ジオグリッド補強土の拘束効果を導入した 破壊規準とその妥当性の検討

河村 隆¹・梅崎健夫²

ジオグリッド補強土(ジオグリッド補強土構造物においてすべり面とジオグリッドが交差する付近の微小部分)の強度の評価式に基づいて、拘束効果を導入した破壊規準を提案している。本文では、破壊時におけるジオグリッドの引張力の深さ方向分布をランキン主働土圧分布と等しいとして破壊規準を修正し新たに提案する。既往の研究におけるジオグリッド補強土壁の実物大崩壊実験において実測された壁背面土圧と新しく提案した破壊規準に基づいて算定される破壊時の水平土圧の比較を行う。その結果、拘束効果の度合を表す拘束効果パラメータ $\beta=0.2\sim0.5$ のときに実測値と計算値がほぼ等しくなる。この値はジオグリッド補強土を模擬した室内せん断試験の結果ともほぼ一致する。このことより提案した補強土の破壊規準の妥当性が示唆される。

キーワード：ジオグリッド、補強土壁、補強効果、破壊規準、モールの応力円

1. はじめに

ジオグリッド補強土構造物における補強効果には引張補強効果だけでなくそれ以外の効果も存在しているとの指摘がある¹⁾。ジオグリッド補強土構造物のより合理的な設計法の確立には、これらの補強効果を十分に評価することが必要である。本文では、図-1(a)に示すようにジオグリッド補強土構造物においてすべり面とジオグリッドが交差する付近の微小部分を補強土と定義する。Ochiai et al²⁾は、図-1(a)に示すような補強土を模擬した室内せん断試験を実施し、その結果から引張補強効果以外の効果として拘束効果の存在を明らかにしている。これに基づいて Ochiai et al³⁾および河村ら⁴⁾は、拘束効果を導入した補強土のせん断強度の評価式を提案している。また、Kawamura et al⁵⁾は評価式の拘束効果パラメータの影響要因を室内せん断試験の結果に基づいて明らかにしている。さらに、河村ら⁴⁾はこの評価式に基づいてジオグリッド補強土の破壊規準を提案し、補強土の破壊時

のモールの応力円を定式化している⁴⁾。そして、破壊時のモールの応力円に基づいて局所安全係数を導入し、補強材の敷設間隔を決定する手法も提案している⁴⁾。

本文では、まず、ジオグリッド補強土壁の破壊時におけるジオグリッドの引張力の深さ方向分布をランキン主働土圧分布と等しいとして破壊規準を修正し新たに提案する。そして、この破壊規準に基づいて算定される補強土の破壊時の水平土圧とジオグリッド補強土壁の実物大崩壊実験における崩壊直前の壁背面土圧を比較することにより、新しく提案した破壊規準の妥当性を示す。なお、本文中で用いられているパラメータはすべて有効応力表示である。

2. ジョグリッド補強土の破壊規準の新たな提案

ジオグリッド補強土のせん断強度 s_R ($=\tau_{Rf}$: 破壊時のせん断応力) を引張補強効果と拘束効果の和として図-2に示すように評価することを提案している⁴⁾。補強土の室内せん断試験では、設定したすべり面上の垂直応力 σ_n における破壊点は点 A (σ_n, s_R) として測定される^{3),5)}。ここで拘束効果のためにすべり面上の垂直応力が $\beta \cdot \sigma_n$ だけ増加したと仮定すると、破壊点は点 B ($((1+\beta)\sigma_n, s_R)$) として評価される⁴⁾。この場合、補強土のせん断強度線は図-2 中の実線で示され、その切片は $c+c_T$ 、その傾きは $\tan\phi$ である。ただし、 c は土の粘着力、 ϕ は土の内部摩擦角である。したがって、補強土のせん断強度は次式で表される³⁾⁻⁵⁾。

図-1 補強土の引張補強効果

¹正会員、信州大学工学部 社会開発工学科、助手 (〒380-8553 長野市若里4-17-1)

²正会員、信州大学工学部 社会開発工学科、助教授 (同上)

図-2 補強土のせん断強度⁴⁾

$$s_R = \tau_{Rf} = c + c_T + (1 + \beta) \cdot \sigma_n \cdot \tan \phi \quad (1a)$$

$$= c + c_T + \sigma_n \cdot \tan \phi + \beta \cdot \sigma_n \cdot \tan \phi \quad (1b)$$

