

山留め施工過程を考慮した室内試験による 洪積砂地盤の土圧係数の検討

桂 豊¹・三田地利之²

¹正会員 工博 清水建設（株）技術研究所（〒135-8530 東京都江東区越中島3-4-17）

²正会員 工博 北海道大学 大学院工学研究科 社会基盤工学専攻

（〒060-0813 札幌市北区北13条西8丁目）

山留め壁に作用する土圧の研究は、土圧計による実測値を用いて行われてきたが、原位置土の材料特性との比較が十分ではなく、事前に定量的な予測をする方法は確立されていない。特に洪積地盤の実測土圧は、静止土圧の経験値に比べ極めて小さな値を示しており、土圧の評価に大きな問題を投げかけている。本研究では、一旦K₀圧密・膨張させた供試体を側方に変形させることで、山留めの施工過程を考慮した室内要素試験を行った。この試験方法に基づいて、搅乱砂および洪積地盤から採取した不搅乱試料を用いた試験を行い、土圧係数Kを土の内部摩擦角と過圧密比から推定する算定式を提案した。この提案手法は、原位置で実際の掘削過程において生じる土圧の低下傾向と初期土圧が小さいという現象を合理的に説明することが可能である。

Key Words : Ko-value, OCR-value, lateral earth pressure, pleistocene sand, earth retaining wall, excavation

1. 序論

地下壁に作用する土圧の問題は、山留めや地下壁の構造上の安定性を求める上で重要である。このような構造物の側面に作用する土圧の問題は、一般に二種類に分けることができる。擁壁のように剛でかつ水平方向の変形が許容される場合は、RankineやCoulombの土圧理論に代表されるような、限界応力状態での塑性理論に基づいて剛体壁に対する土圧の問題として取り扱われる。一方、地下壁のように水平方向の変形が規制されている場合には、静止土圧状態とみなして土圧の算定をする。静止土圧の推定には、Jaky¹⁾、山口²⁾、山内・安原³⁾、落合⁴⁾などの、幾人かの研究者によって理論研究がなされているが、現実の地盤の問題に対して適用するためには以下のような問題点を抱えているため、実構造物の設計では経験的な値として、沖積地盤で0.5、洪積地盤で0.5~1.0といった土圧係数を用いることが多い。

山留め壁の設計では、水平変位を許容するという立場から、上述したRankineやCoulombの土圧理論に基づく主働土圧を用いることが多い。しかし、実際の地下壁や山留め壁は、これらの条件とは異なり、壁は剛体ではなく、地盤も完全に塑性化した状態ではない。したがって、壁に作用する土圧は側方の変位に依存して

静止土圧と主働土圧の中間の値をとる。また施工過程を考えると、山留め壁に作用する応力は一旦側方応力が解放され、再び側方応力が作用する繰り返し載荷を経験する複雑な応力経路をとるため、上記の理論をそのままの形で利用できないという問題点がある。

山留め壁に作用する側圧（土圧と水圧の和）の値は、切ばりの軸力を測定する方法⁵⁾や、山留めに用いている地中連続壁に土圧計を設置して側圧変化を測定するような現場計測^{6)~8)}によって研究してきた。これらの計測結果によると、掘削過程で側圧が徐々に低下する現象が生じ、土圧係数の初期値も地下壁の設計上用いられている値より小さい場合が多いことが明らかにされている。特に洪積地盤の土圧係数の実測値は、上述した経験値に比べると極めて小さな値を示しており、土圧の評価に大きな問題を投げかけている。今まで行われた現場計測に基づく土圧の測定結果は、原位置の土の材料特性との比較が十分ではなく、事前に定量的な予測をする方法は確立されていない。

本研究では、一旦K₀圧密・膨張させた供試体を側方に変形させることで、山留めの施工過程を反映した室内要素試験を行う方法を提案し、この試験方法に基づいて、搅乱砂および洪積地盤からブロックサンプリング法により採取した試料を用いて試験を実施した。この試験結果を分析することにより、土圧係数Kを土の

