

斜面および土構造物の耐震性評価に関する研究

STUDY ON ASEISMICITY EVALUATION OF SLOPES AND EARTH STRUCTURES

松尾 稔*・板橋 一雄**

By Minoru MATSUO and Kazuo ITABASHI

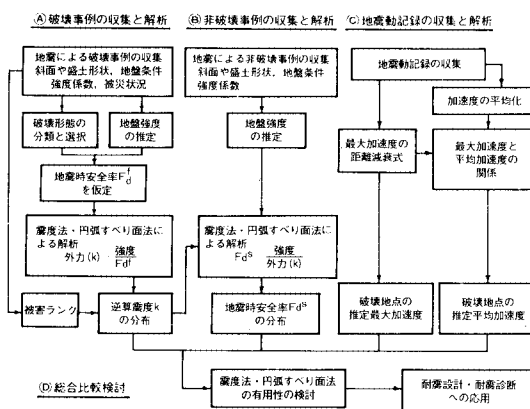
The present paper makes the important part of a series of study on the earthquake-proof design method and the examination method for aseismicity of slopes and earth structures. The failure case and the adjoining non-failure case of embankments and slopes under the actual earthquakes are inversely analyzed. As a result, the distributions of the seismic coefficient k which can significantly distinguish the failure and the non-failure cases in the statistical meaning are obtained. In addition, the attenuation equations are investigated by the regression analyses of the measured maximum ground acceleration a and the $(k \sim a)$ relationships for design and examination are proposed. The methodology to judge the degree of safety under earthquake is also shown.

1. まえがき

橋梁や水道および港湾施設、建築物などについては各種の指針や規準の中で耐震設計用の標準震度が決められているのに対し、斜面や土構造物については、フィルダムを除き、耐震設計に関する規準が見当たらない。しかし、1983年に発生した日本海中部地震によって、八郎潟干拓堤防をはじめ、多くの堤防、盛土に被害が生じたことは記憶に新しい。1978年の宮城県沖地震の際には、河川堤防、道路・鉄道用盛土、宅地造成地の斜面が崩壊したし、また1978年の伊豆大島近海地震や1974年の伊豆半島沖地震時にも斜面崩壊が大きな災害に結びついた。このような最近の被害実態や海拔ゼロメートル地帯の河川および海岸堤防の存在が、土構造物や斜面に対する耐震的配慮の必要性の認識を高め、近年急速に研究が進展してきている。

本研究の最終目標は、河川・海岸堤防、道路・鉄道用盛土ならびに斜面に対する実用性のある耐震設計法と耐震診断法を開発することである。すでに公表した論文¹⁾

(以後前論文とよぶ)と少し重複するが、研究全体の流れの中における本論文の位置付けを必要最小限に再録する必要があると考える。研究全体の的方法論をフローチャートに表わしたものが図一である。このフローチャートは前論文に示したものであるが、④破壊事例の収集と解析、⑤非破壊事例の収集と解析、⑥地震動記録の収集と解析の収集と解析、⑦総合比較検討、の4項目から成っている。④と⑤では、震度法・円弧すべり面法を破壊事例、非破壊事例に適用し、これらの事象をよく説明し得る震



図一 研究全体の流れ

*.正会員 工博 名古屋大学教授 工学部地盤工学教室
(〒464 名古屋市千種区不老町)

** 正会員 工修 名城大学助手 理工学部土木工学教室
(〒468 名古屋市天白区天白町八事裏山 69)

度を逆算的に求める。一方、③においては、解析対象地点で推定される最大加速度と平均加速度を求める。ここで、加速度の平均化操作を行うのは、動的問題を静的問題に置き換えて考えようとする震度法の性質上、ある時間内での平均加速度を作用外力の代表値として採用するのが整合性の観点から妥当と考えたためである。これら①、②、③の結果を総合して、震度法・円弧すべり面法の工学的有用性の検討を行う流れになっている。前論文では、このフローチャートに従い、1978年宮城県沖地震を例に、主として粘性土層上に構築された吉田川堤防の破壊および非破壊事例を解析し、次の結果を得ている。すなわち、①震度法・円弧すべり面法により、地震時の粘性土層上堤防の破壊・非破壊に関する大略の識別が可能である。②吉田川堤防に作用したと考えられる逆算震度（破壊時の安全率を1とする震度）の分布が得られ、その平均値 \bar{k} は0.129となった。③地震加速度波の平均化操作の結果、平均加速度は最大加速度と強い相関があり、この意味で、結果的には最大加速度を外力の一指標とすることができる。④逆算震度分布の平均値 \bar{k} は、宮城県沖地震の際に地表面で観測された最大水平加速度に関する距離減衰式から推定される最大水平加速度（以下では推定最大加速度 a という）の約65%となった。

前論文では方法論の提示が中心であったので、解析対象地域は一地点（吉田川14~18 km間の堤防）に限り、また事例も少なかった。そこで、本論文では、①同様の手法を地震外力の異なる他地点の斜面に適用し、さらに多くの事例解析によって逆算震度の分布に関する基礎データを補強すること、②距離減衰式からの推定最大加速度と逆算震度分布との一般性のある関係を見出すこと、③これらに基づいて土構造物や斜面の耐震設計・診断に関する方法論を提案すること、を目的としている。

