

広島大学工学部  
 広島大学工学部  
 不動建設（株）（広島大学受託研究員）

正会員 佐々木 康  
 正会員 森 脇 武夫  
 正会員○大 林 淳

1. まえがき

地震による盛土の液状化被害はこれまでに多くみられている。ここでは、典型的な例のひとつである北海道南西沖地震により被災した後志利別川堤防をモデルに、基礎地盤の液状化に伴う盛土の破壊メカニズムについて考察する。

2. 破壊事例と破壊メカニズム

北海道南西沖地震は1993年7月22日に北海道に面した日本海沖で発生し、地震規模はマグニチュード  $M=7.8$ 、震源深さ34kmであった。震源から後志利別川河口までの距離は67kmで、被災した堤防延長は6580mに及ぶ。1936年から行われた河川改修では、旧河川によって堆積した沖積砂地盤上に築堤されている部分が多くあり、それらの箇所における被害が顕著であった<sup>1)</sup>。被災箇所では、復旧工事に際して開削調査が実施された。図-1に代表的な開削断面と地盤の土層断面をあわせて示す。堤体の基礎地盤は薄い砂質シルト層を介したN値10程度の緩い砂層であり、道路橋示方書の方法で液状化の判定をすると  $Fl=0.7$  であった。これを裏付けるように、法尻及び後背地では噴砂の跡がみられた。堤体の破壊状況は法肩付近から盛土底面まで達する亀裂をすべり面として天端が約2m沈下している。採取した堤体材料の室内試験結果は  $c=13\text{kPa}$ 、 $\phi=20^\circ$  であった。

このような基礎地盤の液状化に伴う盛土の破壊を次のようにモデル化した。①盛土と液状化する基礎地盤の間には非液状化層はない、または無視できる。②基礎地盤が液状化すると、盛土底面のせん断抵抗が失われ、応力の再配分が起こる。③液状化時には基礎地盤中で上向き浸透流が発生するため、それに支えられて盛土は液状化中は沈下しない。

このモデルにしたがって基礎地盤が液状化した時の盛土内部の応力再配分をFEMによって解析した。具体的な解析方法は文献2)を参照されたい。図-2は盛土底面に作用していたせん断抵抗力の74%が基礎地盤の液状化によって失われた状態の盛土内部の応力状態をMohr-Coulombの破壊基準を用いた安全率によって示したものである。破壊状態の要素が盛土中央部にあり、盛土法肩のやや下方で法面に達しており、図-1に示す破壊形状とよく整合している。また、破壊に達している要素は主働破壊となっているため、水平面と  $\alpha=45^\circ + \phi/2$  のすべり面が形成されていると考えられる。

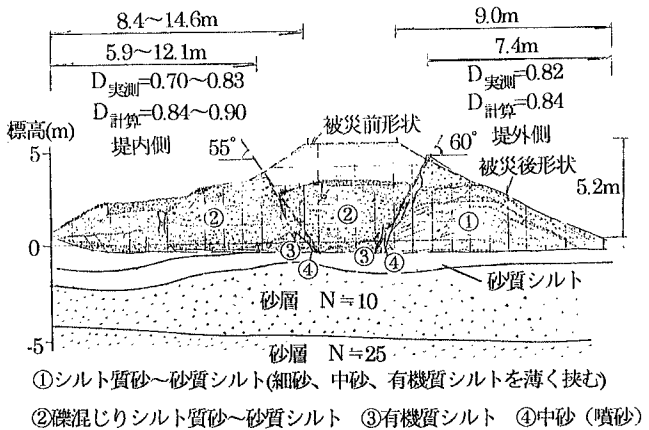


図-1 代表的開削断面と土層構成<sup>1)</sup>に加筆

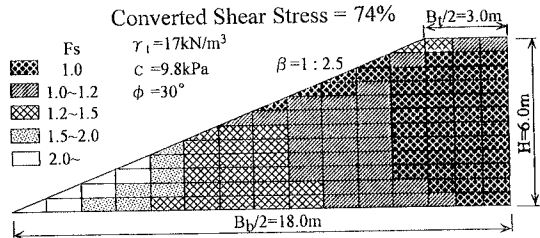


図-2 盛土要素の安全率分布

キーワード：液状化、盛土破壊、変形過程、亀裂位置

〒739 東広島市鏡山1-4-1 TEL 0824-24-7783 FAX 0824-24-7783

3. 亀裂位置の簡易な予測

上述のモデルをさらに単純化して、図-3に示す土塊の極限つり合いモデルによって亀裂位置の予測を行った。図-3よりつり合い式を展開すると以下ようになる。

$$N = W \cdot \cos \alpha + P \cdot \sin \alpha \quad (1)$$

$$T = W \cdot \sin \alpha - P \cdot \cos \alpha \quad (2)$$

$$R = N \cdot \tan \phi + \frac{c \cdot \tan \beta}{\cos \alpha (\tan \alpha + \tan \beta)} \cdot x \quad (3)$$

