本論文を要約すれば次のようになる。

- (1) 地震動強さパラメーターを用いた応答スペクトル解析を定式化した。
- (2) 最適な地震動強さパラメーターを決定するための定量的評価基準を提案した。
- (3) この評価基準を用いて、3種のパラメーター $|\dot{Y}|_{\max}$ 、 $I$ 、 $I_{rms}$ について比較・検討を行った。
- (4) この結果として、構造物の固有周期が0.5秒以下では $|\dot{Y}|_{\max}$ が最適パラメーターであり、固有周期が0.5秒以上では $I$ が最適パラメーターである。特に高層建築や長大吊橋のような長周期構造物に対して、新しく提案した $I$ を用いて正規化した応答スペクトルを耐震設計に用いることが有意義であるとの結論を得た。
- (5) さらに今回の解析過程から、 $I$ を求める際に継続時間について検討すること、入力特性の他の要因をも考慮した地震動強さパラメーターを追求することなどの諸点が今後の課題である。

## 参考文献

- 1) 小林啓美：耐震設計に用いるべき地震動強さについて、建築雑誌，1970.6.
- 2) 大沢 胖：昭和41年1月23日の松代付近の地震における家屋その他の被害について、地震研究所彙報，Vol. 44 1966.9.
- 3) 小林啓美：木造建築物地震被害率による地震動強さの評価，日本建築学会論文報告集，No. 163, Sept. 1968.
- 4) Housner, G.W.: Behavior of Structures During Earthquakes, ASCE, Vol. 85, No. EM-4, Oct. 1959.
- 5) 高田孝信他：橋梁の耐震設計に関する研究(その1)——地震応答スペクトル・1964——，建設省土木研究所報告，No. 128-1, Oct. 1965.
- 6) Drenik, R.F.: Aseismic Design by Way of Critical Excitation, ASCE, Vol. 99, No. EM-4, Aug. 1973.
- 7) 高月広行他：応答スペクトルの正規化に関する2, 3の考察，1973年度土木学会年次総会講演概要集，Oct. 1973.
- 8) Jagadish, K.S.: The Root Mean Square Intensity for Earthquake Ground Motion, Symp. on Earthquake Eng. at Indian Society of Earthquake Tech., Nov. 1970.
- 9) 星谷 勝・草野直幹：地震動強さを表わすパラメーターの検討，1973年度土木学会年次総会講演概要集，Oct. 1973.

- 10) Housner, G.W. and Jennings : Generation Artificial Earthquakes, ASCE, Vol. 90, No. EM-1, Feb. 1964.
- 11) 山原 浩：地盤の振動特性を考慮した地震時の地動の推定(その1), 日本建築学会論文報告集, No. 175, Sept. 1970.
- 12) 建設省土木研究所資料, No. 317, March 1968; No. 461, May, 1969.
- 13) 片山恒雄：最大応答加速度値の分布に関する一考察, 第27回土木学会年次総会講演概要集, I-169, Oct. 1972.
- 14) 後藤尚男・亀田弘行：地震時における最大地動の確率論的研究, 土木学会論文報告集, No. 159, Nov. 1968.
- 15) 亀田弘行：不規則地震動に対する構造物の最大応答の推定法について, 土木学会論文報告集, No. 201, May. 1972.

(1974. 3. 30・受付)

---