

地盤の異方性

4. 砂の変形・強度特性の異方性 II —境界値問題における異方性—

龍岡文夫 (たつおか ふみお)
東京大学教授 生産技術研究所

4.4 はじめに

前報³⁸⁾で、要素試験での粒状体の強度異方性について述べた(図と式と参考文献の番号は、前報を引き継ぐ)。本稿では、境界値問題での強度異方性の位置づけを論じる。まず、一面せん断試験の結果の解釈で強度異方性が重要なことを示す。次に、砂地盤上の基礎の支持力問題で砂を等方完全塑性体と仮定する古典的安定理論と実験結果の対比から、**変形・強度特性の異方性のほかにせん断層の形成を伴う破壊の進行性**の要因も等しく重要なことを述べる。

4.5 単純せん断試験・一面せん断試験の解釈

単純せん断試験と一面せん断試験(図—4.16)では、通常水平せん断面に作用するせん断応力 τ_{xy} と直応力 σ_{yy} だけが測定されて、その値から内部摩擦角

$$\phi_{as} = \arctan(\tau_{xy}/\sigma_{yy})_{\max} \dots\dots\dots(3)$$

が求められる。従来は、「 $\phi_{as} = \phi = \arcsin\{(\sigma_1 - \sigma_3)/$

$(\sigma_1 + \sigma_3)\}_{\max}$ (式(1))」と考え、水平せん断面での応力状態は図—4.16(c)で点L1に位置すると仮定している。しかし、次の四つの要因のために ϕ (式(1)) $= \phi_{as}$ (3式) とはならないのが普通である。

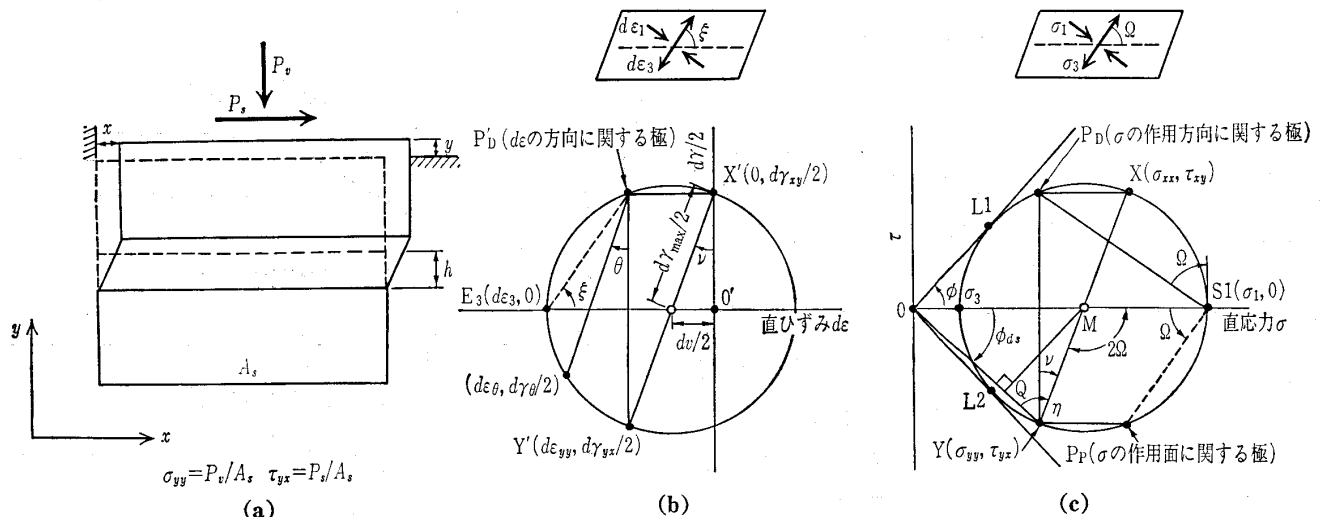
1) 単純せん断・一面せん断試験は、水平面内で直ひずみ ε_2 がゼロである**平面ひずみ試験**であり、 ϕ_{as} は三軸圧縮試験による ϕ とは直接比較できない。

2) 単純せん断・一面せん断試験での水平面内で $d\varepsilon_{xx} = 0.0$ である(図—4.16)。主応力と主ひずみ増分方向の一致($\xi = \phi$)を仮定すると、理論的に

$$\tan \phi_{as} = \sin \phi \cdot \cos \nu / (1 - \sin \phi \cdot \sin \nu) \dots\dots\dots(4)$$

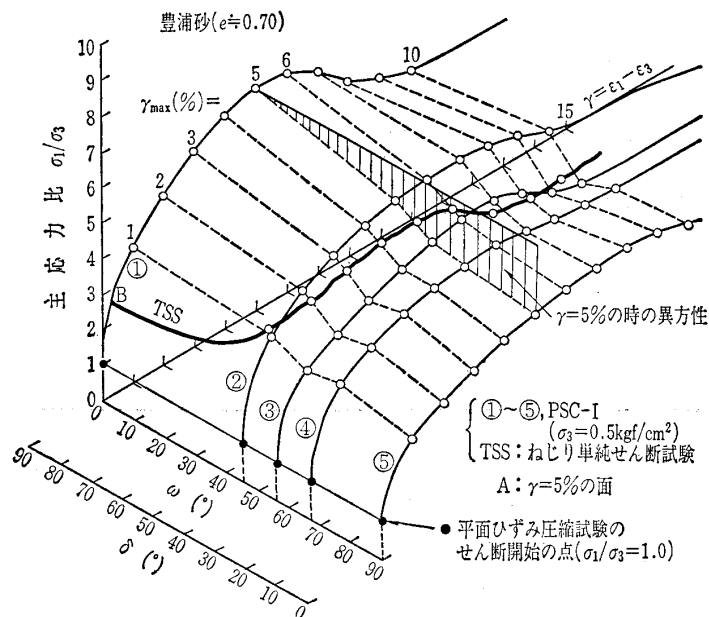
が得られる^{39)~42)}(落合⁴³⁾も類似な関係を求めている)。 ν は、ピーク時のダイレイタンス角(図—4.16(b))である。実際、図—4.2³⁸⁾を参照して、ねじり単純せん断試験では ϕ_{as} の測定値(\times 印)と式(4)による理論値(\bullet 印)は良く一致する。式(4)によると、常に $\phi_{as} < \phi$ である(例えば、 $\phi = 45^\circ$ 、 $\nu = 20^\circ$ の時 $\phi_{as} = 40^\circ$)。実験でも、 ϕ_{as} は平面ひずみ圧縮試験での最小の ϕ (Δ , ∇ 印)よりも相当小さい。