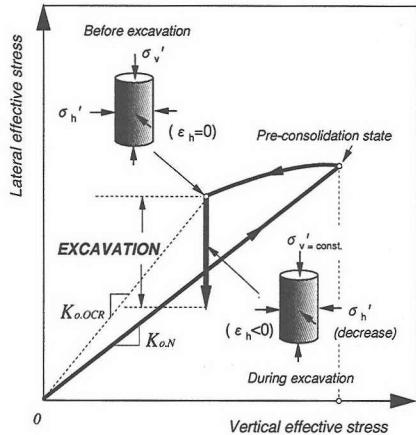


Fig.1 Typical in-situ stress path of an element in soil deposits

内部摩擦角と過圧密比から推定する算定式を提案した。この提案手法は、原位置で実際の掘削過程に生じる側圧の低下傾向と洪積地盤において初期土圧が極めて小さいという現象を合理的に説明しており、山留め壁の側圧の変化を合理的に予測することが可能である。

2. 試験方法および試料

山留め壁の施工では、静止土圧状態と考えられる原位置地盤にソイルセメント壁やRC地中連続壁などを構築し、地盤を掘削しながら切ばりを順次設置していく過程を踏む。これを地盤の要素の立場から見ると、静止土圧状態で圧密した要素を鉛直荷重を一定にしたまま側方応力を解放することに対応する。

この応力状態を要素試験によって再現するために、本研究では、Fig.1に示す応力経路をとる以下のような試験を行った。

1) 初期有効拘束圧20kPaを与えて供試体を自立させた後、片側排水条件下で供試体内の過剰間隙水圧が上昇がみられない載荷速度を確認し、この載荷速度で両面排水条件下で有効上載圧を増加させながら所定の有効上載圧まで K_0 圧密をする。この際、掘削直前の状態が過圧密であることを再現する場合は、 K_0 状態で軸応力を除荷する。

2) 有効上載圧を一定に保ったまま、側方応力を所定の応力になるまで除荷し、再び載荷する。必要に応じてこれを繰返す。

試験に用いた三軸セルは、Fig.2に示すように、供試体の拘束圧を空気圧で制御するタイプの三軸セルの中に、供試体の周囲を水で満たしたアクリル製の内セルを付加したものである。軸荷重を加えるピストンにはセル圧を信号として比例レギュレータを介して空気圧

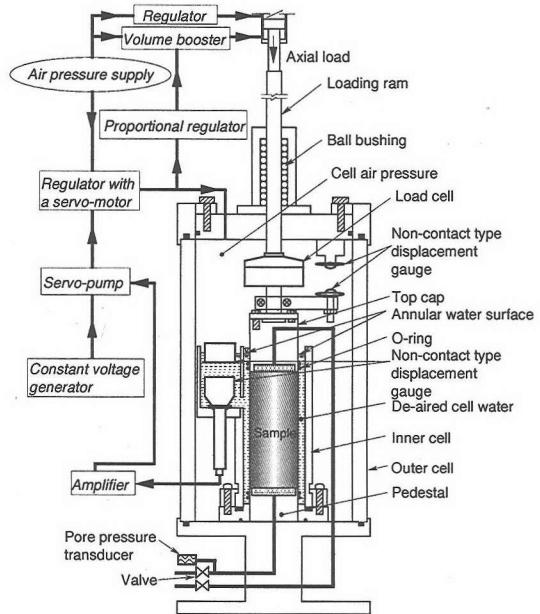


Fig.2 Schematic diagram of double cell triaxial apparatus for K_0 stress path testing with an automated control system

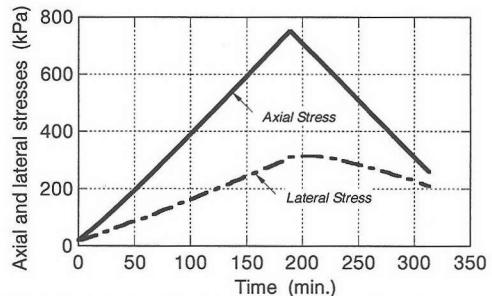


Fig.3 Time histories of axial and lateral stresses observed in a typical K_0 -triaxial testing

を与え、側方応力の繰返し載荷を行う場合に、セル圧の変動に対して軸荷重が影響を受けないように配慮した。軸方向の載荷は、空気式のシリンダーを介して、単位時間当たりの軸力の増加が一定になるようサーボモータ付のレギュレータを用いて圧力を制御した。制御系の概要をFig.2に示す。この試験装置の K_0 制御に関する基本的な考え方は、大河内・龍岡⁹⁾、社本ら¹⁰⁾の方法と同一である。

