

(III-107) ひずみ軟化特性を持つ土からなる斜面の地震時安定性の評価

群馬大学 学 〇高藤 啓
群馬大学 正 若井 明彦
群馬大学 正 鵜飼 恵三

1. はじめに

通常、斜面の地震時安定性を評価する際に土のひずみ軟化特性は考慮されない。本研究では土のひずみ軟化特性を考慮した安定解析を試みる。

2. 構成モデルの概要

本研究では、Mohr-Coulomb 式に基づく通常の弾完全塑性モデルの各材料定数を、累積塑性せん断ひずみの関数とする事でひずみ軟化現象を表現した。以下にその定式化を示す。

$$f = \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} - \alpha(\sigma_x + \sigma_y) - \beta \quad (1)$$

$$\alpha = \alpha_0 + \frac{\alpha_f - \alpha_0}{A + \gamma^p} \gamma^p, \quad \beta = \beta_0 + \frac{\beta_f - \beta_0}{B + \gamma^p} \gamma^p \quad (2)$$

$$\alpha_0 = \sin \phi, \quad \beta_0 = 2c \cos \phi \quad (3)$$

$$\alpha_f = \sin \phi_r, \quad \beta_f = 2c_r \cos \phi_r \quad (4)$$

c_r, ϕ_r はそれぞれ残留状態の c, ϕ を表す。 A, B は軟化のしやすさを表す定数である。式(2)中の γ^p は最大塑性せん断ひずみの累積値である。

また、ダイレタンシー角についても同様の関数とし、ピーク強度以降、残留強度に至る過程で体積膨張が徐々に消失していく現象を表現した。さらにピーク強度を越えた後、せん断帯が発達し、その内部にひずみが集中する現象を評価しうるようなモデル化も合わせて行なった。なお、その定式化については、田中(1996)を参照されたい。

3. 斜面の解析と材料定数

ひずみ軟化特性を有する均質な斜面の解析を行う。解析に用いたメッシュ分割図を Fig.1 に、材料定数を Table.1 に示す。

動的解析の基盤入力加速度は水平方向の正弦波（片振幅 2.0m/sec²、周期 0.75 秒）を 10 波とした。なお、

Table.1 単純斜面の解析に用いた材料定数（基本ケース）

ヤング率	E	40000kPa
ポアソン比	ν	0.4
粘着力（ピーク）	c	10kPa
内部摩擦角（ピーク）	ϕ	15°
ダイレタンシー角（ピーク）	ψ	10°
粘着力（残留）	c_r	6kPa
内部摩擦角（残留）	ϕ_r	9°
（軟化に関する定数）	A	0.3
（軟化に関する定数）	B	0.3
（軟化に関する定数）	C	0.3
単位体積重量	γ	16kN/m ³
せん断帯幅	d	10mm

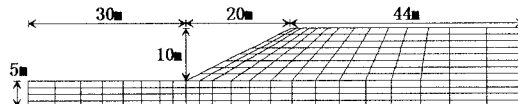


Fig.1 斜面解析に用いたFEメッシュ図

以降の議論で加速度、変位の正方向は Fig.1 の右方向とする。Rayleigh 減衰は $\alpha=0, \beta=0.02$ を用いた。

4. 解析結果と考察

(a) 基本ケース

Table.1 に示した材料定数による解析（基本ケース）を行った。法尻、法肩の水平応答加速度の時刻歴を Fig.2 に、法肩の水平、法尻の鉛直応答変位を Fig.3 に示す。Fig.3 の凡例中の数字は、地震前の初期変位（静的計算が完了した段階）を表す。

Fig.2 より法肩で大きく加速度が増幅されている事が分かる。また、法肩、法尻とも一側の加速度が+側 に比べてより増幅されている。これは+側、すなわち斜面を滑らせる方向に慣性力が作用した瞬間、塑性化が生じそれ以上の慣性力が作用しない事によると考えられる。Fig.3 の応答変位を見ると法肩で沈下、法尻で隆起が生じており、いずれも徐々に水平左方へ変位している。

キーワード：ひずみ軟化、斜面、地震時、動的、弾塑性、有限要素法

連絡先：〒376-0052 群馬県桐生市天神町 1-5-1 群馬大学工学部建設工学科地盤研 Tel&Fax 0277-30-1624

(b) 弾完全塑性モデルの場合

ひずみ軟化を考慮しない場合の解析を基本ケースと同様の強度定数, 入力加速度波形を用いて行う。

その結果は, 法尻及び法肩の応答加速度に関しては基本ケースとほとんど変わらない波形が得られたのに対して残留変位では基本ケースに対して 10~20%程度小さい結果となった。これは, ピーク強度に達した後のひずみ軟化挙動が斜面の地震時変形量を増大させる方向に働く事を意味している。