2. 伊豆大島近海地震時の事例解析

(1) 被災事例の解析

マグニチュード7.0の伊豆大島近海地震は、伊豆半島中部に大きい被害をもたらした。特に、道路関係の被害が著しく、切土斜面や自然斜面の崩壊が多発した。すなわち、国道135号線、県道修善寺下田線、湯ヶ野松崎線等に被害が発生し、他に被害の著しかった町道隣接斜面も含め、被害実態の調査が建設省土木研究所等で行われた。約300の被災地点について、被災実態、周辺の地形、のり面の地質および保護状況を現地踏査で調べ、地盤断面図もあわせて被災調査カードが作成されている。また、被災地点と無被災地点との相違点を明確にするため、被害の著しかった国道135号線と県道修善寺下田線で崩壊が生じなかった地点についても同様の調査が実施された。このほかにも、特に大きな崩壊が生じた4地点につ

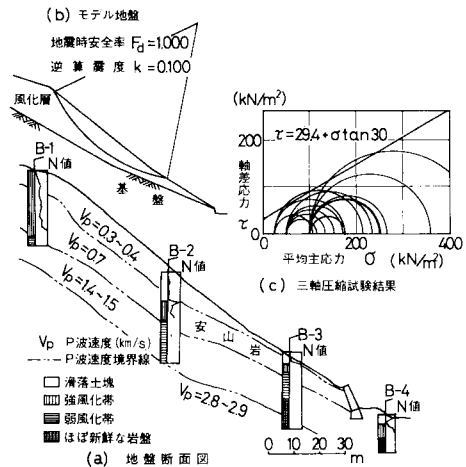


図-2 解析地盤断面図（破壊事例 No. C-8）

いては、ボーリング調査、スウェーデン式サウンディング、現場密度試験、物理試験、三軸圧縮試験など、より詳細な地盤調査結果が示されている。

今回対象にしたのは、地形・地質に関する情報が明確な国道135号線の16地点と県道修善寺下田線の11地点である。ただし、多くの事例では、地盤強度に関する情報として各地層を代表するコーン指数しか示されていない。これだけでは解析に際する地盤強度の決定には不十分であったので、改めて各地点から土質試料を採取してきて、一面せん断試験を実施した。

図-2 (a) は詳細な地盤調査が実施されている地盤断面図の一例であり、地表面と基盤を同図 (b) にモデル化して描いた（安定解析については後述する）。これは後の表-1中の破壊事例 No. C-8 であるが、No. C-9、No. C-10 もほぼ同様の地形・地質を示している。この地点は安山岩が約10 mまで風化して表層を形成しており、これが地震時に崩壊したと考えられている。現地の非崩壊部分からこの層の不攪乱ブロックサンプルが採取され、三軸圧縮試験が行われた。その結果が同図 (c) であるが、破壊時のモールの応力円はかなりばらついている。これは、ブロックサンプルであったが、試料が礫質土のため供試体成形時に乱れたことがその原因と考えられ、事実破壊時の軸ひずみもかなり大きかった。そこで解析用の破壊包絡線としては、図に示すように上限に近い関係を用い、粘着力 $c=29.4 \text{ kN/m}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi=33^\circ$ を採用することにした。

また、図-3 (a) は地盤強度としてコーン指数のみが示されている地盤断面図の一例であり、これをモデル化したのが同図 (b) である。これは、破壊事例 No. D-1 であるが、他の事例についてもほぼ同様のモデル化を行った。この地点は安山岩が風化してできた厚さ2 m

表-1 解析結果一覧表

地点	破 壊 事 例							非 破 壊 事 例					震央距離 R (km)	推定最大 加 速 度 α (gal)
	番号	斜 面 勾 配 (°)	風 化 層 厚 (m)	粘着力 c (kN/m ²)	せん断 抵抗角 φ(°)	逆算震度 k	破壊確率 P _f	番 号	斜 面 勾 配 (°)	風 化 層 厚 (m)	地震時 安全率 F _d	破壊確率 P _f		
A	A-1	75	1	11.8	33	0.145	0.927	—	—	—	—	—	31	124
	A-2	68	2	11.8	33	0.056	0.218	—	—	—	—	—		
B	B-1	58	3	3.82	33	0.147	0.409	B-1	40	1	1.500	0.000	29	137
	B-2	49	4	3.82	33	0.127	0.233	B-2	40	2	1.405	0.000		
C	C-1	40	4	8.72	33	0.132	0.401	C-1	26	1	2.180	0.000	27~28	144~152
	C-2	50	4	8.72	33	0.063	0.931	C-2	40	3	1.070	0.853		
	C-3	55	2	8.72	33	0.072	0.894	—	—	—	—			
	C-4	45	4	8.72	33	0.140	0.326	—	—	—	—			
	C-5	47	2	3.72	33	0.108	0.637	C-5	26	1	2.280	0.000		
	C-6	57	2	3.72	33	0.107	0.648	—	—	—	—			
	C-7	40	2	3.72	33	0.193	0.038	—	—	—	—			
	C-8	38	14	29.4	30	0.100	0.709	—	—	—	—			
	C-9	59	10	29.4	30	0.138	0.345	C-9	36	3	1.405	0.000		
	C-10	68	7	29.4	30	0.210	0.014	—	—	—	—			
D	D-1	73	4	8.72	33	0.123	0.767	D-1	18	2	1.120	0.460	20	237
	D-2	55	3	8.72	33	0.155	0.468	D-2	18	2	0.966	0.291		
E	E-1	69	5	12.6	34	0.160	0.637	E-1	25	2	2.000	0.000	17	300
	E-2	60	3	12.6	34	0.132	0.853	E-2	30	2	1.820	0.000		
	E-3	41	7	12.6	34	0.130	0.864	E-3	50	3	1.290	0.004		
	E-4	46	4	8.72	33	0.185	0.394	E-4	50	1	2.520	0.000		
F	F-1	46	3	8.72	33	0.270	0.008	F-1 a	30	1	2.425	0.000	17	300
	F-2	58	3	12.6	34	0.156	0.674	F-1 b	33	2	1.295	0.000		
								F-2	33	2	1.565	0.000		
G	G-1	63	4	8.72	33	0.227	0.093	G-1	28	1	2.375	0.000	17	300
	G-2	67	3	8.72	33	0.162	0.618	G-2	18	1	2.445	0.000		
H	H-1	57	3	8.72	33	0.206	0.212	—	—	—	—	17	300	
I	I-1	65	5	8.72	33	0.102	0.980	I-1	32	1	2.420	0.000	16	329
	I-2	45	5	8.72	33	0.264	0.023	I-2	32	1	1.845	0.000		