二重セル内部の水位変化は、水面に浮かしたフロートの変動を非接触タイプの変位計で測定した。側方ひずみの計測精度は 1×10^{-5} 以下である。 K_0 試験は内セルの水位が一定になるように制御し、この後、有効上載圧を一定に保ったまま側方応力の増減を行った。

Fig.3は、典型的な試験における供試体に作用する軸応力と側方応力の時刻歴を示したものである。図か

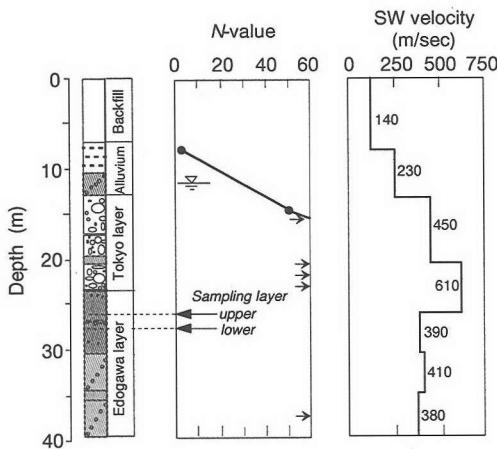


Fig.4 Ground conditions of sampling

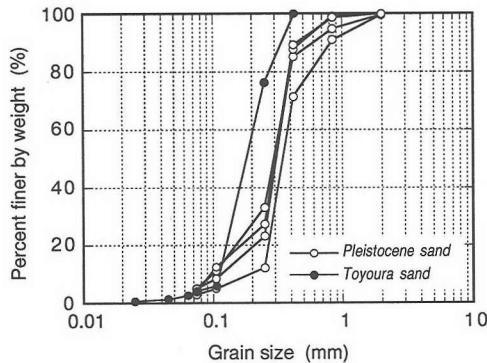


Fig.5 Grain size distribution curves of pleistocene sand of sampling

ら明らかなように、載荷・除荷ともに一定の応力増加速度で試験を実施することが可能である。

計測は、セル内部に設置したロードセル (5kN) と非接触型の変位計(最大10mmおよび5mm)で軸力と軸変位を測定し、三軸セル内部および供試体内に設置した水圧計(最大1MPa)で、側方応力と間隙水圧を測定した。

試験に用いた試料は、豊浦砂、洪積地盤から採取した不搅乱砂とこの試料を乱した後詰め直した再構成試料の計3種である。不搅乱砂は、東京礫層下部の江戸川層からブロックサンプリング法により採取したもので、洪積層に分類される。Fig.4およびFig.5は、試料を採取した地盤のボーリング調査結果、採取位置および供試体の粒度分布を示したものである。

搅乱(再構成)供試体は、所定の相対密度Drとなるように空中落下法で作成した。不搅乱供試体は、応力を解放した状態で自立していたため、粘性土の供試体作成方法と同様の方法で円筒形供試体を作成した。飽和は、 CO_2 で供試体内の空気を置換したのち、ゆっくりと脱気水を循環し、バックプレッシャーを100 kPaか

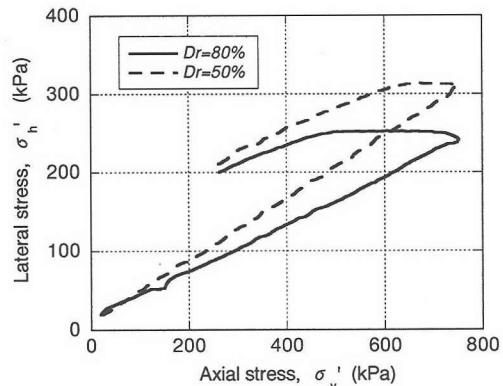


Fig.6 Relationship between axial and lateral stresses observed in Ko-triaxial testing for Toyoura sand

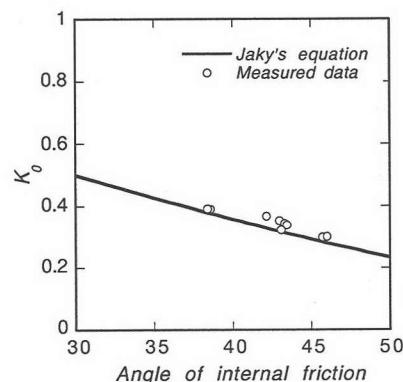


Fig.7 Relation between K_0 and angle of internal friction measured and predicted for Toyoura sand