3) ϕ_{as} を式(4)に代入して求まる ϕ を通常の平面



図—4.16 一面せん断試験の(a)模式図、(b)ひずみ増分のモール円、(c)応力のモール円(龍岡³⁹⁾)

講座

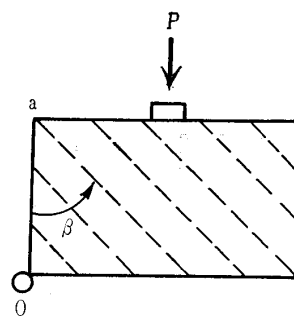


図—4.17 ねじり単純せん断試験と平面ひずみ圧縮試験の $R = \sigma_1/\sigma_3 \sim \gamma = \varepsilon_1 - \varepsilon_3 \sim \delta$ 関係の比較 (Pradhanら⁴²⁾)

ひずみ圧縮試験 ($\delta = 90^\circ$) と同等とした論議があるが⁴²⁾, 図—4.2 では単純せん断試験での ϕ (●印) は通常の平面ひずみ圧縮試験 ($\delta = 90^\circ$) での ϕ よりも相当小さい。しかし, $\delta = 23, 34^\circ$ の平面ひずみ圧縮試験での最小値 (△, ▽印) と類似である。すなわち, 単純せん断・一面せん断試験で破壊時の σ_1 方向が堆積面からなす角度 δ_f は 45° 以下であり, ϕ_{as} を式(4)に代入して求まる ϕ は $\delta = \delta_f$ で行った平面ひずみ圧縮試験での ϕ と比較すべきである^{13), 39)}。実験データも, このことを裏付けている (図—4.7³⁸⁾)。

図—4.17 は, ねじり単純せん断試験での $R = \sigma_1/\sigma_3 \sim$ せん断ひずみ $\gamma \sim \delta$ 径路と一定の平面ひずみ圧縮試験での径路の比較である。主応力方向が連続回転する単純せん断試験での径路が, 回転しない平面ひずみ圧縮試験が作る曲面をたどっていることは, 単調載荷単純せん断試験での主応力での連続的回転自身による影響, すなわちある δ で生じるせん断変形が他の δ におけるせん断特性に与える影響 (誘導異方性の影響) は, 初期構造の異方性の影響よりもはるかに小さいことを示唆している。しかし, 大きな主応力比で何回も連続的回転する場合の累積ひずみや, 非排水状態での過剰間隙水圧の蓄積に対する誘導異方性の影響は無視できないであろう。

4) 図—4.2³⁸⁾ で, ねじり単純せん断試験での ϕ (●印) と三軸圧縮試験 ($\delta = 90^\circ$, □印) は偶然類似である。これは, $b = (\sigma_2 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)$ と強度異



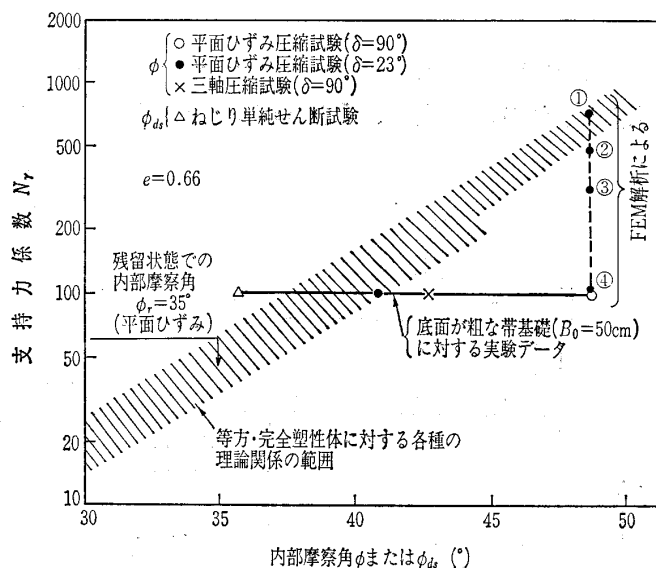
図—4.18 砂地盤上の帯基礎の支持力に及ぼす強度異方性の影響を調べる模型実験 (小田・小石川¹⁸⁾)

方性の影響が偶然キャンセルしたためである。これに対応して, ϕ_{as} は三軸圧縮試験 ($\delta = 90^\circ$) での ϕ よりも相当小さいが, 一面せん断試験による ϕ_{as} が三軸圧縮試験 ($\delta = 90^\circ$) での ϕ と類似, あるいはやや大きいと言う報告も多い (例えば, 土質工学会「土質試験の方法と解説」465ページ, 図—7, 12, 13)。これは, 上下せん断箱間の開きがせん断層の厚さ (豊浦砂では約 3 mm) よりも小さいため, せん断層が自由に発生・発達できないためである可能性がある^{45), 46)}。直接せん断試験には, ほかにもせん断面での τ と σ の一様性, これら応力の正確な測定と言う実験技術上の問題もある。

4.6 境界値問題での地盤の異方性

4.6.1 水平地盤上の基礎の支持力問題

空中落下法で作成された砂地盤上の帯基礎の支持



図—4.19 平面ひずみ状態の砂地盤上の帯基礎の支持力係数 N_γ と ϕ の関係: ①, ②, ③ の N_γ はフーチング沈下量 $S/B_0 = 0.7$ の時の値, ④ はピーク値 (龍岡ら^{2), 21), 52)})

