

(57) 動的相互作用を考慮した堤体の安定性評価手法の検討

建設省土木研究所 正会員 ○大日方尚己
 正会員 岩崎 敏男

1. まえがき

近年堤防に近接して各種構造物が設置されることが多くなり、これらの構造物の設置が堤体に及ぼす影響を把握しておくことが重要となっている。本報告は、堤防に近接して構造物が設置された場合における地震時の堤体の全体的な安定性の評価手法を検討したものである。堤体等の土構造物と他の構造物の動的相互作用を考慮した地震応答解析では、一般にFEM(FLUSHなど)を用い、盛土の各点で生じる応力を計算し、また堤体内せん断応力と抵抗力を比較して局所安全率を求めている。しかし、この手法では堤体の全体的な安定性を評価することはできなかつた。そこで本文においてはFLUSHで計算される堤体内の応力分布を基に滑り面を設定し、そのすべり面に生じているせん断応力とその面における抵抗力の比により安全率を計算する方法について検討した。表-1に既往の堤体安定解析方法を示す。

表-1 既往の堤体安定解析方法の分類

安全性の評価方法	すべり安全率	局所安全率	変形量
	盛土に作用する地震力を考慮した土塊の力のつり合いのみを検討する方法	地震動に対して盛土の各点で生じるせん断応力と抵抗力とを比較する方法	地震による繰り返し応力に基づく盛土の変位を検討する方法
評価方法の特徴	すべりを誘発する力として重力のほかにも土塊に作用する慣性力を考慮したり、地震応答解析を行ってすべり面に作用する滑動力を考慮する。	動的解析により地震時の堤体内の加速分布、応力分布および変形などの計算、堤体内の応力と材料のせん断抵抗力の比較による局所安全率の計算	盛土にすべり、沈下などが生じたとき与えられた地震力のもとでどの程度の変位を起こすか検討
動的解析法	慣用法 石原の方法 FEMのすべり	Seedの方法 応力分布	石原の方法 NEWMARKの方法 渡辺の方法 Makdisi Seed

2. 解析方法

今回試みた解析手法のフローチャートを図-1に示す。

2.1 常時応力解析および地震応答解析

常時応力解析は2次元のFEMを用い、地震応答解析はFLUSHと呼ばれるプログラムを使用して計算を行う。

2.2 応力の重ね合せ

地震応答解析によ、得られる応力は、地震時に発生する応力増分だけであるから、地震時に働く応力を推定するには、これに常時の応力を重ね合わせる必要がある。

今ここで、 $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ を重ね合せた後の各時刻の応力、 $\sigma_{xs}, \sigma_{ys}, \tau_{xys}$ を常時で働いている応力、 $\sigma_{xd}, \sigma_{yd}, \tau_{xyd}$ を地震時での各時刻の応力とすると

$$\sigma_x(t) = \sigma_{xs} + \sigma_{xd}(t)$$

$$\sigma_y(t) = \sigma_{ys} + \sigma_{yd}(t)$$

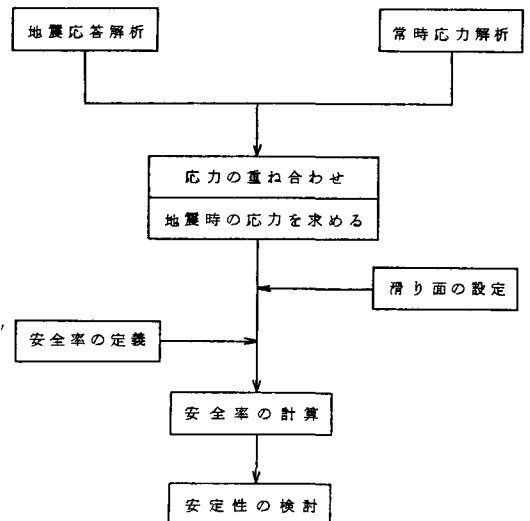


図-1 解析方法のフローチャート

$\tau_{xy}(t) = \tau_{xys} + \tau_{xyd}(t)$
 なる関係で表現できる。また、重ね合せの方法には次の2種類がある。

① 各要素の最大せん断応力発生時 ($t_i \neq t_j$)

$$\tau_{max} = \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau_{xy}^2}$$