ここで、 β は拘束効果パラメータであり、式(1b)中の第4項が拘束効果を表しており、 σ_n が $\beta \cdot \sigma_n$ だけ増加することを意味している。拘束効果は土の内部摩擦角 ϕ とジオグリッドの目合いの大きさおよび形状の影響を受け、補強土の室内せん断試験では $\beta=0.2 \sim 0.4$ であることが示されている⁹⁾。また、 c_T は引張補強効果を表しており、Jewell & Wroth⁶⁾によればジオグリッドの引張力 T に起因するせん断強度の増加分として、図-1(b)に示すように次式で表される。

$$c_T = \frac{T}{A} (\sin \theta \cdot \tan \phi + \cos \theta) \quad (2)$$

ここで、 A ：すべり面の面積、 θ ：すべり面とジオグリッドのなす角度である。

さらに、ジオグリッド補強土構造物における壁面天端から深さ z における補強土の破壊規準とモールの応力円は図-3のように表すことができる⁴⁾。ただし、提案した破壊規準には補強土構造物における壁面工の効果は考慮されていない。図-3は以下のように説明される。深さ z における無補強土（補強されていない土構造物）におけるすべり面付近の微小部分）における破壊時のすべり

面上の垂直応力を $\sigma_{nf}(z)$ とすると、破壊点は点 X ($\sigma_{nf}(z)$, $\tau_f(z)$)である。ここでモール・クーロンの破壊規準に基づけば、すべり面の角度は $\theta=45^\circ + \phi/2$ であり、さらに幾何学的条件により XM_0 がモール円の半径となり鉛直応力 $\sigma_{vf}(z)$ および水平応力 $\sigma_{hf}(z)$ が求まる。すなわち、このときのモールの応力円は図-3中の破線の円弧で表される。この場合 $\sigma_{nf}(z)$ は、 $\sigma_{vf}(z)$ と $\sigma_{hf}(z)$ を用いれば次式のように表される⁴⁾。

$$\sigma_{nf}(z) = \frac{(\sigma_{vf}(z) + \sigma_{hf}(z)) - (\sigma_{vf}(z) - \sigma_{hf}(z)) \sin \phi}{2} \quad (3)$$

ここで、 $\sigma_{vf}(z) = \gamma \cdot z$ 、 $\sigma_{hf}(z) = K_A \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_A}$ と表される。ただし、 γ ：土の単位体積重量、 K_A ：ランキン主働土圧係数である。

一方、 $\sigma_{nf}(z)$ に対応する補強土の見かけ上の破壊点は、図-2で説明したように点 Y ($\sigma_{nf}(z)$, $\tau_{Rf}(z)$)である。ここで拘束効果を考慮することにより、すべり面上の垂直応力は $\beta \cdot \sigma_{nf}(z)$ だけ増加して $(1 + \beta)\sigma_{nf}(z)$ となるため、破壊点 Y は点 Y' ($(1 + \beta)\sigma_{nf}(z)$, $\tau_{Rf}(z)$)で評価できる。このとき補強土のすべり面の角度も無補強土と同じく $\theta=45^\circ + \phi/2$ であるので（図-2参照）、補強土のすべり面付近の破壊時の鉛直応力は $\sigma_{vRf}(z)$ 、水平応力は $\sigma_{hRf}(z)$ として評価できる。すなわち、補強土の破壊時のモールの応力円は図-3中の実線の円弧のように表される。この場合、 $\sigma_{vRf}(z)$ および $\sigma_{hRf}(z)$ は幾何学的条件より次式で表される⁴⁾。

$$\sigma_{vRf}(z) = (1 + \beta)\sigma_{nf}(z) + \tau_{Rf}(z) \cdot \tan \phi + r_{Rf}(z) \quad (4a)$$

$$= f_1(\beta, c_T, \gamma, z, c, \phi) \quad (4b)$$

$$\sigma_{hRf}(z) = (1 + \beta)\sigma_{nf}(z) + \tau_{Rf}(z) \cdot \tan \phi - r_{Rf}(z) \quad (5a)$$

$$= f_2(\beta, c_T, \gamma, z, c, \phi) \quad (5b)$$

ここで、 $r_{Rf}(z) = \tau_{Rf}(z) \cdot \sqrt{\tan^2 \phi + 1}$ ：補強土の破壊時のモールの応力円の半径であり、 $\sigma_{vRf}(z)$ 、 $\sigma_{hRf}(z)$ とも β 、 c_T 、 γ 、 z 、 c 、 ϕ の関数として表される。

