

河川堤防の地震時安定性評価に対する 円弧すべり計算法の適用性について

田本 修一¹・岡村 未対²・松尾 修³

¹正会員 建設省土木研究所 動土質研究室 研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市大字旭1番地)

²正会員 工博 建設省土木研究所 動土質研究室 主任研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市大字旭1番地)

³正会員 工修 建設省土木研究所 動土質研究室 室長 (〒305-0804 茨城県つくば市大字旭1番地)

河川堤防の耐震性は、地震後の堤防変形量の大きさにより評価できることが望ましい。変形量を直接予測計算する手法はいくつかあるが、実用的なレベルで確立しているとはいえない面もあるため、実務ではすべり面法が用いられている。ここでは、過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり計算法(Δu法)と、土の動的強度を用いた計算法(動的強度法)の2つの計算手法の適用性を検討することを目的に、過去の地震によって被災した堤防の20断面を対象とした安定計算を行った。その結果、堤防の沈下量と安全率Fsの関係において、Δu法ではFsを過小評価する傾向があり、Fsと沈下量との相関も低いのに対し、動的強度法ではある程度合理的な評価が可能であることが明らかとなった。

Key Words : Seismic stability analysis, Circular arc method, Embankment, Safety factor

1. はじめに

河川堤防では、円弧すべり計算法によって地震時の安定性を評価し、安定性の低い箇所には必要に応じて対策工を施工している。現在、耐震評価に用いられている過剰間隙水圧を考慮したすべり面計算法は、必ずしも合理的でないことが指摘されており、代替手法の検討が必要とされている。そこで、本研究では過去の地震において被災した堤防とその周辺の無被災の堤防を対象として、過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり計算法と盛土荷重による初期せん断力の影響を考慮した繰返し強度を用いた円弧すべり計算法で安定計算を行い、計算結果から両計算手法の耐震評価法としての適用性について検討した。

2. 計算の対象とした堤防断面

計算対象は、表1に示す日本海中部地震、釧路沖地震、北海道南西沖地震、兵庫県南部地震の4地震により被害を受

けた堤防断面、及びその近傍の無被害断面の合計20断面である。これらの断面では、堤体形状、高水敷の有無、地表面の非液状化層厚、液状化層厚、液状化層の液状化強度などはそれぞれ異なっているが、被害断面の全てにおいて噴砂等の地盤変状が見られ、堤防の沈下の主な原因が地盤の液状化であることが報告されている。

3. 計算手法

堤防の耐震性評価に用いられている現行の円弧すべり計算法は、式(1)に示すように土のせん断強度を別途算定した過剰間隙水圧比 $R_u (=F_L^{-1}, F_L$ は液状化抵抗率)に応じて低減させ、土に作用する地震による慣性力 k_0 とし自重のみを考慮した方法(以下Δu法とする)である。

計算にあたり、 F_L の算定に必要な R_{120} は、地震後に行われた地盤調査結果のN値と細粒分含有率から道路橋示方

表1 計算対象

地震	河川名	計算対象断面数	推定地表面震度(α_{max}/g)	天端沈下量(m)
日本海中部	八郎潟	3	0.17~0.18 ^{*1}	0~1.3
	岩木川	1	0.27 ^{*2}	0.5
	米代川	1	0.31 ^{*3}	0.9
釧路沖	釧路川	3	0.21~0.34 ^{*1}	0~3.0
北海道南西沖	後志利別川	6	0.23~0.33 ^{*1}	0~2.9
兵庫県南部	淀川	6	0.27~0.30 ^{*4}	0~2.7

推定地表面震度の推定方法

*1: 一次元地震応答解析 *2: 近傍の強震観測記録

*3: 日本海中部地震の強震記録に基づいて作成した距離減衰式

*4: 強震計から作成した最大加速度の分布図

書⁹⁾の方法に従って求めた。また、円弧の一端が盛土天端下を通ることという制約条件を設け、水平地盤表面以上のレベルでは盛土内にテンションクラックを設定した。以下に説明する動的強度法においても同様な条件で計算した。

盛土直下地盤では、盛土荷重により静的なせん断力が作用していること、及び側方変位が拘束されていないことから、地震により完全な液状化は生じにくいことが知られている⁹⁾。しかしながらΔu法ではFLに基づきRuを求めるため、ある一定以上の地震動が作用すると基礎直下の地盤も液状化し、強度が完全に失われると評価してしまい、安全率が極めて小さくなる。そこで、Δu法に代わる方法として、盛土荷重による初期せん断力を考慮した土の繰返し強度(動的強度)を用い、すべり土塊に地震時慣性力を作用させる円弧滑り計算法(以下、動的強度法)が提案されている²⁾。