けることで行った。今回用いた全ての供試体のB値は、95%以上であることを確認した。なお、今回使用したメンブレンは厚さ0.2mmのものである。メンブレン補正の必要性について、厚さ0.5mmメンブレンの試験結果と比較した。相対密度80%の豊浦砂では、載荷時の K_0 値が両者とも0.32~0.34であり、側方除荷時の性状についても大差がなかったため、以降の検討ではメンブレン補正は行っていない。

3. 豊浦砂の試験結果

Fig.6は、豊浦砂を用いて作成した搅乱供試体の K_0 載荷・除荷試験より得られた軸応力と側方応力の関係を示したものである。 σ_v' と σ_h' の関係は、載荷時には軸応力が増加するにしたがって直線的に増大しているが、除荷時は上に凸の形状を有している。また、相対密度が大きくなると静止土圧係数が小さくなる。Fig.7は、今回試験を実施した供試体より得られた載荷時の静止土圧係数 K_0 と排水三軸圧縮試験から求めた内部摩

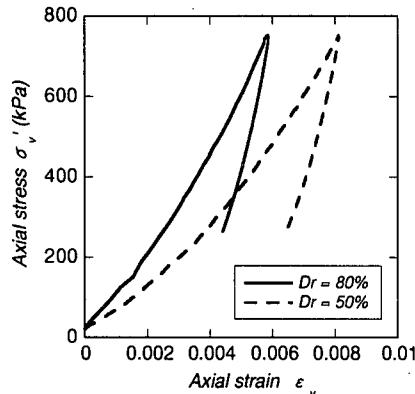


Fig.8 Change in axial strain with changing axial stress during Ko-loading and then unloading

擦角の関係を示したものである。図中に内部摩擦角を用いてJakyの式¹⁾ ($(1 - \sin \phi)^4$) より求めた K_0 値も併せて示す。豊浦砂の載荷時の K_0 の値はJakyの式と良く一致しており、これは既往の研究結果と矛盾しない¹¹⁾。

Fig.8は、Fig.6の試験における軸応力と軸ひずみの関係を示したものである。側方のひずみを拘束した条件下では、軸応力の増加に伴って側方応力も増加するため平均主応力が増加し、応力－ひずみ関係はひずみ硬化型の性質を示す。

Fig.9(a)は、軸応力 σ_v' を800kPaまで K_0 載荷したのち所定の σ_v' まで K_0 除荷して過圧密にした供試体に対して、有効上載圧を保ったまま側方応力を除荷した試験より得られた主応力比 $K (= \sigma_h' / \sigma_v')$ と側方ひずみ ϵ_h の関係を示したものである。主応力比 K は、山留めで使用される有効応力表示の土圧係数と同義である（以下、本論文では土圧係数と記す）。過圧密の程度により初期の土圧係数は大きく異なるが、わずかの側方ひずみによって急激に土圧係数が低下し一定の値に近づいてゆく。この図から明らかなように、過圧密比の違いによる初期の土圧係数の違いは、側方ひずみが 10^{-3} になる段階で解消されてしまい、その後の土圧係数は過圧密の程度によってあまり大きな影響を受けないことがわかる。このことは、山留め壁に作用する側方応力のように、施工過程で側方応力解放が生じる場合に、 K_0 圧密試験の除荷過程より求めた K_0 値を基に土圧係数を算定することは、過圧密による土圧係数の上昇を過大に評価することになる。

Fig.9(b)は、過圧密比OCR=2の条件下で相対密度の異なる供試体について、Fig.9(a)と同様に試験を行った結果を示したものである。図から明らかなように、相対密度が大きくなるにつれて一定になる土圧係数は徐々に小さくなる。Fig.10は、この土圧係数 K_a と、排水三軸圧縮試験より求めた内部摩擦角 ϕ' を比較したも