力に対する強度異方性の影響は、まず図-4.18のように基礎荷重 P の最大値が堆積面が鉛直方向からなす角度 β を $90^\circ \rightarrow 0^\circ$ と変化させると減少することで示された¹⁸⁾。一方、 $\beta=90^\circ$ の場合、古典的支持力理論^{47), 48)}では、砂は等方で強度がピーク値発揮後に低下しない完全塑性体であり、最大基礎荷重時にすべり面上で同一のピーク強度 ϕ が同時に発揮されていると仮定している²⁾。この古典理論の限界性を、Rowe (ロウ)⁴⁹⁾、木村ら⁵⁰⁾は地盤破壊の進行性の重要性から指摘し、小田ら¹⁸⁾は強度異方性から指摘した。実際は、両方の要因とも重要である^{2), 19), 21), 52)}。

図-4.19に、各種の方法で求めた $\log N_f \sim \phi$ 関係の比較を示す。(a) 主要な古典解による $N_f \sim \phi$ 関係の範囲(帯)。(b)「空中落下法で作製した間隙比 $e=0.66$ の豊浦砂の平面ひずみ支持力実験(基礎幅 $B_0=50\text{cm}$)で得られた N_f の測定値」を、対応する「平面ひずみ圧縮試験での ϕ (○と●印)と三軸圧縮試験($\delta=90^\circ$, ×印)およびねじり単純せん断試験での ϕ_{as} (△印)」に対してプロットした関係。図-4.19から、以下のことが分かる。まず、 $\delta=90^\circ$ での平面ひずみ圧縮試験による $\phi=48^\circ$ を古典解に代入すると、強度異方性と破壊の進行性を考慮していないため、実測値(約100)よりもはるかに高い値 $N_f=800$ が得られる。一方、単純せん断試験による ϕ_{as} を古典解に代入すると、実測値よりも小さい N_f が得られるので、この結果をうのみにしてほかの要因を考慮しないと、「古典支持力解は安全側である」という事実とは逆の結論を導いてしまう。(c) 上記の条件($e=0.66$, $B_0=50\text{cm}$)に対して、田中⁵³⁾が開発した有限要素法プログラムを用いて砂の物性値に対する下記の4種類の仮定のもとで得られた N_f の値を、 $\delta=90^\circ$ の平面ひずみ圧縮試験での ϕ に対してプロットしてある^{2), 21), 52), 53)}。すなわち、①古典解と同様に ϕ の圧力レベル依存性・強度異方性・ひずみ軟化を考慮せず $\phi=48^\circ$ を用いた場合。この場合の N_f の値は古典解と類似である。②上記ケースの ϕ に圧力レベル依存性を考慮した場合。依然として大変高い N_f である。③上記ケースの ϕ に強度異方性を考慮したが、依然として完全塑性仮定である場合。この場合でも、実測値よりもはるかに高い N_f になる。「強度異方性プ

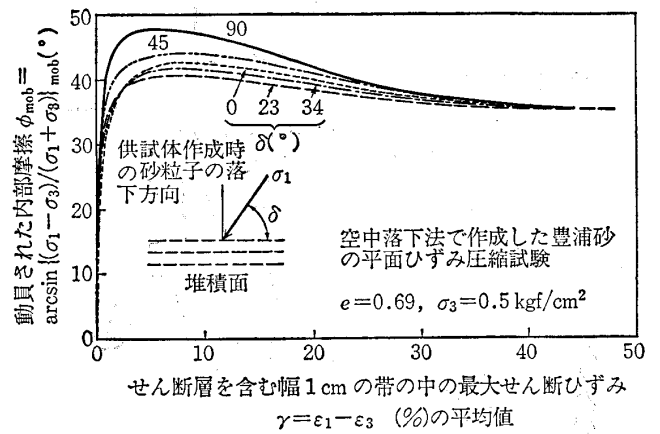


図-4.20 平面ひずみ圧縮試験における異なる δ に対する豊浦砂の応力・ひずみ関係(ピーク強度後のせん断ひずみは、せん断層を含む幅1cmに対する平均値)(龍岡ら^{2), 21), 52)})

ラス完全塑性仮定の極限釣合い法」による理論解⁵⁴⁾は、この場合に相当する。④この場合では、ピーク強度発揮後のひずみ軟化を考慮し、それに伴うせん断層の発生・発達を、「各有限要素の応力～平均ひずみ関係は、その要素と同じ寸法の供試体を用いた平面ひずみ圧縮試験で得られた平均応力～平均ひずみ関係」に等しいと仮定することで考慮した^{2), 53)}。図-4.20に示すのは、平面ひずみ圧縮試験における異なる δ に対する豊浦砂の応力・ひずみ関係であるが、ピーク後のせん断ひずみはせん断層を含む幅1cmに対する平均値である。このひずみ量は供試体平均ひずみよりもはるかに大きい、豊浦砂のせん