図-3 補強土の破壊規準と破壊時のモールの応力円（文献⁴⁾に加筆）

図-4 c_T の算定に必要なジオグリッドの引張力の深さ方向分布

本文では、補強土の破壊規準を決定するときに必要な c_T の評価法に関して以下のような新たな提案を行う。 c_T は補強土が破壊する際のジオグリッドの引張力に基づいて算定されるが、破壊時の引張力の深さ方向分布 $T_c(z)$ の厳密な評価法は確立されておらず、ここでは塑性平衡状態におけるランキンの主働土圧分布と深さ方向の $T_c(z)$ の分布が等しいとして評価することを提案する。すなわち、図-4 に示すように深さ z に敷設されたジオグリッドの分担範囲を S_v とすると $T_c(z)$ は、天端から深さ z におけるランキン主働土圧に基づいて算定される破壊時の水平応力 $\sigma_{hr}(z)$ を用いて次式のように新たに提案される。

$$T_c(z) = \sigma_{hr}(z) \cdot S_v \quad (6a)$$

$$= (K_A \cdot \gamma \cdot z - 2c\sqrt{K_A}) \cdot S_v \quad (6b)$$

さらに、図-4 に示す分担範囲 S_v における単位奥行きあたりのすべり面の面積は $A = S_v / \sin \theta$ であるので、式(2)に基づいて1本のジオグリッドにより発揮される c_T は次式のように提案される。

$$c_T = \frac{T_c(z)}{A} (\cos \theta + \sin \theta \cdot \tan \phi) \quad (7a)$$

$$= (\cos \theta + \sin \theta \cdot \tan \phi) (K_A \cdot \gamma \cdot z - 2c\sqrt{K_A}) \sin \theta \quad (7b)$$

$$= f_3(\theta, \gamma, z, c, \phi) \quad (7c)$$

ここで c_T は $\theta, \gamma, z, c, \phi$ の関数として表され、式(7b)を式(4a)および(5a)に代入することにより $\sigma_{vrf}(z)$ 、 $\sigma_{hrf}(z)$ を決定することができる。ただし、ここで新たに提案した破壊規準にも補強土構造物における壁面工の効果は考慮されていない。

3. 補強土の破壊規準の妥当性の検討

(1) 実物大崩壊実験の概要⁷⁻⁹⁾

宮武ら⁷⁾、田尻ら⁸⁾および Tajiri et al⁹⁾によって、建設省土木研究所(現 独立行政法人土木研究所)の施設にて実施された高さ 6.0m のジオグリッド補強土壁の実物大崩壊実験の結果が詳細に報告されている。ここでは、このデータに基づいて提案した補強土の破壊規準の妥当性

図-5 ジョグリッド補強土壁の概要(文献^{7,8)}に加筆修正)

について検討する。

実験で施工された補強土壁は土木研究センターマニュアル¹⁰⁾による設計法(以下、土研法と呼ぶ)にしたがい、内的安定の安全率 $F_s=1.0$ として主補強材の配置が決定された。このとき全体安定のすべり安全率は $F_s=1.32$ であった。図-5に施工された補強土壁の概要を示す。主補強材(ジオグリッド(SR-55): 破断強度 $T_b=56.4\text{kN/m}$ 、設計引張強度 $T_A=29.4\text{kN/m}$)の敷設仕様は敷設長 $L=3.5\text{m} \times 6$ 段、敷設間隔 $\Delta H=1.0\text{m}$ である。盛土材の材料定数は、土の湿潤単位体積重量 $\gamma_t=16.0\text{kN/m}^3$ 、 $c=0.0$ 、 $\phi=39.4^\circ$ である。壁面材にはコンクリートブロック(幅 $B=1.0\text{m}$ 、高さ $H=0.5\text{m}$ 、奥行 $w=0.35\text{m}$ 、土と壁面の摩擦角 $\delta=19^\circ$) が用いられた。施工時の安全性を考慮して主補強材と同一材料の安定補助材 ($L=1.0\text{m}$) が図-5に示すように敷設された。壁背面土圧 σ_{hm} 、主補強材の引張りひずみ ϵ_{tm} など9項目の測定が施工段階から補強材(ジオグリッド)の切断による崩壊まで実施された。図-5中に示した1~60の番号は補強材の切断位置と切断順序を示したものであり、No.60を切断した後、補強土壁は瞬間的に崩壊した。その時の補強材の切断位置を矢印で示した。崩壊後には盛土を掘削してすべり面の形状の測定も行われた。