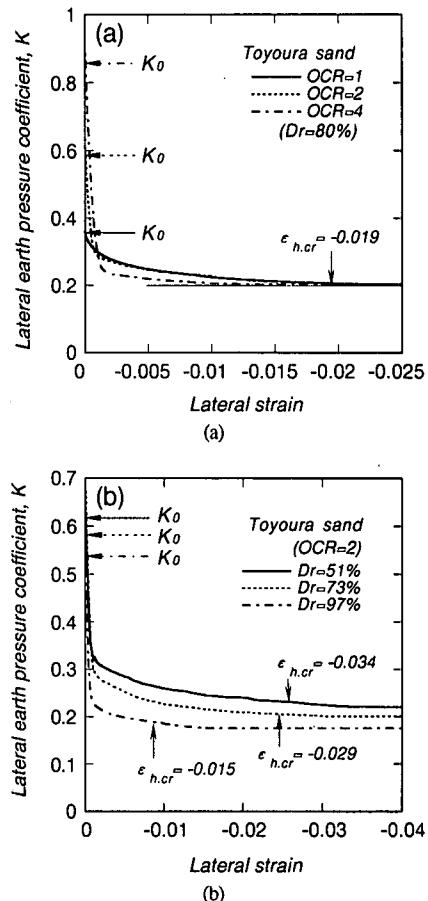


Fig.9 Decrease in lateral earth pressure coefficient with decreasing lateral strain in an expansion manner

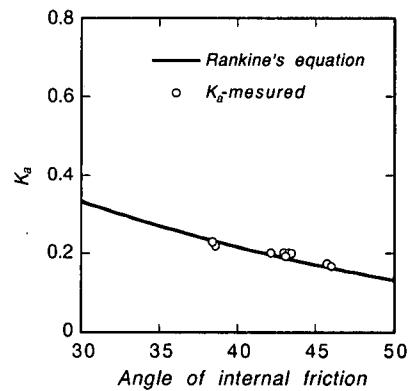


Fig.10 Relation between K_a and angle of internal friction measured and predicted for Toyoura sand

のである。両者の関係は、次式に示すRankineの主働土圧の算定式と良く一致しており、Fig.9(a), (b)の一定になる土圧係数 K_a は主働土圧係数と考えてよい。

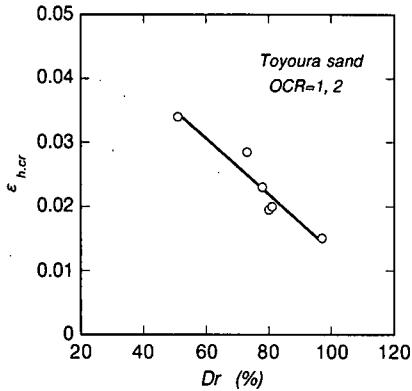


Fig.11 The lateral strain required to develop active state as a function of relative density

$$K_a = \left(\frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} \right)_{\min} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (1)$$

ここで、 σ_v' は有効上載圧、 σ_h' は有効応力表示の土圧である。Fig.9(a), (b)から、主働土圧の状態に至る側方ひずみ $\epsilon_{h,cr}$ は、過圧密比には依存せず、相対密度Drが大きくなるほど低下する傾向を示すことがわかる。

Fig.11は相対密度Drと $\epsilon_{h,cr}$ の関係を示したものである。両者の関係はほぼ直線で表すことができる。

Fig.12は、異なる相対密度の供試体に対して土圧係数Kと側方ひずみ ϵ_h の関係を、変化範囲がそれぞれ1となるよう $(K-K_a)/(K_0-K_a)$ と $\epsilon_h/\epsilon_{h,cr}$ の関係に変換して示したものである。両者の関係は相対密度に依存せずほぼ一定である。Fig.13は、過圧密比の異なる供試体に対して同様の整理を行ったものである。図はDr=80%の場合を示したものであるが、過圧密比が異なると両者の関係は明らかに異なり、過圧密比が大きくなるにつれて ϵ_h が小さいところで土圧係数の低下が著しい。

Fig.14は、所定の上載圧まで K_0 圧密した供試体に対し、有効上載圧を一定に保ったまま側方応力を除荷した後、側方応力を増加させた場合の側方ひずみと土圧係数の関係を示したものである。図には比較のために、 K_0 圧密後、側方応力を除荷した試験の結果も示している。繰返しによって、土圧係数と側方ひずみの関係はわずかに影響を受けるが、その影響は小さく、土圧係数の推定という立場から考えると、単調な側方応力の除荷の場合とほぼ同一と見なすことができる。

