

III-A210 簡易なひずみ軟化モデルに基づく斜面の地震時安定性の評価

群馬大学 正 ○若井 明彦
 群馬大学 正 輪銅 恵三
 群馬大学 学 高藤 啓

1. はじめに

過圧密粘土や密な砂はせん断時にピーク強度に達した後ひずみ軟化挙動を示すことがある。このような場合、通常のピーク強度から斜面の地震時安定性を評価すると、実際の状況を過度に安全側に見積もる可能性があり危険である。本研究では簡易な土のひずみ軟化モデルを用いた動的解析により、ひずみ軟化特性を有する土から成る斜面の地震時安定性の評価を試みる。

2. 簡易なひずみ軟化モデル

本研究では、Mohr-Coulomb 式に基づく弾完全塑性モデルの各定数を塑性せん断ひずみの関数とすることでひずみ軟化を表現した。降伏関数 f を次式で与える。

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

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

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

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

c, 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。一方、ダイレタンシー角 ψ についても同様の関数（軟化のしやすさを C で規定）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。

また軟化後のせん断帯の幅を考慮するための簡易なモデル化もあわせて行った。詳細は文献（若井ら(1999)）を参照されたい。

3. 解析条件

ひずみ軟化特性を有する斜面の解析を行う。メッシュ分割図を Fig.1, 材料定数を Table.1 に示す。入力加速度は水平正弦波（片振幅 2.0m/sec², 周期 0.75 秒）を 10 波とした。Rayleigh 減衰は $\alpha=0, \beta=0.02$ を用いた。

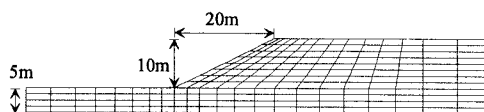


Fig.1 解析に用いたメッシュ（単純斜面の例）。

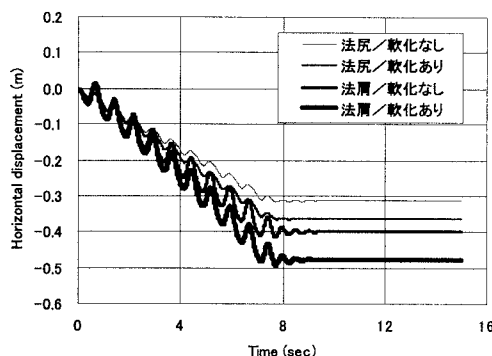


Fig.2 法肩および法尻の水平応答変位の時刻歴（ひずみ軟化を考慮することによる結果の相違）。

Table.1 解析に用いた材料定数（基本ケース）。

ヤング率	E	40000 kPa
ポアソン比	ν	0.4
粘着力（ピーク）	c	10 kPa
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	6 kPa
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	16 kN/m ³
せん断帯幅	d	10 mm

キーワード： 斜面，ひずみ軟化，地震時，残留変位，弾塑性，有限要素法。

連絡先： 若井明彦，群馬大学工学部建設工学科（〒376-8515 桐生市天神町 1-5-1, Tel&Fax 0277-30-1624）

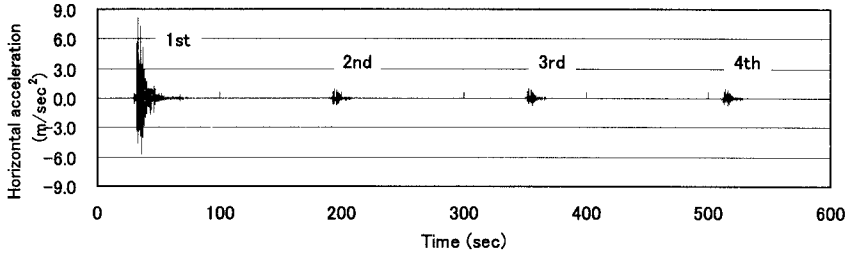


Fig.3 入力地震波形（本震+余震+余震+余震）。

4. 解析結果と考察

(a) ひずみ軟化の有無による結果の相違

Table.1 の各定数に基づく解析を行った。法肩および法尻の水平変位の時刻歴を Fig.2 に示す。比較のため、残留強度をピーク強度と等しい値に変えたケース（弾完全塑性体）の解析結果も一緒に示した。本稿中の図で、加速度および変位の正方向は Fig.1 の右方向とした。

Fig.2 から分かるように、法肩の点は地震中徐々に水平左方へ変位している。また弾完全塑性体を仮定したケースと比較して、ひずみ軟化を考慮したケースの方が大きめの残留変位を与えることが確認された。これは地震中の塑性ひずみ発生に伴い、せん断強度が残留状態へ移行するためである。以上より、斜面の地震時安定性の評価には、ひずみ軟化特性を適切に考慮することが望ましいといえる。

(b) 複数回の地震入力（余震）を想定した解析

本震（最大 818gal）に続いて余震（振幅が本震の 1/8）が 3 回発生する場合を考える。材料定数が Table.1 の場合、Table.1 で $A=B=0.2$ とした場合、前項で用いた弾完全塑性体の場合、の 3 通りを行った。入力地震波形を Fig.3 に、また Table.1 の定数を用いた場合について、法肩の水平変位の時刻歴を Fig.4 に示す。残留変位の大部分は本震で生じており、その後の余震時には比較的小さな変位が生じていることが分かる。

次に上述の 3 ケースについて、各余震毎の法肩の残留水平変位を Fig.5 に示す。弾完全塑性体のケースに比べて、ひずみ軟化を仮定したケースでは余震時に大きな変位を与える。また余震の繰返し入力とともに、発生する変位量も徐々に増大していくことがわかる。なお残留状態へ至る早さがさらに急激な (A, B が小さい) 場合には、余震時にさらに大きな変位の発生が予想される。このように、載荷履歴のある系にひずみ軟化土が存在する場合には、十分な注意が必要である。

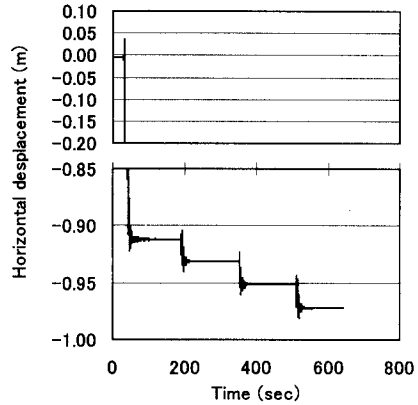


Fig.4 法肩の水平応答変位の時刻歴。

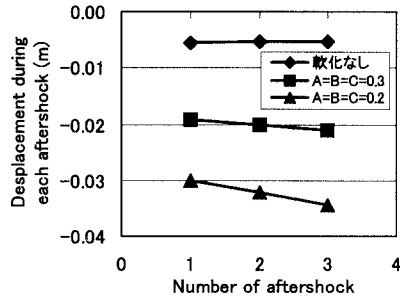


Fig.5 各余震毎の法肩の残留水平変位量。

5. まとめ

土のひずみ軟化特性を考慮すると、地震後の斜面の残留変位量はピーク強度による解析に比べて大きめに計算される。このため斜面を構成する土のひずみ軟化特性を予め把握しておくことが望ましい。

参考文献

若井明彦・鶴飼恵三（1999）：簡易なひずみ軟化モデルを用いた斜面の動的応答解析，地震時の斜面の不安定化メカニズムと設計法に関するシンポジウム発表論文集（印刷中）。