(2) 実験結果および考察

補強土壁完成時において主補強材に生じた引張りひずみ ϵ_{tm} より算出した最大引張力 $T_{\max}$ の実測値を設計引張強度 T_A で除した $T_{\max}/T_A$ の深さ方向分布を図-6に示す。図中には土研法 ($F_s=1.0$) における主補強材 1 本あたりの必要引張力 T_{req} と提案した破壊規準に導入される主補強材 1 本あたりの引張力 T_c (破壊時 ($F_s=1.0$)) には $T_c \equiv T_{\text{req}}$ をそれぞれ T_A で除した T_{req}/T_A と $T_c/T_A (\equiv T_{\text{req}}/T_A)$ の深さ方向分布も併せて示した。土研法における T_{req} は図-5 の断面における無補強時の最少安全率を $F_s=1.0$ に増加させるのに必要な引張力として算定された値である。一方、提案法における T_c は式(6b)に示すように β に無関係な値であり、ランキン主働土圧と等しくなるように算定された値である。対象とした実物大崩壊実験においては T_{req}/T_A と $T_c/T_A (\equiv T_{\text{req}}/T_A)$ の分布はほぼ

図-6 完成時の主補強材の最大引張力の深さ方向分布

図-7 崩壊後のすべり面の形状

等しい。なお、文献⁴⁾において提案した破壊規準においては $T_c = T_A$ と仮定していた。しかし、図-6 に示すようにこれは T_c をかなり過大に評価していたと考えられる。

一方、実物大崩壊実験における破壊時の補強材の引張力を測定するのは困難であり、完成時に測定された T_{max}/T_A と T_{req}/T_A および T_c/T_A ($\equiv T_{req}/T_A$) の分布を以下に比較する。深さ $z < 3.0\text{m}$ における T_{max}/T_A は深さ方向に増加し、他の2つの分布とほぼ等しい値を示す。一方、 $z > 3.0\text{m}$ では T_{max}/T_A の分布形状が変化し、他の2つの分布よりかなり小さい値となる。このことに対して田尻ら⁸⁾は、壁面工と安定補助材の効果に起因すると考察している。また、完成時の補強土壁は安定状態にあり、破壊に近づくにつれて $z > 3.0\text{m}$ の T_{max}/T_A は他の2つの分布に近づくものと考えられる。

図-7に崩壊後のすべり面の形状の測定結果を示す。土研法による設計時 ($F_s=1.0$) の円弧すべり面とランキンおよびクーロン主働土圧論より求めた理論すべり面 ($\theta=45^\circ + \phi/2$) も併せて示した。提案する破壊規準におけるすべり面はランキン主働土圧論のすべり面を用いている。実測のすべり面は、土研法によるすべり面と提案法におけるすべり面のほぼ中間にある。一方、図中の矢印は崩壊時のジオグリッドの切断位置を示しており、宮武ら⁷⁾はすべり面を横切るジオグリッドが無いことより、測定されたすべり面の形状がこの補強土壁の実際の安定

図-8 崩壊直前の壁背面土圧の分布

図-9 提案法における破壊時の補強土の水平土圧と実物大崩壊実験における崩壊直前の壁背面土圧の比較 (模式図)

性を正確に評価したものであるとは言い難いと考察している。また、田尻ら⁸⁾はすべり面の形状は壁面工の効果の違いに影響されると推察している。実測のすべり面は深さ $z > 5\text{m}$ において違う傾向を示しており、これは壁面工と安定補助材の影響によるものと思われる。

崩壊直前の壁背面土圧 σ_{hm} の実測値を図-8に示す。ランキン ($\delta=0^\circ$) およびクーロン ($\delta=19^\circ$) の主働土圧分布も併せて示した。壁面天端から深さ $z < 1.75\text{m}$ における σ_{hm} の値は他の2つの土圧分布とほぼ等しい。 $2.25\text{m} < z < 4.25\text{m}$ における σ_{hm} の値はクーロン主働土圧よりも少し小さく深さ方向に単調に増加する。しかし、 $z = 4.25\text{m}$ 以深においては深さ方向に急激に減少する特異な挙動を示す。田尻ら⁸⁾はこれらの原因の一端として壁面工による変形拘束効果と安定補助材の影響を挙げている。特に、深さ $z > 5.25\text{m}$ において σ_{hm} が急激に減少することはこれらの影響が大きいと考えられる。