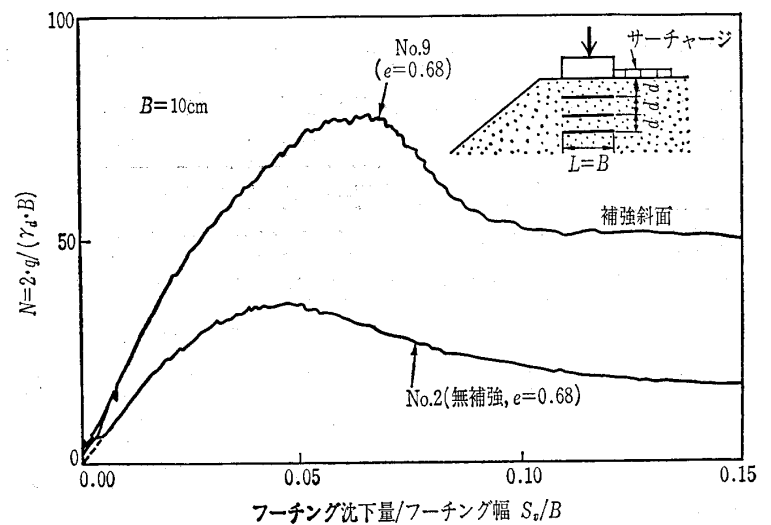
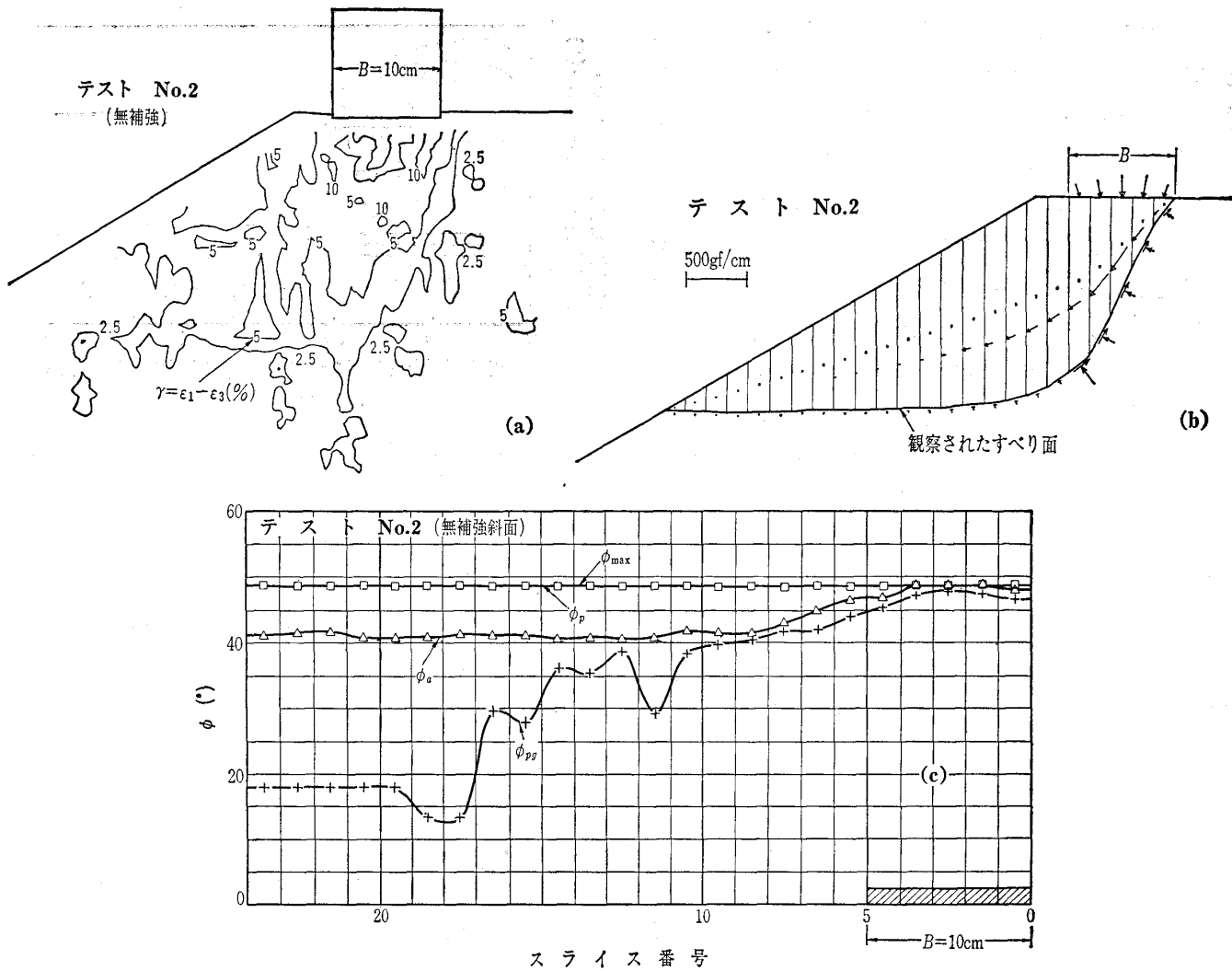


図-4.21 空中落下法で作製した豊浦砂の模型斜面上の帯基礎の支持力試験での正規化した基礎荷重 N と沈下量関係: 無補強および補強, q : 基礎底面平均圧力, B : 基礎幅(10cm), γ_a : 空気乾燥単位体積重量(Huang⁵⁶⁾, Huangら⁵⁷⁾)



図—4.22 無補強斜面：(a)ピーク荷重までに観察されたせん断ひずみ $\gamma = \epsilon_1 - \epsilon_3$ (%) の分布，(b) 観察された破壊面と Junbu 法による ϕ_{pg} を用いた時の極限釣合い法安定解析 (矢印は，計算で求められたスライス間とスライス底面での応力)，(c) 観察されたすべり面に沿う ϕ の分布 (スライス番号は図 (b) で右端のスライスが 1) (Huang⁵⁶⁾, Huang ら⁵⁷⁾)