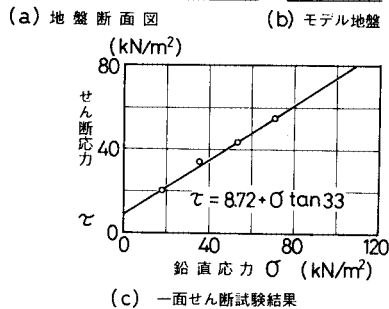
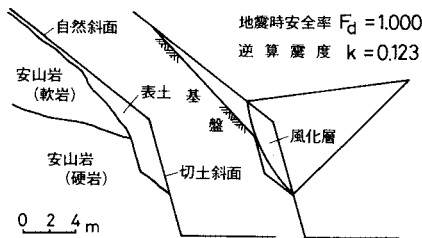


図-3 解析地盤断面図(破壊事例 No. D-1)

の表層が崩壊した所であり、この表層から採取した試料に関する一面せん断試験結果を同図(c)に示す。地形・地質的条件がほぼ似た事例については同一の強度

係数を用いることにした。

このようにして解析用に整理した地盤断面と強度を用い、震度法・円弧すべり面法によって破壊事例の逆算震度を求めるのである。用いる手法は前論文と同じだが、本論文で解析対象としているのは(c-φ)系地盤であるから、地震時安全率 F_d は図-4の記号を用いて、次のように与えられる。

$$F_d = \frac{\sum [c_i + W_i \cos \alpha_i - k W'_i \sin \alpha_i - k_0 W'_i \cos \alpha_i] \tan \phi}{\sum [(W_i - k_0 W'_i) \sin \alpha_i + k_0 W'_i \cos \alpha_i]} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、c、φは地盤の粘着力とせん断抵抗角、k、k₀は水平震度と鉛直震度、W_i、W'_iは帯片の重量と質量で

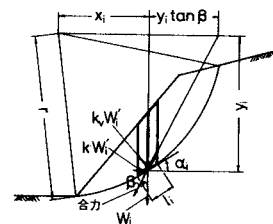
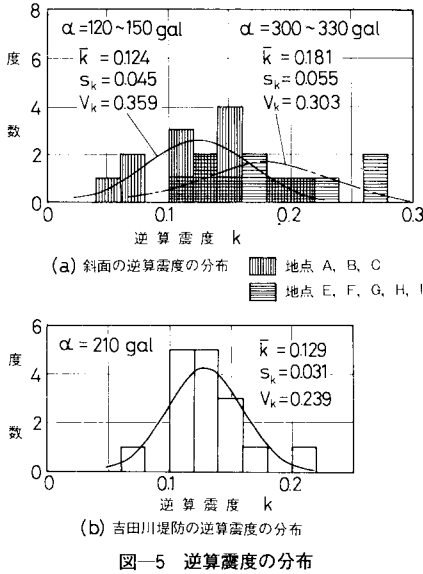


図-4 震度法・円弧すべり面法の模式図



図—5 逆算震度の分布

ある。なお、すでに実測データに基づいて示したように¹⁾、 k_v は k の1/2とした。また、前論文で詳述したので、重複はさけるが、破壊・非破壊の実態を適切に説明できるよう、地震力は各帯片の重心ではなく円弧上に作用させている。その結果、 $F_d=1$ に対する逆算震度は図—2の場合 $k=0.100$ 、図—3では $k=0.123$ を得た。これらの図には、そのときのすべり円弧も示してある。

なお、解析した破壊事例に隣接する非破壊地点の調査がなされている場合には、その非破壊事例に破壊事例から得られた逆算震度を外力として与え、非破壊事例の地震時安全率を求めた。