動的強度法の安全率Fsは式(2)に示すとおりである。本研究では、土の動的強度を図1に示す初期せん断応力比 τ_s/τ_{sf} (τ_s :初期せん断応力、 τ_{sf} :静的強度)と動的強度比 $(\tau_{df}+\tau_s)/\tau_{sf}$ (τ_{df} :繰返しせん断応力振幅)の関係から決定し計算に用いた。なお、図1で、 $\tau_s=0$ のときの動的強度比はそれぞれの砂質土層の R_{120} から設定している。すべり土塊に作用させる震度は、地盤表面から1-0.03zの割合で深度方向に低減させた。ここで、z(m)は水平地盤部表面からの深さである。また初期せん断応力比は、常時の円弧滑り計算から得られた安全率の逆数である。

<Δu法>

$$F_s = \frac{\sum \{c' l + (W - u_0 b - u_b b) \cos \alpha \tan \phi'\}}{\sum W \sin \alpha} \quad \dots (1)$$

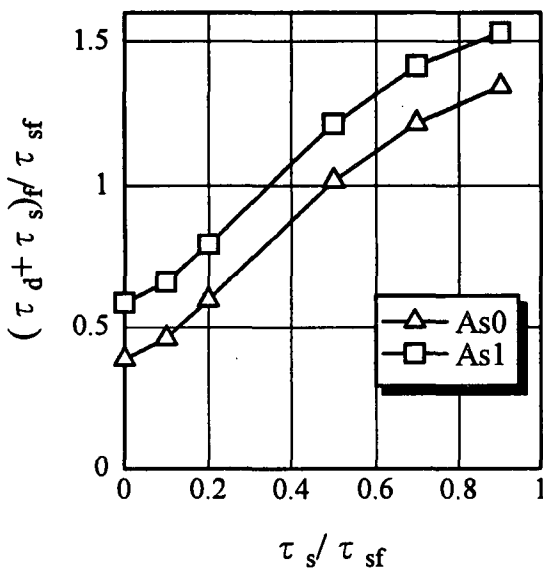


図1 動的強度と初期せん断応力比の関係

<動的強度法>

$$F_s = \frac{\sum \{c l + W \cos \alpha \tan \phi (\tau_{df} + \tau_s) / \tau_{sf}\} R}{\sum (W \sin \alpha + k_h W \cos \alpha) R} \quad \dots (2)$$

ここで、 c' , c , ϕ , ϕ' :有効応力及び全応力に関する土の粘着力、およびせん断抵抗角、 W :分割片の全重量、 l :分割片の底面の長さ、 u_0 :常時地下水によって発生する間隙水圧、 u_b :地震動によって発生する過剰間隙水圧、 b :分割片の幅、 k_h :水平震度、 z :分割片重心深度、 R :すべり円の半径、 α :すべり円弧接線が水平となす角である。

4. 計算結果

計算結果の例として、岩木川堤防断面堤外側での震度とFsの関係、及びFsがほぼ1.0となるときの円弧を図2に示す。Δu法では、FL>1.3ではRu=0(土の強度は静的排水強度に等しい)、FL<1.0ではRu=1.0(土の強度=0)となるため、震度が小さい場合と十分大きい場合にFsはほぼ一定、地盤の液状化が生じる震度付近でFsが急減する。一方、動的強度法では震度の変化に対しFsの変化は緩やかである。またΔu法の円弧形状は、抵抗モーメントが小さくなるように円弧の中心位置が低く、また滑動モーメントが大きくなるように