(3) 提案した破壊規準に基づく破壊時の水平土圧と実物大崩壊実験における壁背面土圧の比較

ジオグリッド補強土の破壊規準に基づく水平土圧の計算値とジオグリッド補強土壁の実物大崩壊実験における崩壊直前の壁背面土圧の実測値を比較することにより、提案した補強土の破壊規準の妥当性を検討する。

図-9に深さ z における補強土および無補強土の破壊規準と破壊時のモールの応力円の模式図を示す。補強土のモールの応力円は拘束効果パラメータ β の値によって変

図-10(1) 水平土圧の計算値と壁背面土圧の実測値の比較

図-10(3) 水平土圧の計算値と壁背面土圧の実測値の比較

図-10(2) 水平土圧の計算値と壁背面土圧の実測値の比較

化する。破壊時のモールの応力円における水平土圧の計算値 $\sigma_{hRf}(z)$ は式(4a)および(7a)を用いて壁面天端から深さごとに求めることができる。一方、実物大崩壊実験の崩壊直前の深さ z における壁背面土圧 $\sigma_{hm}(z)$ は、図-8に示した実測値から外挿して求めることができ、たとえば図-9中の矢印の位置で表されるとする。 $\sigma_{hRf}(z)$ と $\sigma_{hm}(z)$ の値を直接比較することにより提案した破壊規準の妥当性を以下に検討する。

図-10(1)～(3)に拘束効果パラメータを $\beta=0.0, 0.3, 0.5$ とした場合、それぞれ壁面天端からの深さ $z=3.5, 5.5\text{m}$ において求めた破壊規準および破壊時のモールの応力円を示す。 β が大きくなるにつれて補強土の破壊時のモールの応力円は大きくなる。それぞれの深さ z に対する σ_{hRf} と σ_{hm} を図中に矢印で示した。図-10(1)は $\beta=0.0$ であり、拘束効果を考慮していない場合である。このとき $z=3.5\text{m}$ では σ_{hRf} よりも σ_{hm} の方が幾分大きく、逆に $z=5.5\text{m}$ では

σ_{hRf} の方が幾分大きい。図-10(2)に示す $\beta=0.3$ のとき、 $z=3.5\text{m}$ では σ_{hRf} と σ_{hm} は概ね一致しており、計算結果の適合性は良好である。しかし、 $z=5.5\text{m}$ では σ_{hRf} の方が大きい。図-10(3)に示す $\beta=0.5$ のとき、いずれの位置においても σ_{hRf} が σ_{hm} よりも大きく、補強土の破壊時の水平土圧を過大評価している。ただし、 $z>5.25\text{m}$ では前述した壁面工と安定補助材の影響が特に大きく表れていると考えられる。

$\beta=0.0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$ の6ケースに対して、すべての主補強材の敷設位置 z における σ_{hRf} と別途実測された σ_{hm} の比較を行ったものが図-11である。 σ_{hm} の測定位置は主補強材の敷設位置とは異なっている。 $\sigma_{hRf}(z)$ は深さ方向に直線的に増加する。また $\sigma_{hRf}(z)$ は β が大きいほど増加し、これは β が大きいほど補強土壁の抵抗力が大きいことを意味する。ここで、図中から主補強材の敷設位置における σ_{hRf} と σ_{hm} が一致するときの β を算出すると図-12に示すようになる。 $z=5.5\text{m}$ において $\beta=0.13$ となっているが、これは壁面工と安定補助材の影響と考えられる。壁面工と安定補助材の影響の少ない深さ $z<4.75\text{m}$ において β は $0.2\sim0.5$ 程度の値となっており、実物大崩壊実験から得られる拘束効果パラメータの値は平均的に $\beta=0.3$ 程度となる。これは補強土を模擬した室内せん断試験から得られた結果⁹⁾の $\beta=0.2\sim0.4$ とほぼ一致する。このことより、提案した破壊規準の妥当性が示唆される。

4. まとめ

拘束効果を導入した補強土の破壊規準が破壊時のジオグリッドの引張力分布をランキン主動土圧分布と等しいとして修正新たに提案された。この破壊規準に基づく破壊時の水平土圧の計算値と実物大崩壊実験における崩壊直前の壁背面土圧の実測値を比較することにより提案した破壊規準の妥当性が示された。