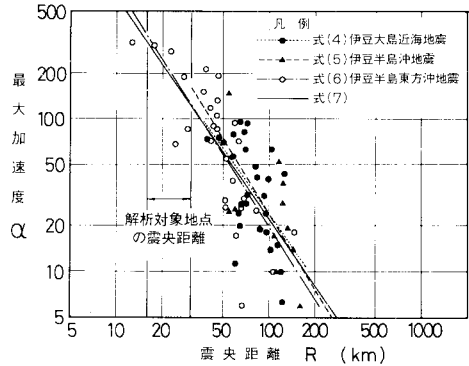
以上の計算結果をその破壊地点の震央距離とともに一括して表—1に示した。 P_F 、 F_S^* などについては後述するが、まず、震央距離のほぼ等しい地点A、B、Cと地点E、F、G、H、Iの2グループに分けて逆算震度の分布を示すと図—5(a)のようである。図中には、それぞれの分布の平均値 \bar{k} 、標準偏差 s_k 、変動係数 V_k も記入してある。また、参考のためすでに前論文で得られている宮城県沖地震の吉田川破壊堤防に関する同様の解析結果を同図(b)に示しておく。

(2) 被災地点の最大加速度の推定

伊豆大島近海地震の際には、震央距離40 kmから125 kmの間の地表面28地点においてSMAC型強震計による地震加速度が観測されている²⁾。その結果を用いて震央距離と最大加速度(水平成分の最大値)との関係を示すと、図—6のようになる。観測値を一般的な加速度の距離減衰式(2)の形式に回帰分析してみる。

$$\alpha = a_1 \cdot 10^{a_2 M} R^{-a_3} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 α は最大加速度(gal)、 M は地震マグニチュー



図—6 伊豆付近で生じた3地震の最大加速度の距離減衰特性

ド、 R は震央距離あるいは震源距離(km)であり(ここでは震央距離を用いる)、 a_1 、 a_2 、 a_3 は係数である。ただし、1つの地震による観測値に対しては、 M が一定であるから次式となる。

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= A R^{-a_3} \\ A &= a_1 \cdot 10^{a_2 M} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

図—6中の黒丸印のデータのみを用いた回帰分析の結果、次の関係が得られた。

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= 17\,300 R^{-1.434} \\ 40 \leq R \leq 125, \text{ 相関係数 } \rho &= -0.579 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

今回解析の対象としている被災地点の震央距離は16~31 kmであるので、本来なら、この間の豊富なデータをもとにした回帰式を適用するのが理想であるが、図—6にみられるように、この間の観測結果はない。しかも、式(4)の相関性が低く、外挿精度に保証がない。そこで、下記のような取り扱いをするのが現状では許されるベストの方法と考える。すなわち、伊豆半島付近ではほぼ同様のマグニチュードの地震が生じ、地表面での加速度が計測されている^{3),4)}。それらは、1974年の伊豆半島沖地震($M=6.9$)と1980年の伊豆半島東方沖地震($M=6.7$)であり、前者の場合には震央距離55 kmから165 kmの間の地表12地点、後者の場合には震央距離12 kmから150 kmの間の地表約30地点で加速度が観測されている。それぞれの観測値の回帰分析を同様に行うと、次式を得る。

$$\left. \begin{aligned} \text{伊豆半島沖地震 } (M=6.9) \\ \alpha &= 44\,770 R^{-1.632} \\ 55 \leq R \leq 165, \text{ 相関係数 } \rho &= -0.761 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{伊豆半島東方沖地震 } (M=6.7) \\ \alpha &= 26\,360 R^{-1.562} \\ 12 \leq R \leq 150, \text{ 相関係数 } \rho &= -0.793 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

図—6の中に、これら2つの地震のときに観測された最大加速度もプロットし、式(4)、(5)、(6)の関係を図示した。これらの結果によると、地震のマグニチュー

ドは多少変わっていてもそれぞれの回帰直線の相違はきわめて小さい。そこで、上記3地震によって得られたすべての観測値を用いた回帰直線により、伊豆大島近海地震による被災地点の最大加速度を推定することにした。この結果、距離減衰式として次式が得られる。この関係も図-6に示す。

$$\alpha = 19280 R^{-1.469} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \dots\dots(7)$$

$$12 \leq R \leq 165, \text{ 相関係数 } \rho = -0.784$$

各被災地点の震央距離と式(7)を用いた推定最大加速度を表-1に示した。

なお、距離減衰式として岩崎ら⁵⁾、片山⁶⁾、川島ら⁷⁾などによる優れた提案があるが、これらは日本全国の加速度記録を用いた提案式のため、今回のような狭いスポットを対象とした解析には精度のうでやや問題があったので、この地域に限った式を上記のように求めたのである。

(3) 逆算震度ならびに非破壊事例の地震時安全率

図-5(a)を再度みてみよう。推定最大加速度が同程度であった各地点での逆算震度の分布である。地点A, B, Cでは120~150 galの最大加速度、また、地点E, F, G, H, Iでは300~330 galの最大加速度を受けたと推定されている。吉田川堤防に関する逆算震度分布(同図(c))は宮城県沖地震時の解析結果で、距離減衰式による推定最大加速度210 galに相当している。これらの図から、逆算震度の平均値 \bar{k} は推定最大加速度の増加とともに増加することがわかる。また、逆算震度の標準偏差 s_k は大体0.03~0.05、変動係数 V_k は0.25~0.35程度と考えてよさそうである。

さて、破壊事例から逆算した震度を、隣接の非破壊事例に与えてその安全率 F_s^* を計算した結果を表-1に示す。これらを見ると非破壊事例の地震時安全率は、地点Dの一例を除き、すべて1を上回っており、破壊・非破壊を明瞭に区別できることがわかる。このように、吉田川堤防の場合に比べて破壊・非破壊の識別精度が高いのは、河川堤防では隣接する破壊・非破壊事例でその堤