さらに静的な安全率をせん断強度低減法により基本ケース及び弾完全塑性モデルについて求めた。結果は, 基本ケースで 1.226, 弾完全塑性モデルで 1.228 となり, 上記結果を合わせて考慮するとひずみ軟化特性の影響は地震時変形特性に大きく作用する事が分かる。

(c) せん断帯の幅を操作した一連のケース

せん断帯の幅 d が 10mm (基本ケース), 50mm の 2 通りに対して解析を行う。解析結果における応答変位の時刻歴を法肩の水平, 法尻の鉛直方向に着目して Fig.4 に示す。また比較のため, せん断帯の幅を考慮しない従来の解析を同様にを行い, 図中に " $d=\text{non}$ " として結果を示す。

各図とも着目した 4 ケースの大小関係は一致しており, 弾完全塑性モデルが最も変位が小さく, 次いで $d=\text{non}$, $d=50\text{mm}$, 最も変位が大きいのが $d=10\text{mm}$ のケースである。ひずみ軟化の影響が小さい時刻歴の前半部分では, 全てのケースでほぼ一致している。また, $d=\text{non}$, $d=50\text{mm}$ の差異はほとんど無い事を考慮すると, せん断帯幅と要素サイズが近くなるとせん断帯は結果に影響しなくなる事が分かる。逆に, せん断帯をさらに細く仮定するとによりさらに大きい変位を示す事が予想されるが, 現在使っているプログラムではせん断帯を細くすると計算の収束性が極端に悪くなるため, $d=1\text{mm}$ 程度でも安定した計算ができるようにプログラムを改良する事が今後の課題である。

5. まとめ

本研究で得られた知見は以下の通りである。

- (1) 土のひずみ軟化特性は進行性破壊の影響が顕著になる地震時変形挙動に大きく影響する。
- (2) 本解析ではせん断帯の幅を小さくするほど地震後の残留変形は増大する結果となった。

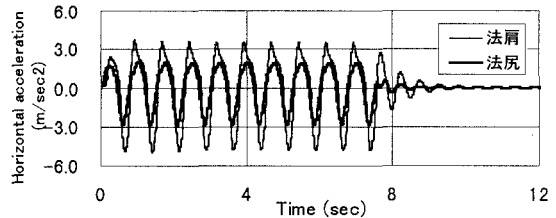
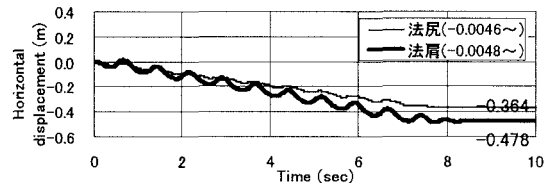
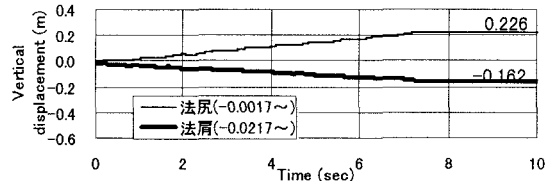


Fig.2 法尻及び法肩の水平応答加速度(基本ケース)

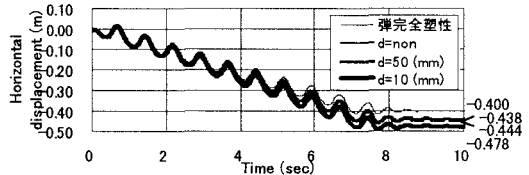


(a) 水平応答変位

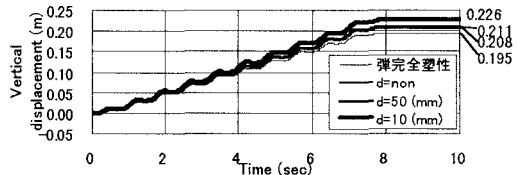


(b) 鉛直応答変位

Fig.3 法尻及び法尻における応答変位(基本ケース)



(a) 水平応答変位(法肩)



(b) 鉛直応答変位(法尻)

Fig.4 法尻, 法尻における応答変位
(せん断帯を操作した一連のケース)

参考文献

- 田中忠次(1996): 2-4 ひずみ軟化構成関係とダイレイタンスー特性, 地盤の三次元弾塑性有限要素解析 (共著), 丸善, pp.81-86.
- 鶴飼恵三・井田寿朗・若井明彦(1996): 地震時の斜面の安定性に及ぼす 3 次元効果, 土木学会論文集, No.554, III-37, pp.119-128.