本文で得られた主な知見は以下のとおりである。

- (1) 対象としたジオグリッド補強土壁においては、土研法($F_s=1.0$)における必要引張力 T_{req} と提案した破壊規準に導入される引張力 T_c (破壊時($F_s=1.0$)には $T_c \equiv T_{req}$)の分布はほぼ等しい。
- (2) ジオグリッド補強土壁に提案した破壊規準を適用して算定される水平土圧は、天端からの深さに比例して増加する。また破壊時の水平土圧は拘束効果パラメータ β が大きいほど増加し、これは β が大きいほど補強土壁の抵抗力が大きいことを意味する。
- (3) 提案した破壊規準に基づく破壊時の水平土圧の計算値と実物大崩壊実験における破壊直前の壁背面土圧の実測値が等しいとして求めた拘束効果パラメータは $\beta=0.2 \sim 0.5$ 程度であり、平均的には $\beta=0.3$ 程度である。
- (4) 上記(3)で得られた β の範囲はジオグリッド補強土を模擬した室内せん断試験の結果とほぼ一致する。

参考文献

- 1) Fukuda, N., Yamanouchi, T. and Miura, N., Comparative studies of design and construction of a steep reinforced embankment, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 4, pp.296-284, 1986.
- 2) Ochiai, H., Yasufuku, N. Yamaji, T., Guang-Li Xu & Hirai, T., Experimental evaluation of reinforcement in geogrid-soil structure, *Proc. Int. Symp. On Earth Reinforcement (IS Kyushu 96)*, Vol. 1, pp. 249-254, 1996.
- 3) Ochiai, H., Yasufuku, N. Kawamura, T., Hirai, T. & Yamaji, T., Effect of end-restraint in geogrid-soil structures, *Proc. of 6th Int. Conf. on Geosynthetics*, pp.545-550, 1998.
- 4) 河村隆, 梅崎健夫, 落合英俊: 第 15 回ジオシンセティックスシンポジウム発表論文集, pp.225-234, 2000.
- 5) Kawamura, T. Ochiai, H. Yasufuku, N. Omine, K. and Hirai, T., Confining effect in geogrid-reinforced soil, *Poster Session Proc. of 11th ARCSMGE*, pp. 95-96, 1999.
- 6) Jewell, R. A. & Wroth, C. P., Direct shear test on reinforced sand, *Geotechnique*, 37, No.1 pp.53-68, 1987.
- 7) 宮武裕昭, 落合良隆, 丸尾茂樹, 中根淳, 山本純, 寺山徹, 前嶋匡, 塚田義明: ジオテキスタイル補強土壁の実物大崩壊実験 (その 2) —ブロック形式の壁面工—, 第

図-11 ジオグリッド補強土壁に提案した破壊規準を適用して算定される水平土圧

図-12 崩壊実験における拘束効果パラメータ β

30回土質工学研究発表会, pp.2427-2431, 1995.

- 8) 田尻宣夫, 塚田義明, 山本純, 落合良隆, 土橋聖賢: 壁面工の種類を変えたジオテキスタイル補強土壁の実物大崩壊実験の比較, 第 10 回ジオシンセティックスシンポジウム発表論文集, pp.37-46, 1995.
- 9) Tajiri, N., Sasaki, H., Nishimura, J., Ochiai, Y. and Dobashi, K.: Full-scale experiments of geotextile-reinforced soil walls with different facings, *Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement (IS Kyushu '96)*, Vol.1, pp.525-530, 1996.
- 10) 財団法人土木研究センター, ジオテキスタイルを用いた補強土の設計施工マニュアル, 1994.

FAILURE CRITERION WITH CONFINING EFFECT ON GEOGRID-REINFORCED SOIL AND ITS VERIFICATION

Takashi KAWAMURA and Takeo UMEZAKI

Based on a proposed method to evaluate the confining effect on geogrid-reinforced soil, the confining effect is introduced into a failure criterion on the reinforced soil and stress condition of reinforced soil at failure is expressed by using Mohr's stress circle. On the proposed failure criterion the tensile force of geogrid is assumed to be equal to the Rankine's active earth pressure. As a result of comparing the two values of horizontal earth pressure which is calculated from the failure criterion and measured on large-scale geogrid-reinforced soil wall, the validity of the proposed failure criterion is clarified.