防形状や軟弱層厚があまり変わらなかったのに対し、今回の解析対象の斜面では、たまたま、破壊事例に隣接する非破壊事例の勾配と風化層厚が小さかったことによる。斜面勾配等にほとんど差のないような場合には、これほどの精度を期待するのは無理だと思われる。

3. 推定最大加速度と逆算震度の関係

推定最大加速度と逆算震度の関係をさらに明確にする目的で描いたのが図-7である。図-5の逆算震度に加え、図中には野田ら⁸⁾が解析した重力式岸壁に関する逆算震度のうち、その範囲が明確となっているケースも記入してある。野田らは、多くの地震によって被災した重力式岸壁の事例を収集し、滑動、支持力、転倒に関する現行設計法を適用し、地震時安全率を1とおいたときの震度を求めており、価値のある先駆的な仕事である。さらに基盤加速度を勝又の方法⁹⁾を用いて推定し、被災地点の地盤モデルに対する応答計算を実施することによって地表面での最大加速度を算出している。すなわち、室蘭港(図中a)、青森港(同b)、八戸港(同c)の各値は1968年の十勝沖地震に際する被災事例解析の結果であり、花咲港(同d)、霧多布港(同e)、釧路港(同f)は根室半島沖地震時の、また下田港(同g)は伊豆半島沖地震時の被災事例に関するものである。そして、野田らは逆算された震度と最大加速度の関係を調べ、震度の上限を包絡する関係として次式を提案した。

$$k = \frac{1}{3} \left(\frac{\alpha}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \dots\dots(8)$$

図-7の横軸の推定最大加速度は、地表面で測定された最大加速度の回帰分析結果から推定したものである。そこで、野田らの結果のプロットに際しては、1968年十勝沖地震と根室半島沖地震時に地表面で観測された最大加速度を回帰分析して各地震の距離減衰式を新たに求め、これらの推定最大加速度を横軸の値として採用した。

なお、すでに示したように、本論文の河川堤防や斜面については円弧すべり面法を用いて逆算震度を算出しているのに対し、野田らの重力式岸壁の場合には滑動、支持力、転倒に関してそれぞれ規定されている設計法、すなわち、地震時に作用する外力としてCoulombの地震時主働土圧を用いて、岸壁底面でのすべりと転倒に関する安定計算を、また、支持力に関しては、同様の土圧を考慮した円弧すべり面法で安定計算を行っている。しかし、それにもかかわらず、図-7をみると、堤防、斜面の逆算震度と重力式岸壁に関するそれらの値に有意な傾向の差が認められない。野田らが示した上限の関係式(8)が堤防、斜面の逆算震度もほぼ包絡していることは興味深い。

さて、図-7のばらつきはかなり大きい、最大加速

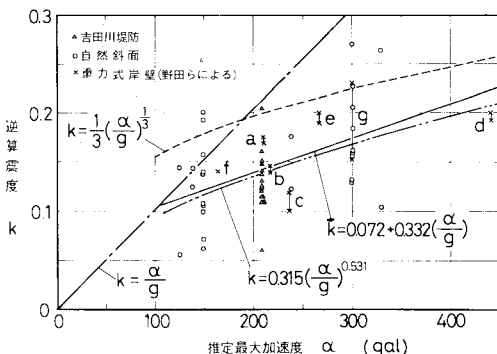


図-7 推定最大加速度と逆算震度の関係

度の低い部分を除けば、すべての逆算震度の値が $k = a/g$ の直線より下側に位置することは重要な事実である。すなわち、地震による破壊を震度法で説明しようとした場合、その時の震度（逆算震度）は距離減衰式から推定される最大加速度よりも小さくなっている。このことは、設計震度として最大加速度の数10%を重力加速度で除した値が適当ではないか、という実務家が感覚的に抱いている経験と合致している。

試みに、図-7中の全データを用いて ($k \sim a$) 関係を野田らが示した式(8)と同様の形式に回帰分析すると、

$$k = 0.315 \left(\frac{a}{g} \right)^{0.531} \dots\dots\dots (9)$$

となる。一方、赤池の方法¹⁰⁾を用いた最小二乗近似を行うと、最良の式として次の直線が採択される。

$$\bar{k} = 0.072 + 0.332 \left(\frac{a}{g} \right) \dots\dots\dots (10)$$

図-7にみられるように、式(9)と式(10)ではほとんど差がないので、取扱いが簡単な式(10)で十分であろう。この関係を考慮して最大加速度から震度法に用いるべき震度を決定しなければならないが、ばらつきの処理が問題である。ばらつきの原因として考えられる第1の点は、地盤強度に関するものである。すなわち、実際の地盤内では位置的に強度が異なるに違いないが、その把握が不可能なため、解析では各事例ごとに一地点から採取した試料に関する強度係数を確定値として使用していることに起因する問題である。第2は、解析法自体、すなわち、通常の円弧すべり面法そのものが有する誤差¹¹⁾の問題である。第3は破壊事例の逆解析において地震時安全率を1とおいた点である。現段階の土質力学の能力ではその破壊事例が1以下のいくらの安全率で壊れたかを知ることは不可能に近い。さらに、第4の原因として横軸の最大加速度の推定誤差が考えられる。各破壊事例に作用した最大加速度が震央距離とマグニチュードのみで決まるとする距離減衰式から推定し、かつ、そのばらつきを考慮していないからである。震央から同じ距