すなわち、各々の要素で τ_{max} の発生する時刻が異なる。

② ある任意の時刻を設定して、同一時刻での応力を用いる。
 例えば、入力波形(入力地震波)のピーク時刻又はある点の最大応答変位を示す時刻等が用いられる。

ここでは、あるすべり線に沿ったせん断力とせん断抵抗力との比が問題となる事から、②の方法を採用した。

2.3 すべり面の設定

すべり面は円弧と仮定し、通常のフェレニウス法等と同様の方法、すなわち任意の格子点から円弧の半径を増減させて行く方法により、円弧を設定した。

2.4 計算の流れ

例えば、図-2(b)の円弧を今設定したとすると、この円弧が各々の要素で分割されるが、これを l_1, l_2, \dots, l_n とする。

また、円弧が通る各々の要素を n_1, n_2, \dots, n_n とする。図-2(a)に示した様に、重ね合せた応力 $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ を基に

各々の要素でのすべり面上でのせん断応力 τ_D 、直応力 σ_N を求める。用いる式は(1)、

(2)に示した。各々の要素ですべり面上に働くせん断応力 τ_D とその土の持つせん断抵抗力 T_R (式(1)参照)との比で安全率を定義した。ただし、各々の弧の長さを重みづけとして掛け合わせ、

せん断力とせん断抵抗力の各々の比ですべり面に沿う安全率を定義した。ここでせん断抵抗力はモール・クーロンの破壊規準に従うものと仮定した。このようにして、1つのすべり面に沿った安全率が求められる。次に半径の増減、格子点の移動を繰り返して、各々の格子点での最小安全率を求める。

3. 解析例

解析は、堤防に近接してトンネルが設置された図-3に示すようなケースについて行った。地質状況を図-4に示すが、土質調査データとしてはN値しか得られていないため、静的・動的地盤定数はN値からの経験式により求めた。地震動入力に当っては、基盤面とトンネルの底面がかなり近接しているため、地盤入力面はさらに7m程度深く設定し、基盤面において150 galの加速度になるように正規化した波形を用いた。解析断面としてはトンネルなしおよびトンネルあり(左岸より10m)の2断面とし、堤内地側と堤外地側の斜面の安定性について検討した。

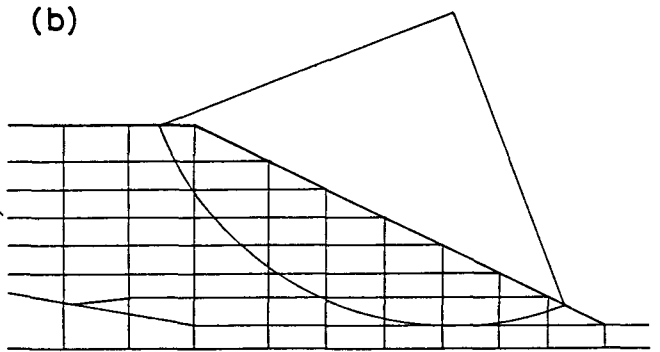
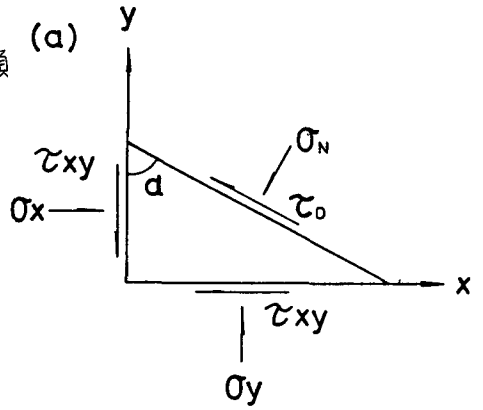


