

(株) 熊谷組

岡井 春樹

(株) 熊谷組

正会員 金倉 隆志

1. はじめに

近年、経済性、施工性から自然斜面や切土のり面の補強を目的として曲げ剛性の小さい鉄筋を補強材とする地山補強土工法の採用が増えてきている。設計基準¹⁾には、極限つり合い法による円弧すべり設計法が示されている。一方、変形（ひずみ）量や応力状態（局所安全率）によって切土斜面の安定性を評価する方法として、FEM解析が多用されている。

本報告では、FEM解析の結果から応力的に地山のすべり安全率を求め、安定性を評価した。

2. 検討断面

当工事は、既設の1:1.5に切土された斜面を建築建屋を構築するため、1:0.2勾配で高さ15mの掘削を行うための仮設のり面である。地質概要は上部に風化泥岩（wZm）、下部に既設の法面に平行するように傾斜した泥岩（Zm）で構成されている。（図-1）また、風化泥岩層は部分的に固結砂層を挟在し、全体に亀裂が発達している風化帯であり、掘削による地山の緩みが懸念されたことや掘削土量の削減を目的に、図-2に示すような地山補強土を計画した。

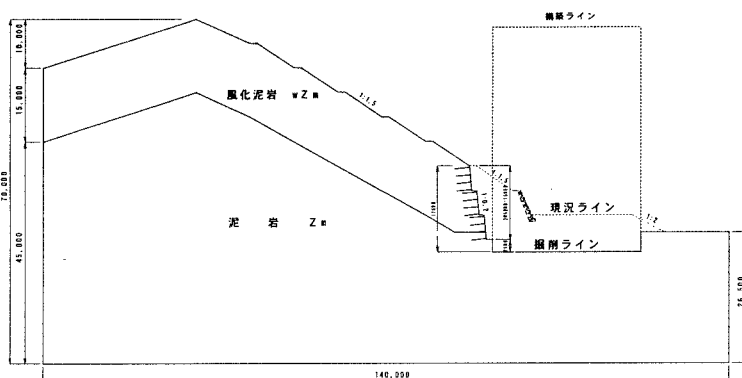


図-1 地質概要とモデル図

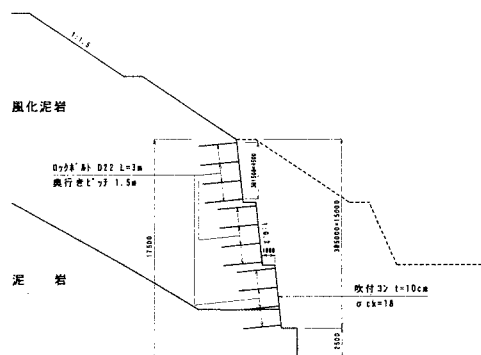


図-2 地山補強土工
表-1 物性値一覧表

		風化泥岩	泥 岩
変形係数	E	76146	98481
単位体積重量	γ	18.2	19.3
ポアソン比	ν	0.30	0.30
粘着力	C	40	5498
内部摩擦角	ϕ	20	10

補強鉄筋(D22): 1.5mピッチ
 変形係数: $E=2.1 \times 10^8$ (kN/m²)
 断面積: $A=3.87 \times 10^{-4}$ (m²/本)
 吹付けコンクリート(t=10cm)
 変形係数: $E=2.0 \times 10^7$ (kN/m²)
 断面積: $A=0.1$ (m²)
 断面2次モーメント: $I=8.33 \times 10^{-5}$ (m⁴)
 ポアソン比: 0.16

3. 検討方法

地山の安定性を評価するため、①極限つり合い法によるすべり安全率②2次元線形弾性FEM解析による局所安全率（モール・クーロンの破壊基準等）③FEM解析結果によるすべり安全率を求めた。

4. 検討結果

①の極限つり合い法は、【式1】によってすべり安全率が定義される。図-3、4に示すように、すべり最小安全率は $F_s=1.10$ （無補強時）、 $F_s=1.27$ （地山補強時）であった。 N_i : 分割片の重力による法線力（ $=W_i \cos \beta$ ）
 T_i : 分割片の重力による接線力（ $=W_i \sin \beta$ ）
 ℓ_i : 分割片のすべり線の長さ
 P_r : 補強材の抑止力
 C_i : 粘着力、 ϕ_i : 内部摩擦角

$$F_s = \frac{\sum_i (C_i \ell_i + N_i \tan \phi_i) + P_r}{\sum_i T_i} \quad \text{【式1】}$$