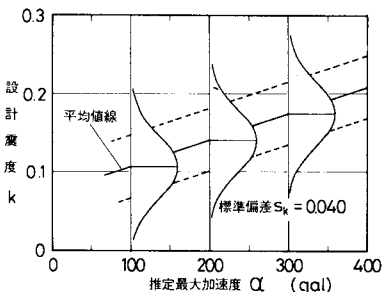


図-8 設計震度を求めるための概念図

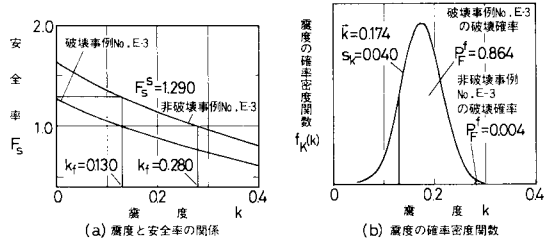


図-9 破壊・非破壊事例の破壊確率

離だけ離れた地点でも、たとえば地盤構成が異なれば、実際には最大加速度は異なってくるであろうが、この点についても現段階では明確な情報が得られない。震度法に基づく耐震設計法を考える際の地震外力の評価は距離減衰式に頼らざるを得ないのが現状である。今後、地震による破壊・非破壊事例に関し地盤や被災形態などの詳細な調査が行われ、各地点に作用した地震外力の評価法の精度が上げれば、図-7に示したばらつきの幅をより小さくすることができるであろう。しかしながら、種々の要因によるばらつきの責任をすべて逆算震度におわせて議論を進めるのが、現時点では妥当な実務的な方法と考える。

以上の現状を認識したうえで、図-7の関係を耐震設計・診断に利用しようとするとき、図-8に示すような関係が仮定できる。すなわち、

$$k = 0.072 + 0.332 \left(\frac{a}{g} \right) + s_k \varepsilon \dots\dots\dots (11)$$

ここに、 ε は(0, 1²)型の正規分布、 $s_k (=0.040)$ は震度 k の標準偏差であり、したがって、震度 k は確率変量となる。すなわち、最大加速度 a がたとえ確定的に決まったとしても対応する震度は確率的にしか決定し得ないと考えるのである。かくして、解析対象の安全性は確定的な安全率ではなく、次に示す破壊の可能性(破壊確率 P_F)で評価される。

$$P_F = \text{Prob}(k \geq k_f) \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 k_f は式(1)の地震時安全率 $F_a = 1$ に対応する震度である。

図-9(a)は破壊事例 No. E-3と隣接する非破壊事例に関する ($k \sim F_s$) 関係である。すなわち、前者は $k_f = 0.130$ で壊れ、またもし後者が壊れるとすればそれは $k_f = 0.280$ に対してであることを示している。一方同図(b)には、その地点での推定最大加速度に対する式(11)による震度分布を描いてある。この分布を用いると、地震時に破壊事例 No. E-3の破壊確率は0.864、非破壊事例の破壊確率は0.004であったと計算される。同様にして求めた各事例の破壊確率を表-1に示した。これらの破壊確率の値をみると、数例を除き、破壊事例ではさきわめて大きな破壊確率を、また非破壊事例では

10⁻³以下の小さな破壊確率を示していることがわかる。さらに、おのおのの破壊事例とそれに対応する非破壊事例の破壊確率を比較すると、すべての事例について前者の値が大きくなっていることもわかる。

4. 耐震設計および耐震診断への適用の方向

本論文で意図した内容の主要部分はすでに前章までに示したが、最後にこれらの成果を用いて行う耐震設計および耐震診断の方法論のみを簡単に提示しておきたい。

(1) 耐震設計および耐震診断に必要な項目

土構造物や斜面の耐震設計・診断を実施するためには、次の4項目を明確にする必要がある。それは、①耐震計算法、②地震時の土の特性、③地震外力の評価法、④耐震設計・診断規準の設定、である。図-10はその流れを示すもので、耐震計算法の入力として地震時の土の特性と地震外力が決定され、その出力として、地震時安全率や破壊確率など評価項目に関する計算値が得られる。それが、別途定められている耐震設計・診断規準と比較され、判断がなされる。ここで最も重要な点は、上記4項目のバランスのとれたハーモニーである。すなわち、耐震計算法内に含まれる多くの仮定と地震時の土の特性や地震外力の設定、さらに耐震性判断の評価法が、その基本的考え方や精度の観点から調和のとれたものでなければならない。

3. まではにおいて、耐震計算法として震度法・円弧すべり面法を用いた場合に破壊・非破壊事例をかなりよく説明できる震度を求めた。その際には、動的問題を便宜上静的問題に置き換える震度法との整合性を考え、地震時の土の強度として静的強度をそのまま用いることとした。そして、多くの破壊・非破壊事例の逆解析により震度と、距離減衰式に基づく推定最大加速度との関係を明らかにした。すなわち、図-10の①、②をまず決めておき、実際の破壊・非破壊事例を説明し得る地震外力(③の特定値)を求めたことになる。したがって、以後必要となるのは、将来生ずる地震により建設予定地点あるいは耐震診断地点を襲う最大加速度(震度)の評価方法と設計・診断規準の設定である。