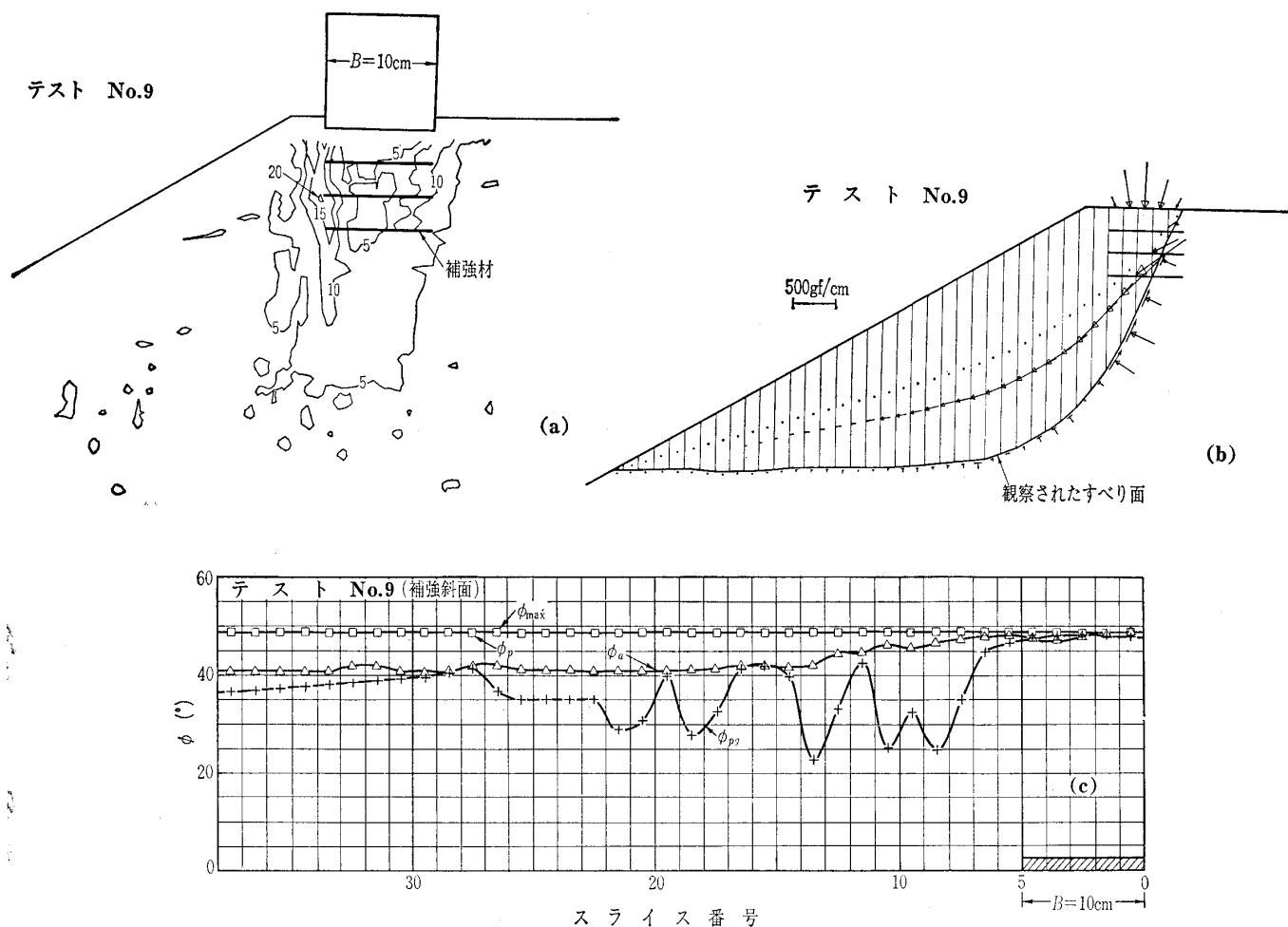
断層の幅は約 3 mm であるのでせん断層内のひずみよりは小さい。すなわち，平均を取る幅が大きいほど平均ひずみは小さいので，有限要素法/ B_0 (フーニング幅) が大きいほど「同一の平均ひずみ増分に対する要素内のピーク後の応力低下(ひずみ軟化)の程度が大きい」。これが，砂地盤上の基礎の支持力問題における粒子径効果の原因である^{2), 21), 52)}。ケース④で初めて実験結果を良く再現できている。すなわち，粒状体の境界値問題を検討する場合は，強度異方性の要因も重要であるが，それ以外にも重要な要因がある。

なお，砂に対して三笠ら⁵⁵⁾は強度異方性よりも広い概念である「構造」の影響を，供試体の作成法を突き棒法・打撃法・静的圧縮法と変えて直接せん断試験・模型支持力実験によって先駆的に調べている。

4.6.2 砂斜面上の基礎の支持力問題^{56), 57)}

図—4.21 は，幅 40 cm の砂箱内での砂斜面上の帯基礎 (幅 $B=10\text{cm}$) の平面ひずみ支持力試験の結果である。基礎荷重は，常に鉛直で偏心が無いように厳密に制御してある。この種の模型実験で基礎が回転と水平変位に対して固定されていると，無補強砂斜面の場合支持力が 2 倍程度大きくなる^{34), 56)}。この点を無視して，実験結果と鉛直中心載荷の場合の理論解を比較すると，誤った結論が導かれてしまう。

幅 3 mm，厚さ 0.5 mm の燐青銅補強材 (各層幅 40 cm に 13 本) で補強すると，斜面は著しく強くなる (図—4.21)。図—4.22 (a)，23 (a) を見ると，ピーク荷重時におけるひずみ分布は極めて非一様で，破壊は極めて進行性である。最終的に観察された破



図—4.23 補強斜面：(a)ピーク荷重までに観察されたせん断ひずみ $\gamma=\varepsilon_1-\varepsilon_3$ (%) の分布，(b)観察された破壊面と Junbu 法による ϕ_p を用いた時の極限釣合い法安定解析，(c)観察されたすべり面に沿う ϕ の分布 (Huang⁵⁶⁾，Huang ら⁵⁷⁾)

壊面図—4.22(b)，23(b)に沿う平面ひずみ圧縮試験の結果から求めた各種の ϕ の値の分布を図—4.22(c)，23(c)に示す。 ϕ_{\max} は、 0.5kgf/cm^2 程度以下の低圧での $\delta=90^\circ$ での値、 ϕ_p は ϕ_{\max} を ϕ の圧力レベル依存性を考慮して逡減した値（この場合は逡減はゼロ）、 ϕ_a はさらに強度の異方性を考慮するために斜面内各点で実測した ε_1 方向を σ_1 方向に等しいと仮定して δ の関数として求めた値、 ϕ_{pg} は基礎荷重が最大の時点で破壊面に沿って発揮されていた ϕ_{mob} であり、斜面内各点で実測したせん断ひずみ γ を図—4.20のような応力・ひずみ関係に代入して逆算した。図—4.20と図—4.22(a)，23(a)で共通して幅 1cm の要素に対する局所的ひずみを定義していることに注意されたい。強度異方性と破壊の進行性の影響のため、破壊面に沿って ϕ_{pg} は一定ではないことが分かる。