図-2 計算方法の模式図

$$\sigma_N = \sigma_x \cos^2 d + \sigma_y \sin^2 d + 2\tau_{xy} \cos d \cdot \sin d \quad \dots (1)$$

$$\tau_D = (\sigma_y - \sigma_x) \cos d \cdot \sin d + \tau_{xy} (\cos^2 d - \sin^2 d) \quad \dots (2)$$

$$\tau_R = C + \sigma_N \tan \phi \quad \dots (3)$$

$$F_s = \frac{\sum \tau_R \cdot l}{\sum \tau_D \cdot l} \quad \dots (4)$$

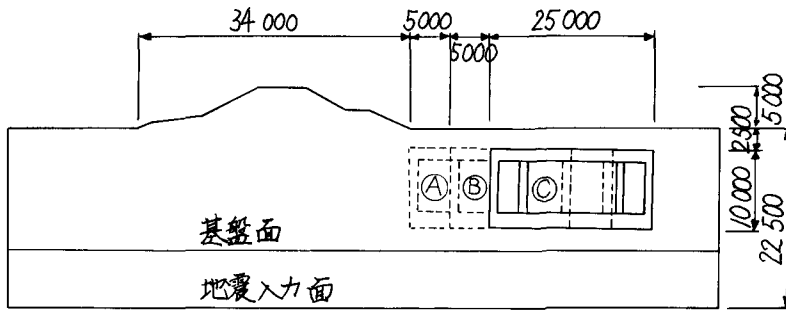


図-3 調査位置横断面図

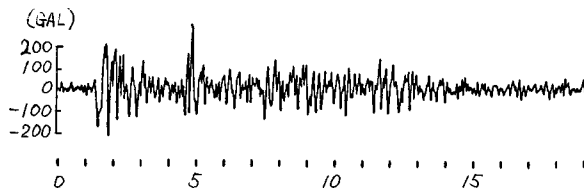


図-5 入力地震動の波形

解析に先立、で常時応力と地震時の増加応力を重ね合せを行う時刻を決定する必要がある。まず、入力地震波のピーク値の時間を調べたのが、表-2である。断面に向、て右から左へ動くとするせん断力が働いている時刻は $T=1.60$ 秒である事がわかる。これと逆向きに働いている時刻は $T=1.81$ 秒と $T=4.59$ 秒があるが、後者は単に1ピークがあるにすぎず、相対差で言えば $T=1.81$ 秒の方が短時間の変動量が大きいためこちらを採用した。

また、堤体右土肩における応答変位のピーク値を表-3に示した。これからも $T=1.60$ 、 $T=1.81$ の時刻を採用する方が適切であると言え、この時刻により応力の重ね合せを行った。

解析が入および解析結果を表-4に示す。また、この結果の断面ごとのすべり面を示したのが図-6、図-7である。これらの結果から次の事が言える。

- ① 地震時の安全率が4ケース共に1.1以上ある。
- ② トンネルありのケースにおけるトンネル側を除けば、円弧が長く24m以上となっている。これは地表面から3層目に層厚約2.5m程度の砂レキ層($N=9$)があり、これ以下に比較的軟かい砂質シルト($N=3$)等が約7m弱堆積しているからである。

- ③ トンネルが入る事によって、堤外地側では F_s が大きく、堤内地側では F_s が小さくなる、ているのが分かる。これは堤内地側においてはトンネルが押え盛土の役目を果たしていると考えられる。堤外地側については半径 R が全く同じであるが、トンネルが入ることによりせん断力が増加し、せん断抵抗力が減少したためである。

また、静的解析法であるフェレニウス法による解析結果を表-5に示す。ここでは入力加速度の関係でNo.2、

	(m)	
	深度	平均N値
砂質土(盛土)	1.15	5.0
中砂	2.10	5.5
砂礫	4.55	19.0
シルト質細砂	7.00	12.5
砂質シルト	13.20	3.0
シルト質粘土	15.15	5.4
砂礫	18.40	105.0
中砂	22.50	46.0

トンネル位置

図-4 地質状況図

表-2 最大加速度のピーク(入力波)

PEAK TIME(SEC)	PEAK VALUE(gal)
1.470	103.235
1.600	-109.904
1.810	108.508
4.590	123.678

(入力波形の100gal以上)

表-3 最大変位のピーク(応答値)

PEAK TIME(SEC)	PEAK VALUE(cm)
1.370	0.610
1.590	-0.999
1.800	0.613
2.020	-0.576
4.680	-0.606
4.920	0.621
5.140	-0.607
8.990	0.542
12.260	0.532
12.490	-0.523

(トンネルなしのケースで盛土天端変位45cm以上)