キーワード 地山補強土工 極限つり合い法 FEM解析 全体すべり安全率

連絡先 東京都新宿区津久戸町2-1 (株) 熊谷組土木本部土木設計部 電話03-3235-8622 FAX03-3266-8525

②のFEM解析による局所安全率については、【式2】より図-6、7に示すような結果となった。無補強時ではのり面の表面にみられ、地山補強時には補強材の拘束効果により分布箇所が小さくなっているのがわかる。

$$F_s = \frac{h}{r} = \frac{2c \cos \phi_i + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi_i}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad \text{【式2】}$$

σ_1, σ_3 : 最大主応力、最小主応力

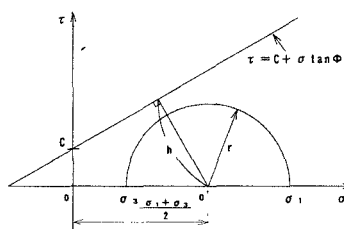


図-5 モール・クーロンの破壊条件

しかし、①と②の方法では安全率の定義が異なるため、③として、FEM解析結果による地盤の応力状態から、すべり線に沿った直応力 σ_n とせん断応力 τ_{si} を求め、【式3】によりすべり安全率を求めた。

$$F_s = \frac{\sum_i (C_i + \sigma_n \tan \phi_i) \cdot \ell_i}{\sum_i \tau_{si} \cdot \ell_i} \quad \text{【式3】}$$

σ_n : 要素iのすべり線に垂直な方向の応力
 ℓ_i : 要素iを横切るすべり線の長さ
 τ_{si} : すべり線に沿ったせん断応力
 C_i : 粘着力、 ϕ_i : 内部摩擦角

図-6、7に示すように、FEM解析の地盤内応力による全体すべり安全率を算出した結果は、 $F_s=1.25$ （無補強時）、 $F_s=1.50$ （地山補強時）となった。

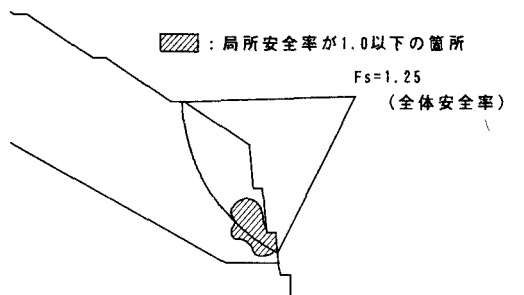


図-6 無補強時FEM解析結果図
（全体、局所安全率）

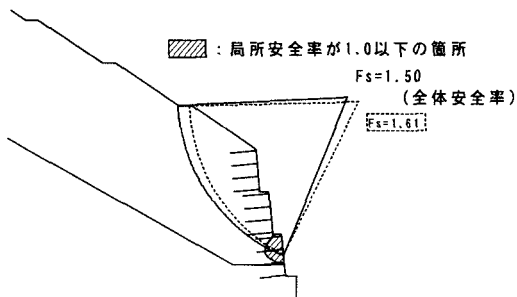


図-7 地山補強時FEM解析結果図
（全体、局所安全率）

5. おわりに

今回の検討において、極限つり合い法の安全率とFEM解析結果の応力状態を考慮した全体すべり安全率は同じような定義で地山の安定性を評価することができ、設計を行う上で有効であると考えられる。

計算されたすべり安全率は、FEM解析による全体安全率が極限つり合い法による安全率の約1.2倍程度であった。

今後、施工による計測結果を用いて、解析モデルの検討を行っていくとともに、施工管理方法（管理基準値）や潜在すべり線の探索方法についても検討していく予定である。

【参考文献】

- 1) 日本道路公団：切土補強土工法設計・施工要領，1998.10 等
- 2) 地盤工学会：地山補強土工法に関するシンポジウム発表論文集，1996.3