観察された破壊面（図—4.22(b)，23(b)）対

して Junbu（ヤンプー）法により偏心のない鉛直基礎荷重に対する極限釣合い法安定解析を行い、測定されたピーク基礎荷重と補強斜面の場合は補強材引張り力を用いて安全率を求めた。安全率は、 ϕ の取り方によって異なる^{56),57)}が、安全率=1.0が解析上の正解である。

ϕ_{pg} の値を用いても安全率が 1.0 ではない理由は、各種の誤差が蓄積した結果であろう。表—4.1から、この場合は水平地盤上の基礎の支持力問題と比較すると強度異方性と破壊の進行性の要因の影響は相対的に小さいように見える。しかし、斜面安定問題で

表—4.1 補強材引張り力によって求められた安全率

用いた ϕ	無補強斜面	補強斜面
ϕ_{\max}	1.34	1.35
ϕ_p	1.34	1.35
ϕ_a	1.19	1.24
ϕ_{pg}	1.07	1.09

講 座

の安全率の若干の変化は基礎支持力値の大幅な変化に対応しているため、斜面問題でも強度異方性と地盤の進行的破壊の要因を無視できないと言える。

これまで砂質土を用いた補強土の小型・大型の模型実験は多く行われているが、その理論解析のほとんどは一面せん断試験や $\delta=90^\circ$ の三軸圧縮試験あるいは平面ひずみ圧縮試験による ϕ を用いた等方完全塑性を仮定した極限釣合い法である(例⁵⁸⁾)。この種の論文では、実験値と解析値が良く一致したという報告が非常に多いが、たまたま異なる要因(模型実験の精度も含む)の影響がバランスしたのであろう。このような状況では、提案されている多くの補強土安定解析法の適否の決着は、なかなかつかない。

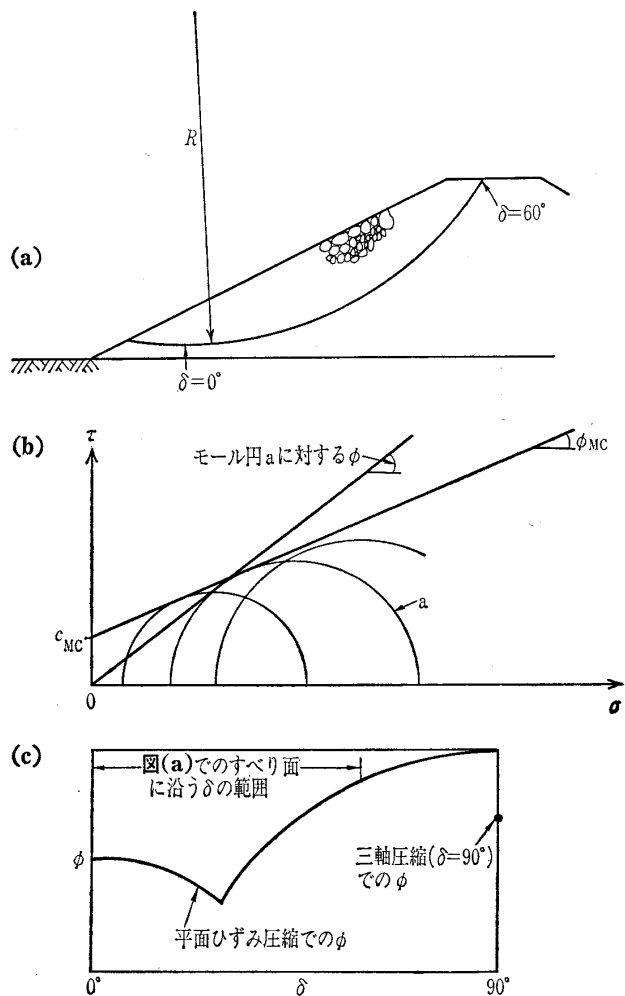
4.6.3 その他の境界問題

(1) 斜面安定問題：従来、盛土・フィルダムの安定解析の多くは極限釣合い法(円弧すべり法)により行われてきた。三軸圧縮試験($\delta=90^\circ$)の結果を用いる場合が多いが、この場合異なる圧力レベルで得た破壊時の応力モール円の包絡線を求めて、Mohr (モール)-Coulomb (クーロン) の破壊規準を当てはめる(図—4.24(b))：

$$\tau = \sigma \cdot \tan \phi_{MC} + c_{MC} \dots\dots\dots (5)$$

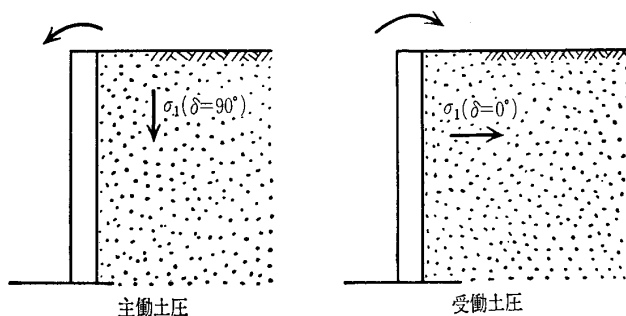
フィルダムの設計では、安全側の方法として「式(5)での見かけの粘着力係数 $c_{MC}=0$ 」としている。

この状況に対して、平面ひずみに近い状態で破壊する場合には、平面ひずみ圧縮試験で得られたせん断強度を用いる方法が妥当であるという意見がある。ロックフィル材料でも、平面ひずみ圧縮試験($\delta=90^\circ$)が試みられた例がある。しかし、以下の点に注意する必要がある。まず、ロック材の平面ひずみ圧縮試験では σ_2 が作用する拘束板の摩擦の除去が難しく、そのため圧縮強度を過大評価しやすい。それに加えて、潜在すべり面に沿って δ は変化し(図—4.24(c))、 $\delta=90^\circ$ の平面ひずみ圧縮試験で求めた ϕ はすべり面上の最大値である。むしろ、三軸圧縮試験($\delta=90^\circ$)による ϕ が「平面ひずみ状態にあるすべり面での平均的 ϕ 」を表している可能性がある(図—4.4³⁸⁾参照)。また、破壊の進行性を考慮すると、三軸圧縮試験($\delta=90^\circ$)による ϕ よりも低い値(例えば $c_{MC}=0$ とした ϕ_{MC})を用いた方が合理的である可能性がある。以上の点は、今後系統的实验によって詳細に検討する必要がある。