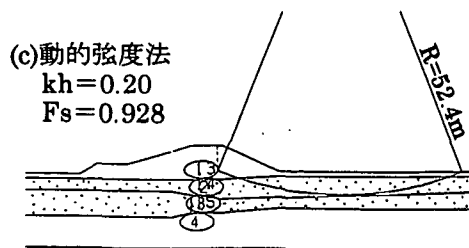
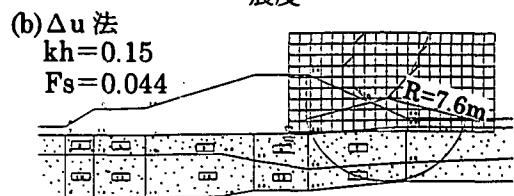
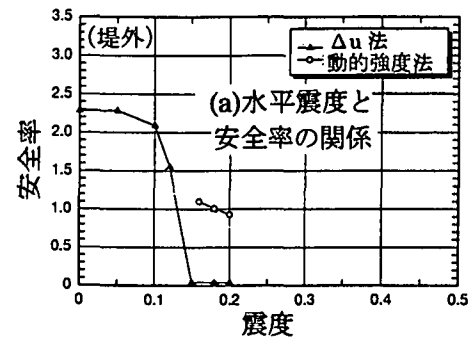


図2 円弧すべり計算結果の例
(岩木川 豊富築堤 左岸8.1km)

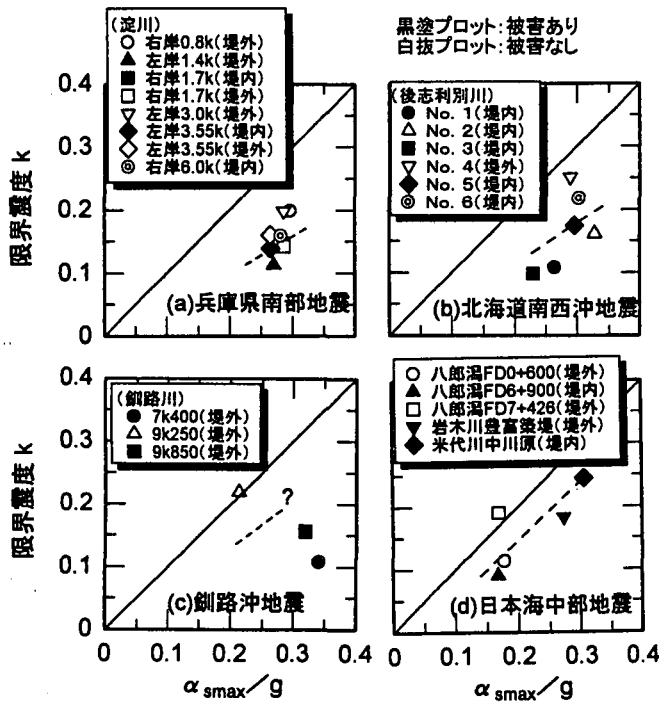


図3 推定地表面震度と限界震度の関係(動的強度法)

中心位置が盛土から離れ、曲率の大きな深い円弧となる傾向があるのに対し、動的強度法の円弧は土に水平方向の慣性力を与えることにより円弧の半径は大きく、細長いすべり土塊形状となるのが特徴である。図2(a)において、安全率が1.0となる震度を限界震度として以下の整理を行った。

図3、4は推定地表面震度と限界震度の関係を地震毎に示したものであり、各断面において実施した堤内側及び堤外側の計算結果のうち限界震度が小さい方をプロットしてある。ここで、推定地表面震度とは対象断面での地表面最大加速度 α_{smax} を重力加速度(g)で除したものである。各断面における推定地表面震度は次のようにして求めた。すなわち、後志利別川、釧路川、八郎潟堤防では、それぞれ寿都气象台、釧路川气象台及び八郎潟FD7+426での地表面強震記録を元に、距離減衰を考慮して一次元等価線形解析によって求めた。また、淀川、岩木川、米代川は周囲の複数の強震記録を補間して求めた。また限界震度は、円弧滑り計算において $F_s=1.0$ となるときに震度であり、耐震性の高い断面ほどこの値が大きくなる。動的強度法の結果を示した図3では、兵庫県南部地震(図3(a))で被害断面と無被害断面が多少混在しているが、全体的に無被害地点の限界震度は被害地点のそれよりも高くなっており、被害、無被害の断面が分かれている。一方、 Δu 法でも兵庫県南部地震(図4(a))