No. 5, No. 8と比較
検討して、以下の
ことがわかった。

④ トンネルなし
の堤内地側では
安全率が約0.5
フェレニウス法

の方が小さい。しかし、
堤外地側ではほとんど
差は見られない。

⑤ トンネルが入ること
により堤内地側では、
フェレニウス法および
今回のFEMを用いた解
析ともFsで0.48の
増加を示している。

3. まとめ

FEM解析で得られた応
力を基にして地震時の安定
性解析を行った結果は次の
ようにまとめられる。

① フェレニウス法に比べると、
この手法で求めたすべり面に沿
う安全率は一般に小さくなる傾
向がある。

② 堤体と構造物の相互作用が考
慮でき、結果からこの手法が
妥当と言える。

また、今後の問題点としては以下
のことが考えられる。

① 静的・動的せん断抵抗力の決
め方について検証されていない。

② 本手法においては過剰間ゲキ
水圧の問題が考慮されていない。

③ 本手法では堤体内に生じてい
るせん断応力のピーク値を用い
ており、地震時の繰り返しの
効果が考慮されていない。

〈参考文献〉

中村他 「盛土の地震時安定解析における一つの試み」 第17回 土質工学研究発表会 1982. 6.

表-4 解析結果

解析番号	断面		時刻 (SEC)	R (m)	F _s
①	トンネルなし	右	1.81	28.929	1.772
②	リ	左	1.60	24.334	1.281
③	トンネルあり	右	1.81	15.999	2.252
④	リ	左	1.60	24.334	1.109

表-5 フェレニウス法による解析結果

No	位置	常時 or 地震時	備 考	最小安全率 F _s	円弧の半径 R (m)
1	右	地震時	フェレニウス法 (Kh=0.10)	1.48	23.0
2	"	"	" (Kh=0.15)	1.21	35.2
3	"	"	" (Kh=0.20)	1.00	35.2
4	左	"	" (Kh=0.10)	1.48	23.0
5	"	"	" (Kh=0.15)	1.22	27.0
6	"	"	" (Kh=0.20)	1.15	21.0
7	右	"	" (トンネル入り) (Kh=0.10)	1.90	15.0
8	"	"	" (Kh=0.15)	1.69	15.0
9	"	"	" (Kh=0.20)	1.51	15.0

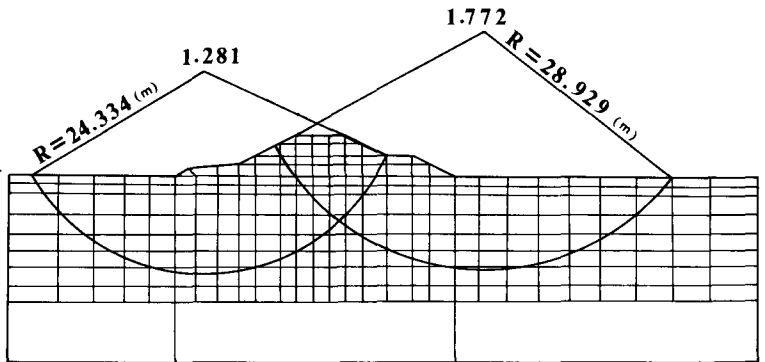


図-6 FEMを用いた円弧すべり計算結果(トンネルなし)

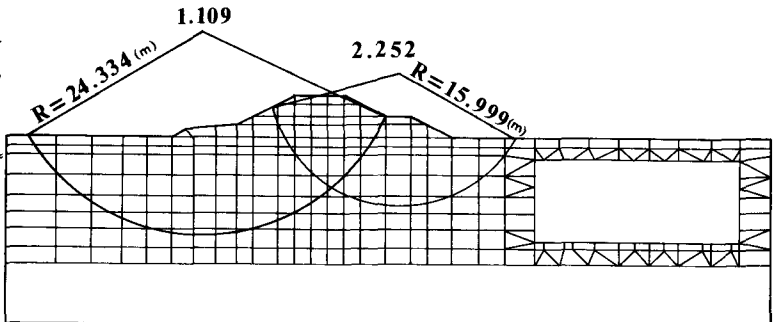


図-7 FEMを用いた円弧すべり計算結果(トンネルあり)