

の時点において、Fig.4に示すような変形メッシュ図を得た。これより、ジオテキスタイルの強度の増大ならびに敷設間隔の減少による盛土の変形抑制効果が十分に確認できる。考察の詳細は別報¹⁾に譲る。

4. 斜面の安定解析

無補強盛土S0における崩壊直前水位に対して、それぞれ補強盛土の安全率を算出するために、一面せん断試験により求めた強度定数 c' 、 ϕ' を用いた修正Fellenius法による斜面の安定計算を行った。補強材力の評価方法としては、すべり土塊内に作用する摩擦抵抗の和と外側に作用する摩擦抵抗の和をそれぞれ土被り圧より算出し、両者の最小値を求める。次に、破断あるいは引き抜きの判断を行うために、この摩擦抵抗力の最小値を補強材の引張り強度と比較し、その最小値をすべりに対する抵抗力に付加する。ここで、崩壊実験により盛土天端にクラックが発生したことを考慮し、このクラックが最上段の補強材に達したものと仮定して計算を行った。なお、無補強盛土に関しても、S3シリーズと同一深さのクラックが発生したものと仮定している。土とジオテキスタイルとの摩擦特性に関して、Fig.3より得られた土とジオテキスタイルとの摩擦角 42° を安定解析に適用すると、ある程度の上載圧を超えた時点よりジオテキスタイルと土との間で発揮されるせん断応力が土の破壊強度を超越することになり不合理が生じることになる。また、現段階において、ジオテキスタイルGの摩擦特性を明らかにしていないことから、今回の安定解析においては、ジオテキスタイル表面での摩擦角を土の内部摩擦角 $\phi'=33^\circ$ と一致させ、すなわち考えられる最大の引き抜き抵抗力が発揮されると仮定して計算を行った。安定解析により得られた臨界円、ならびに最小安全率をFig.5, 6に示す。これより、補強材の引張り強度が弱く、敷設間隔が大きなS3Gにおいては、無補強盛土における臨界円と一致しているのが分る。S3Gは無補強盛土のような壊滅的な崩壊には至らなかったが、両者の最小安全率を比較すると少なくともジオテキスタイルが安定性に貢献していることが分る。また、同様の変形挙動を示したS3F, S6Gに関しては、計算で仮定されるクラックの深さが異なるため、両者の臨界円は必ずしも一致したものとはならないが、最小安全率を比較すると、これらの盛土の安定性が同程度であることが推察される。S6Fにおいては、盛土天端にクラックが発生しなかったことを考慮し、計算を行った結果、最小安全率は他の実験ケースより比較的大きなものとなった。このように、剛塑性理論に基づく安定解析においても、盛土天端の変状を計算過程に反映させることで、算出された安全率が補強盛土の変形量のある程度適切に評価できるものと考えられる。しかしながら、安全率の絶対値で盛土の安定性を評価するためには、計算過程におけるクラックの深さ、ならびに土中での補強材の引張り強度、補強材の敷設面で発揮されるせん断応力を的確に考慮する必要があるといえよう。

<参考文献>1)小林ら：浸透流を受ける補強盛土の崩壊機構について、応用力学論文集Vol.13, 2000, pp405-414

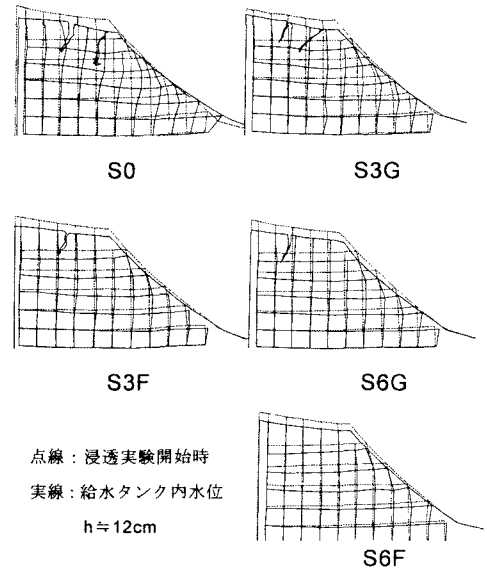


Fig. 4 各盛土の変形メッシュ図

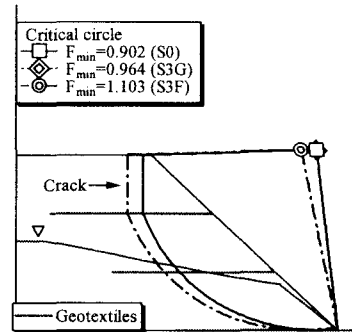


Fig. 5 最小安全率と臨界円 (S3G, S3F)

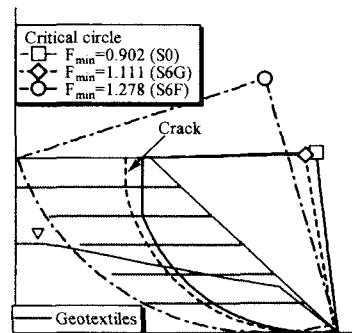


Fig. 6 最小安全率と臨界円 (S6G, S6F)