$$F_s = R / T \quad (4)$$

ここで、土塊に作用する主働土圧成分  $P$  は引張り亀裂の影響を受け  $W$  に比べて十分に小さいと考えられる。したがって、 $P/W = 0$  と仮定すると安全率  $F_s$  は (5), (6) 式で表せる。

$$x < H \cdot \cot \beta \quad \text{のとき} \quad F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot x \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \cdot \tan \beta} \quad (5)$$

$$H \cdot \cot \beta < x < \frac{(\tan \alpha + \tan \beta)}{\tan \alpha \cdot \tan \beta} \cdot H \quad \text{のとき}$$

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2 \cdot c \cdot \tan^2 \beta}{\gamma \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha} \cdot \frac{1}{\left\{ -\tan \alpha \cdot \tan^2 \beta \cdot x + 2 \cdot (\tan \alpha + \tan \beta) \cdot \tan \beta \cdot H - \frac{(\tan \alpha + \tan \beta)}{x} \cdot H^2 \right\}} \quad (6)$$

これを微分して最小安全率を与える  $x = x_0$  を計算し、亀裂位置  $D$  を亀裂が法面に表れている位置の法尻からの水平距離と法面の水平距離の比 (図-3参照) で表すと

$$x_0 = H \cdot \cot \beta \sqrt{\frac{\tan \alpha + \tan \beta}{\tan \alpha}} \quad (7) \quad D = \left( \frac{d}{H \cdot \cot \beta} \right)_{x=x_0} = \sqrt{\frac{\tan \alpha}{\tan \alpha + \tan \beta}} \quad (8)$$

となり、図-4に示すように盛土材料と法勾配によって亀裂位置を算定できる。この手法により計算される亀裂位置を実測と比較すると図-1中の数字となる。計算値と実測値は堤外側でよい整合を示すが、堤内側では法面形状が複雑であるため1割ほど実測位置が下方になる。Sasaki ら<sup>3)</sup>によって示された後志利別川の被災断面について比較すると図-5のようになり、実測亀裂位置が0.7~0.9の範囲に散らばるのに比べ、計算はあまりばらついていない。この傾向についてはさらに検討が必要であるが、実際には盛土と液状化層の間に非液状化層が存在することや、法面に小段を有する場合があることなどが考えられる。

4. おわりに

本検討は基礎地盤の液状化中に起こる盛土の破壊について検討したものである。基礎地盤の液状化後に起こる強度低下や排水による変形はこれに引き続いておこる事象と考えている。今後、亀裂位置に及ぼす盛土強度や形状などの影響を調べる予定である。

参考文献1)M.Kaneko et al. : River dike failure in Japan by earthquakes in 1993, Proc. 3<sup>rd</sup> International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 1995 2)Y.Sasaki et al. : Deformation process of an embankment resting on a liquefiable soil layer, Proc. of IS-Nagoya, 1997 3)Y.Sasaki et al. : Settlement of embankment above a liquefiable ground which is covered by non-liquefiable surface layer, Proc. of 6<sup>th</sup> Japan-US Workshop, 1996

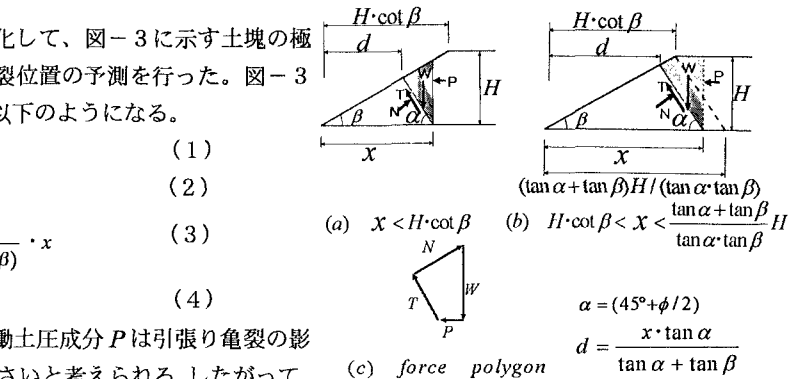


図-4 法勾配と亀裂位置の関係 図-5 亀裂位置の実測と計算の比較