図—4.24 ロックフィルダムの極限釣合い法による安定解析：(a)すべり面の概念図、(b) Mohr-Coulomb の破壊規準： $\tau = \sigma \cdot \tan \phi_{MC} + c_{MC}$ 、(c)ロック材の平面ひずみ圧縮試験・三軸圧縮試験での強度異方性と ϕ_{MC} の関係の概念図

(2) 土圧：Rowe⁴⁹⁾は、主働/受働土圧問題(図—4.25)の解析で完全塑性土圧論を用いるならば、破壊がより進行的な受働土圧に対して用いる ϕ は主働土圧に用いる ϕ よりも小さくする必要性を指摘した。Roweはこの点を精密な模型実験結果に基づいて検討したが、強度異方性を考慮しなかったため、明確な結論は得ていない。強度異方性を考慮すると、



図—4.25 主働・受働土圧問題の模式図

受働土圧で用いる ϕ はさらに小さくなるので、通常用いている「受働土圧問題に対する ϕ は主働土圧問題に対する ϕ の2/3程度」は、妥当なのであろう。

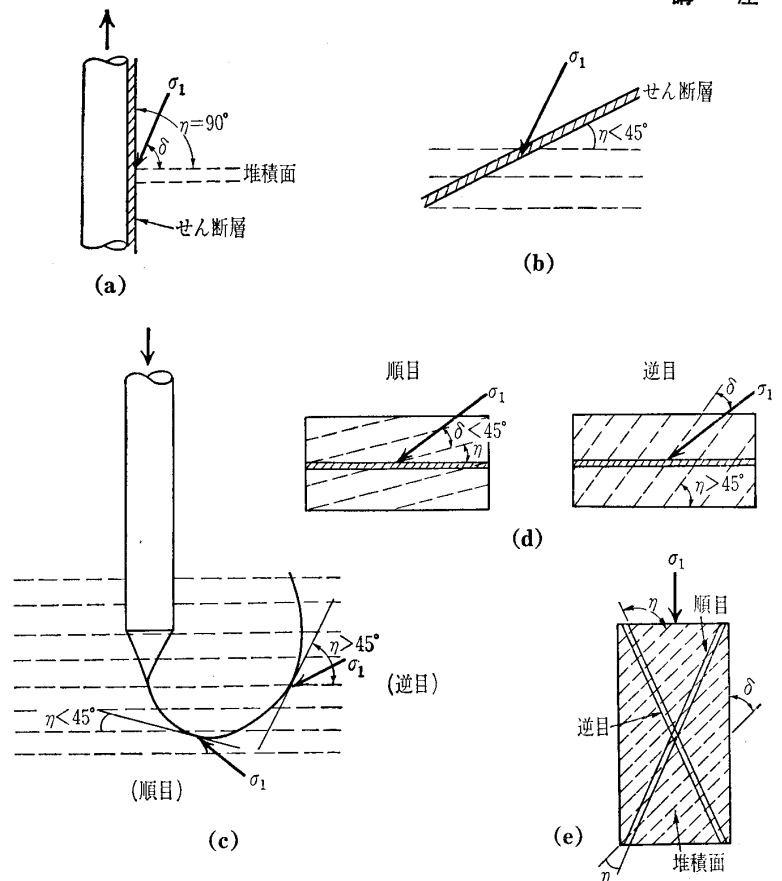
(3) アンカー・杭の引抜き、深い基礎：鉛直アンカー・鉛直杭を引き抜くとき、その表面にせん断層が形成される(図—4.26(a)⁶⁰⁾)。この場合、 $\delta > 45^\circ$ であり、せん断面と堆積面がなす角度 $\eta = 90^\circ$ である。しかし、これと同一の δ でも $\eta < 45^\circ$ の場合がある(図—4.26(b))。また、深い基礎の支持力問題(図—4.26(c))でも、同一の δ に対して η が異なる二つの箇所がある。 η の小さいせん断を順目せん断、 η が大きいせん断を逆目(さかめ)せん断と呼ぶと(図—4.26(d))、両者での変形・強度特性が異なる可能性がある。浅い基礎の支持力問題等多くの境界値問題では順目せん断が多い。平面ひずみ圧縮試験では、最終的に現れる破壊面が順目と逆目の二つの可能性があるが(図—4.26(e))、どちらか弱い方が供試体の強度を決定するから、順目と逆目せん断を独立に調べられない。一方、単純せん断・直接せん断試験では独立に調べられた例がある^{60), 61)}。

4.7 変形特性の異方性

前報³⁸⁾の図—4.1, 3, 7, 9, 10(a), 12が示すもう一つの重要なことは、強度異方性のほかに非線形性、破壊時ひずみ、ダイレイタンス(体積膨張量)等の変形特性にも強い異方性があることである。一般的に、 δ が 90° から減少して強度が減少するに従って剛性は低下し、最大体積収縮量が増大し破壊時ひずみは増加する(例^{15), 62)})。したがって、非排水せん断強度は、 δ が増加するに従って排水せん断強度の場合よりも大きい割合で減少する。

4.8 ま と め

条件を明確にすれば明確な値を決定できるという言葉で、粒状体の内部摩擦角 ϕ はあやふやな値ではない。しかし、境界値問題の設計実務で用いられている ϕ は、厳密な強度物性と見なすと実にあやふやな値である。むしろ、所与の境界値問題での所与の



図—4.26 順目(じゅんめ)・逆目(さかめ)せん断：(a)鉛直アンカー・杭の引抜き、(b)(a)に対応する順目せん断、(c)深い基礎の支持力問題、(d)単純せん断試験による順目と逆目、(e)平面ひずみ圧縮試験における順目・逆目せん断