(2) 方法論の概略

いつ、どこで、どの程度のマグニチュードの地震が発生するかという地震予知は地震学上の多大の努力にもか

かわらず、いまだに未解決の多くの問題をかかえている。さらに、地震が生じた場合に、ある地点を襲う地震動の加速度波形やその最大値を推定する問題も十分には解析されていない。しかし、将来の改良の余地を残しながら、現時点でのベストが尽くされなければならない。換言すると、これらの点についてはある程度大胆な仮定が不可避である。

最大加速度(震度)を推定するには、現状では距離減衰式と時系列モデルに頼らざるを得ない。このためには、次に示す各項目が必要となる。a) 地震源の推定、b) 地震源で生ずる地震マグニチュードの推定、c) 最大加速度に関する距離減衰式の選定、d) 設計・診断用の震度の決定、e) 地震発生時系列の評価、である。すなわち、

a) 地震源の推定：建設予定地点あるいは耐震診断地点周辺において過去に生じた地震源を整理し、地震学でいわれている“地震の巣”を明らかにする。このためには、宇佐美が著わした「資料日本被害地震総覧」¹²⁾や気象庁発行の「地震月報」¹³⁾などが有用な情報となろう。“地震の巣”が点ではなく面的な広がりをもつ場合には、第1近似としてその中で地震が一様に発生すると仮定すれば、震源距離あるいは震央距離の確率密度関数 $f_M(r)$ が得られる。

b) 地震源で生ずるマグニチュードの推定：a) で明らかになった各“地震の巣”ごとに過去に発生した地震のマグニチュードを整理し、将来生ずる地震マグニチュードに関しては、現在のところ有効と認められている Gutenberg-Richter の経験則“地震発生度数はマグニチュードとともに指数的に減少する”があり、次式で表わされる¹⁴⁾。

$$\ln n(M) = a - bM \dots\dots\dots (13)$$

ここに、 $n(M)$ はマグニチュード M の地震発生個数であり、 a 、 b は各“地震の巣”に固有の値である。式(13)から、地震マグニチュードの確率密度関数 $f_M(m)$ が次式のように得られる。

$$f_M(m) = b \exp[-b(M - M_0)] \dots\dots\dots (14)$$

ここに、 M_0 は工学的に問題としなければならない最少の地震マグニチュードである。そして、これらの式の係数を決めるにもやはり文献12)、13)などが参考となる。

c) 最大加速度に関する距離減衰式の選定：将来生ずる地震に対して、任意地点の最大加速度を決定しようとする距離減衰式に関しては、多くの提案がなされており、^{5)~7)}一般的には式(2)の形式で与えられている。ただし、それぞれの距離減衰式には、距離のとり方、考慮している項目、加速度測定地点などの相違があるので、利用する際には注意が必要であることはいうまでもない。

d) 設計・診断用の震度の決定：3. で示したように、破壊・非破壊をよく説明する震度は式(10)、(11)の形

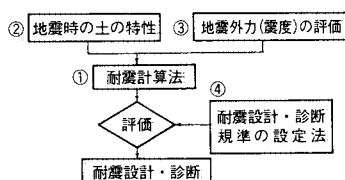


図-10 耐震設計・診断の方法

式で示されるから、一応一般的な形に書いておくと、以下のようである。

$$\bar{k} = c_1 + c_2 a_1 10^{\alpha_2 M} R^{-\alpha_3} \dots\dots\dots (15 \cdot a)$$

$$k = c_1 + c_2 a_1 10^{\alpha_2 M} R^{-\alpha_3} + S_{k\epsilon} \dots\dots\dots (15 \cdot b)$$

以上の a)~d) によって耐震設計・診断用の震度 k が求められる。ただし、地震源とサイト間の距離 R 、地震マグニチュード M を確率変数として与える場合にはもちろんのこと、たとえこれらを固定値と仮定したとしても式 (15・b) により震度 k は確率変数となるから、耐震性の評価は前述のように破壊確率を基礎として行うことになる。たとえば、地震源で 1 回地震が生じたとき、耐震設計や診断を行おうとする地点で震度 K がある値 k を越える確率 $P[K > k]$ は次式で得られる。

$$q_k(k) = P[K > k] \\ = \int \int P[K > k | m, r] f_r(r) f_m(m) dr dm \dots\dots (16)$$

ここに、 $P[K > k | m, r]$ は震源とそこで生ずる地震のマグニチュードが与えられたときに、震度 K がある値を越える確率であり、式 (15) を用いて求められる。

e) 地震発生時系列の評価：一般には、地震発生の時系列をポアソン過程やベルヌーイ試行列で表現し、そのパラメータについては過去の地震発生資料から求める。そして、将来も同一のモデルで表現できると仮定する。いま、地震の発生をポアソン過程と考えると¹⁵⁾、耐震設計、診断地点で事象 $[K > k]$ が発生する過程もポアソン過程となり、その地点で t 年間に事象 $[K > k]$ が n 回発生する確率 $p_n(n)$ は

$$p_n(n) = \frac{[q_k(k)\nu t]^n \exp[-q_k(k)\nu t]}{n!} \dots\dots\dots (17) \\ n=0, 1, 2, \dots$$