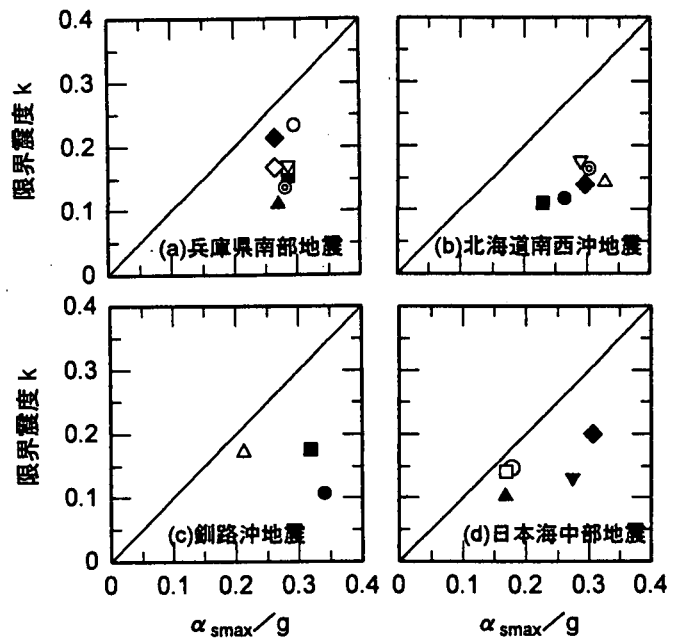


図4 推定地表面震度と限界震度の関係(Δu 法)

で被害、無被害の断面が混在しているものの、その他の地震では被害断面と無被害断面がほぼ半別されている。

図3において、被害と無被害のグループを分ける破線で示した境界線の位置は地震によって異なっている。その原因の一つには、継続時間や卓越する波の数など堤防の被害程度に影響する最大加速度以外の地震動の特性が各地震で異なることが考えられる。図5は対象断面付近で観測された加速度波形である。加速度の大きな波が多く含まれ、継続時間の長い地震ほど図3での破線の勾配が大きくなる。

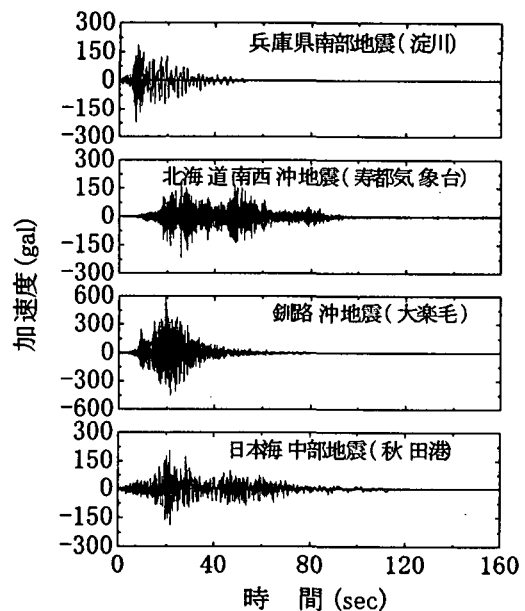


図5 地震波形

図6は、図3、図4の結果をそれぞれ重ねて示したものである。全被害事例のほぼ上限値となるように設定した設計震度と α_{max}/g との関係を図6中に破線で示す。この関係と α_{max}/g から各断面での震度を定め、動的強度法によって求めた安全率 F_s を地震で生じた沈下率(=天端沈下量/地震前盛土高さ)に対してプロットしたのが図7(a)である。また、 Δu 法について震度を α_{max}/g の0.8倍と1.0倍とし、同様の関係を求めたものを図7(b)、(c)に示す。砂質土層の液状化抵抗率(F_l)を求めて過剰間隙水圧を予測する Δu 法の趣旨からすれば1.0倍をとるべきであり、この方法が運用されている。 Δu 法で設計震度を $1.0 \times \alpha_{max}/g$ とした図7(b)では、無被害の断面でも安全率が1.0を大きく下まわるものがあり、沈下率と F_s の相関は低くなっている。また設計震度を $0.8 \times \alpha_{max}/g$ とした計算(図7(c))では、安全率が0に近い値の無被害の断面は少なくなっているが、図7(b)と同様に沈下量と F_s の相関は低い。これは、図2で述べたように、 Δu 法では限界震度以上の震度を与えると、安全率が急激に低下するためである。これに対し、動的強度法の結果(図7(a))では、安全率が低いほど沈下量が大きくなっており、比較的良好な相関が認められる。ただし■で示した釧路川左岸7k400の断面では F_s が低いにも拘らず沈下量が小さくなっている。この理由の一つとして、地表面に泥炭層が堆積していることが考えられる。今回対象とした20断面のうち地表面付近に粘土層ないしは泥炭層が存在する断面(図7(a)中の*印)では、地下水位が高く堤体本体の液状化が沈下の主因と考えられる釧路川左岸9k850以外では、沈下率は26%以下であり、地表面付近の粘性土層が、すべり面計算での評価以上に沈下を抑制する働きをしている可能性があるものと考えられる。