粒状体の強度特性全体を表す指標であらう。標準貫入試験から推定される ϕ は、特にそうである。結局、実務では粗い理論に対しては、結果がバランスしているように経験に基づいて決めた粗い物性値を用いることになる。しかし、その経験を裏付けるためには、精緻な理論に精密な物性を用いた研究が必要である。危ういバランスでないように。

一方、研究の分野では ϕ に対する中間主応力の影響、強度異方性、破壊の進行性等を考慮して模型実験結果・実構造挙動を解析しないと、真実をおおい隠す可能性がある。例えば、平面ひずみ模型実験結果を、三軸圧縮試験($\delta = 90^\circ$)や一面せん断試験による ϕ を用いた等方完全塑性理論解が実験値と一致した場合は、種々の要因がキャンセルしている可能性がある。つまり、解析法と物性の片方だけ精緻化しても真実に近づく保証はない。例えば、極限釣合い安定解析法で応力場・ひずみ場を精緻化してゆくと、応力特性曲線法とひずみ特性曲線法を組み合わせた解法^{63), 64)}に至るが、依然として等方仮定や完

講 座

全塑性仮定を用いていれば、片手落ちである。

参 考 文 献

- 38) 龍岡文夫・朴 春植：砂の変形・強度特性の異方性 I—要素試験における強度異方性—，講座「地盤の異方性」，土と基礎，Vol. 41，No. 7，pp. 79～87，1993.
- 39) 龍岡文夫：文献抄録，補強した砂の直接せん断試験，土と基礎，Vol. 36，No. 1，pp. 92～95，1988.
- 40) Davis, E.H.: Theories of plasticity and the failure of soil masses, selected topics (ed. I.K. Lee), London, Butterworth, 1968.
- 41) Rowe, P.W.: The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear, Géotechnique, 19, No. 1, pp. 75～86, 1969.
- 42) Jewell, R.A. and Wroth, C.P.: Direct shear tests on reinforced sand, Géotechnique, 37-1, pp. 53～68, 1987.
- 43) 落合英俊：直接せん断試験と平面ヒズミ試験における砂のせん断強度の関係，土質工学会論文報告集，Vol. 15，No. 4，pp. 113～118，1975.
- 44) Pradhan, T.B.S., Tatsuoka, F. and Horii, N.: Strength and deformation characteristics of sand in torsional simple shear, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 2, pp. 131～148, 1988.
- 45) 北島 明・澁谷 啓・三田地利之：砂の一面せん断強度に及ぼす上下せん断箱間隔の影響，第27回土質工学研究発表会発表講演集，pp. 567～568，1992.
- 46) 澁谷 啓・三田地利之・北島 明：豊浦砂の一面せん断強度の定量的評価に関する一考察，土木学会，第47回年次学術講演会，Ⅲ，pp. 348～349，1992.
- 47) Meyerhof, G.G.: Ultimate bearing capacity of foundations, Géotechnique, 2, pp. 301～332, 1951.
- 48) Meyerhof, G.G.: Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations, Géotechnique, 5, pp. 227～242, 1955.
- 49) Rowe, P.W.: Progressive failure and strength of a sand mass, Proc. 7th Int. Conf. on SMFE, Mexico, Vol. 1, pp. 341～349, 1969.
- 50) 木村 孟・藤井齊昭・斉藤邦夫・日下部治：砂中の浅い基礎の支持力に関する研究，土木学会論文報告集，第319号，3月号，pp. 97～104，1982.
- 51) Kimura, T., Kusakabe, O. and Saitoh, K.: Geotechnical model tests of bearing capacity problems in a centrifuge, Géotechnique, 35, pp. 35～45, 1985.
- 52) 龍岡文夫：室内試験・原位置地盤調査・安定解析・模型実験・実構造物の関連について—砂地盤上の基礎の支持力問題を例にして—，わかりやすい土質力学原論第一回改訂版，土質工学会，pp. 51～107，1992.
- 53) 田中忠次：有限要素法による変形・安定解析（主として砂質土を対象にして），わかりやすい土質力学原論（第一回改訂版），土質工学会，pp. 109～154，1992.
- 54) Meyerhof, G.G.: Bearing capacity of anisotropic cohesionless soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, pp. 592～595, 1985.
- 55) 三笠正人・高田直俊・木下哲生：砂質土の構造とせん断強さについて，土木学会第25回年次学術講演会，pp. 101～104，1970.
- 56) Huang, C.-C.: Failure mechanisms and limit equilibrium analyses of reinforced sandy slopes, 東京大学博士論文，1990.
- 57) Huang, C.-C., Tatsuoka, F. and Sato, Y.: Reinforcing a sand slope supporting a footing using steel bars, Proc. International Reinforced Soil Conference, Glasgow, pp. 323～328, 1991.
- 58) Juran, I. and Christopher, B.: Laboratory model study on geosynthetic reinforced soil retaining walls, Journal of Geotechnical Eng., ASCE, 115-7, July, pp. 905～926, 1989.
- 59) 林 鍾鉄・龍岡文夫・宮崎啓一：砂地盤内の剛な鉛直アンカーの引抜き抵抗メカニズム，土と基礎，Vol. 38，No. 5，pp. 33～38，1990.
- 60) 三笠正人・高田直俊・大島昭彦：一次元圧密粘土と自然堆積粘土の非排水強度の異方性，土と基礎，Vol. 32，No. 11，pp. 25～30，1984.
- 61) 落合英俊・林 重徳・大津敏郎・広重圭一：単純せん断における異方性砂の応力・変形特性，第23回土質工学研究発表会発表講演集，pp. 461～464，1988.
- 62) Yamada, Y. and Ishihara, K.: Anisotropic deformation characteristics of sand under three dimensional stress conditions, Soils and Foundations, Vol. 19, No. 2, pp. 79～94, 1979.
- 63) Tennekoon, B.L.: Bearing capacity of shallow foundation, Ph. D. thesis, Cambridge University, 1970.
- 64) James, R.G., Smith, I.A.A. and Bransby, P.L.: The prediction of stresses and deformations in a sand mass adjacent to a retaining wall, Proc. 5th European Conf. on SMFE, Madrid, Vol. 1, pp. 39～46, 1972.