で与えられる。ここに、 $q_k(k)$ は式 (16) で与えられ、 ν はマグニチュード M_0 以上の地震の平均発生率である。また、その地点において、 t 年間に事象 $[K > k]$ が少なくとも 1 回生ずる確率を $SH(k, t)$ とすると、

$$SH(k, t) = 1 - p_n(0) = 1 - \exp[-q_k(k)\nu t] \dots\dots\dots (18)$$

で表わされる。式 (17) や式 (18) の値を図-10 ④の規準に照らして最終的に判断を下すことになる。この規準の設定は、構造物の重要度や行政的応急処置の可能性などに関連するきわめて難しい問題であるが、その内容は本論文の範囲を越えるので、本章の具体的計算と合わせて次の機会に議論したい。

5. あとがき

本論文の目的は、地震による土構造物や斜面の破壊・非破壊事例の解析を通じて、耐震設計法・診断法の確立のための基礎資料を帰納的に得ることである。本論文で

得られた結果を簡単に示すと以下のようである。

(1) 伊豆大島近海地震の際に破壊した斜面の解析を実施し、各斜面の逆算震度を求めた。

(2) 最近伊豆半島近くで生じた 3 つの地震の際に地表面で観測された最大加速度をもとに距離減衰式を作成した結果、これら 3 つの地震はほぼ同じ距離減衰特性を示した。

(3) (1) の結果と宮城県沖地震時に破壊した吉田川堤防の結果とをあわせ、距離減衰式により推定される最大加速度と震度との対応関係を示した。かなりのばらつきは認められるものの、最大加速度が小さい部分のごく一部を除き、逆算震度は $k=a/g$ より小さい値となった。

(4) 図-7 をもとに、距離減衰式から推定される最大加速度と設計用の震度との関係を示し、同時に今回解析した破壊・非破壊事例の破壊確率を計算した。その結果、破壊確率は数例を除き破壊事例では大きく、非破壊事例では 10^{-3} 以下のきわめて小さい値となった。さらに、それぞれ対応する破壊事例と非破壊事例を比較すると、すべての事例について前者の値が大きくなり、破壊確率が地震時安全率と同様、斜面の破壊・非破壊の区別に有力な指標になり得ることがわかった。

(5) 図-7 に示した関係を適用する地震危険度解析の方法論を簡単に記述した。

今後、地震による破壊・非破壊事例の調査がさらに進み、地盤や被災形態に関する詳細な調査、各破壊事例に作用した地震外力の評価手法などが一層明確になれば、震度と最大加速度の関係はさらに信頼度の高いものになるであろう。4. に示した方法論に基づき、土構造物や斜面の耐震設計・診断を実務化するためには、地震源の確認とそこで生ずる地震のマグニチュード (すなわち、 $f_r(r)$ と $f_m(m)$) の明確化、設計および診断の規準値についての研究が必要であり、これらについては努力を継続したい。

最後に、本研究の遂行にあたり、建設省土木研究所砂防部長 安江朝光氏ならびに前論文の共同執筆者同動土質研究室室長 佐々木康氏には有益な助言と援助を得た。記して深甚なる謝意を表するものである。

参 考 文 献

- 1) 松尾 稔・板橋一雄・佐々木康：実際事例の逆解析による土構造物の耐震性に関する研究，土木学会論文報告集，第 343 号，pp.25~33，1984。
- 2) 土木研究所：1978 年 1 月伊豆大島近海地震調査概要，土木研究所資料第 1346 号，1977。
- 3) 倉田栄一・石坂徳三・土田 肇：港湾地域強震観測年報 (1974)，港湾技術研究所資料，No.202，1975。
- 4) 土木研究所調査団：1980 年 6 月 29 日伊豆半島東方沖の地震被害調査報告，土木技術資料，Vol.22，No.10，

- 1980.
- 5) 岩崎敏男・若林 進・常田賢一：加速度記録の統計解析，土木技術資料，Vol.20, No.4, pp.28~32, 1978.
 - 6) Katayama, T. : Statistical Analysis of Peak Acceleration of Record Earthquake Ground Motions, Seisan-Kenkyu, Vol.26, No.1, pp.18~20, 1974.
 - 7) 川島一彦・相沢 興・高橋和之：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法，上木研究所資料第1993号，1983.
 - 8) 野田節男・上部達生・千葉忠樹：重力式岸壁の震度と地盤加速度，港湾技術研究所報告，Vol.14, No.4, pp.67~111, 1975.
 - 9) 勝又 護：地震動の最大加速度の推定，験震時報，Vol.37, No.3, pp.79~87, 1972.
 - 10) 赤池弘次：情報と尤度と決定，シンポジウム「決定，その理論と実際」，統計数理研究所，1973.
 - 11) Matsuo, M. and Asaoka, A. : A Statistical Study on a Conventional "Safety Factor Method", Soils and Foundations, Vol.16, No.1, pp.75~90, 1976.
 - 12) 宇佐美龍夫：資料日本被害地震総覧，東京大学出版会，1975.
 - 13) 気象庁：地震月報.
 - 14) 宇津徳治：地震学，共立全書，1979.
 - 15) Cornell, C. A. : Engineering Seismic Risk Analysis, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.58, No.5, pp.1583~1606, 1968.
- (1984.4.16・受付)
-