図7(b)において、全ての無被害断面の安全率が1.0以下となっているが、これは今回解析対象とした無被害断面が、被害断面近傍の F_s の低い断面であったためであり、さらに多くの無被害断面の解析を行えば、図7(b)の $F_s > 1.0$

の範囲に多くの点がプロットされるものと考えられる⁹⁾。

5. まとめ

合計20か所の堤防地震被害・無被害事例のすべり面法による事後解析から以下のことがわかった。

- ・ Δu 法は安全側の評価を与えるが、被害程度と安全率の相関が明瞭ではなく、無被害事例をも不安定と評価してしまいう傾向が強い。ただし、震度の大きさを低減させれば安全率と被害程度の相関はやや改善される。

- ・動的強度法は震度 $k h = 2/3 \alpha_{max}/g$ とおけば、安全率から被害・無被害の判別が可能で、かつ安全率と被害程度との相関が見られる。

<参考文献>

- 1) Koga, Y. and Matsuo, O. : Shaking table tests of embankment resting on liquefiable sandy ground, Soils and Foundations, Vol. 30, No. 4, pp. 162-174, 1990.
- 2) 古賀 泰之・松尾 修・唐沢 安秋・武藤 正人: 盛土・斜面の簡易動的安定解析法に関する実験的研究報告書(第1報)、土木研究所資料第2542号、1998. 2、
- 3) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、1996.
- 4) 松尾 修: 河川堤防における耐震設計、土と基礎、Vol. 47, No. 6, pp. 9-12, 1999. 6.

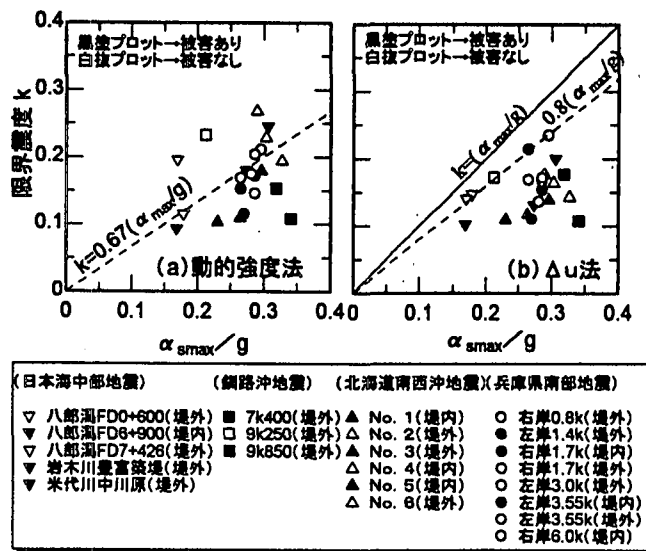


図6 地表面推定震度と限界震度の関係

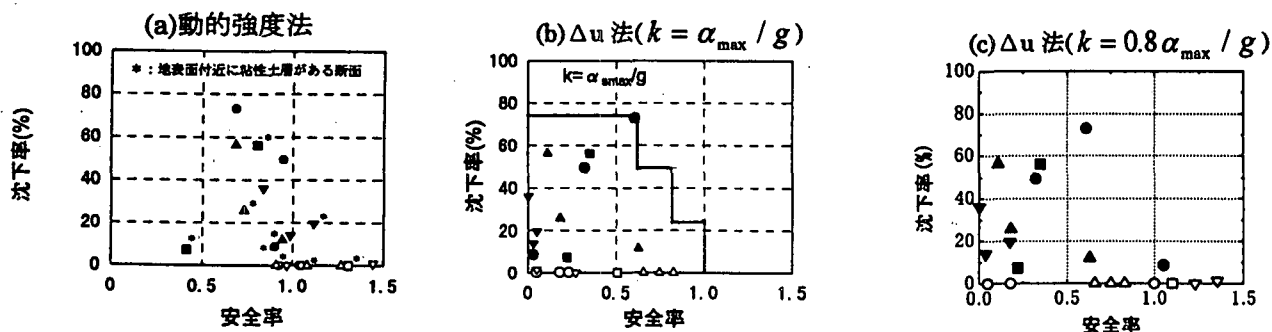


図7 安全率と沈下量の関係