4. 洪積砂の試験結果

Fig.15は、原位置で採取した洪積砂と再構成試料の K_0 載荷・除荷試験より得られた軸応力と側方応力の関

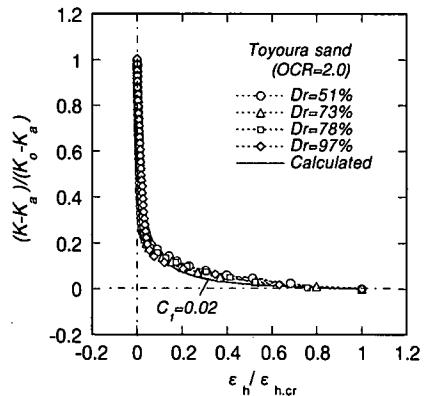


Fig.12 Relationship between $(K-K_a)/(K_0-K_a)$ and $\epsilon_h/\epsilon_{h,cr}$ of Toyoura sand

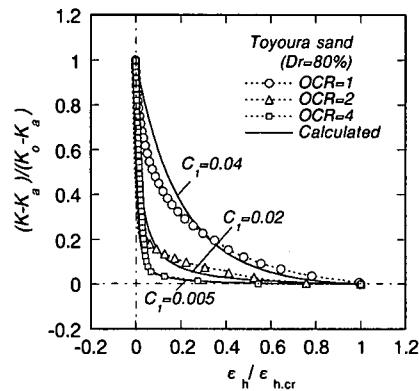


Fig.13 Curve fitting for the experimental relationship between K and ϵ_h

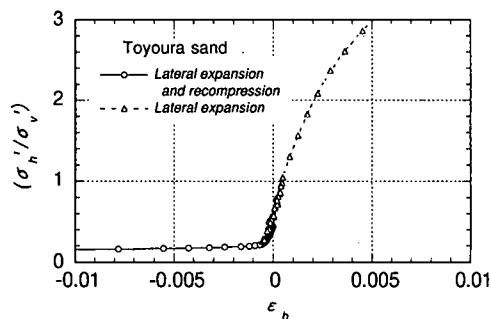


Fig.14 Influence of lateral repeated loading history on lateral earth pressure coefficient

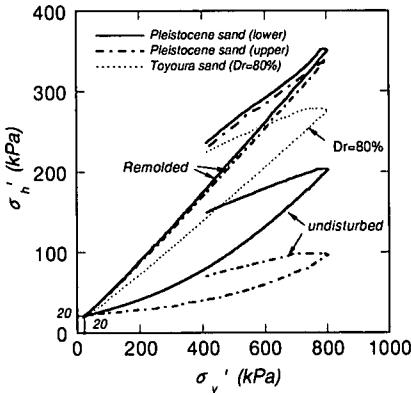


Fig.15 Lateral stress changes during axial K_0 loading for Pleistocene sands and Toyoura sand

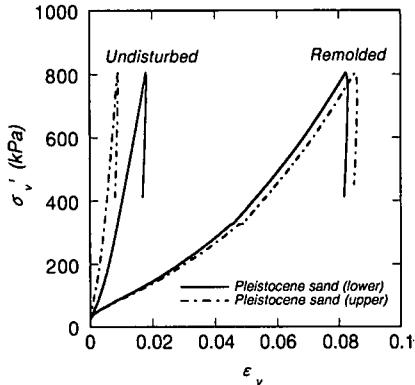


Fig.16 Comparison of undisturbed and remolded relations between axial strain and axial stresses for Pleistocene sands sampled

係を示したものである。載荷時の軸応力と側方応力の関係に注目すると、再構成試料の場合は豊浦砂と同様に軸応力の増加に伴って一定の原点を通る直線に漸近するが、不搅乱の洪積砂の場合は下に凸の曲線となり、図に示すような800kPa程度の軸応力では土圧係数は一定の値に達しない。このような傾向は、不搅乱の洪積砂にはよく見られる現象である¹²⁾。洪積砂載荷時の土圧係数は再構成砂のそれに比べると著しく小さく、Fig.15の例では1/4から1/2程度の値を示している。

Fig.16は、Fig.15の試験における軸応力と軸ひずみの関係を示したものである。応力-ひずみの関係がひずみ硬化型の性質を示す様子は、再構成試料、不搅乱洪積砂とも同一であるが、応力とひずみの絶対値は大きく異なり、同一応力下でのひずみは不搅乱供試体では再構成試料の1/10程度しか生じない。

Fig.17は、 K_0 圧密載荷・除荷試験の後に有効上載圧

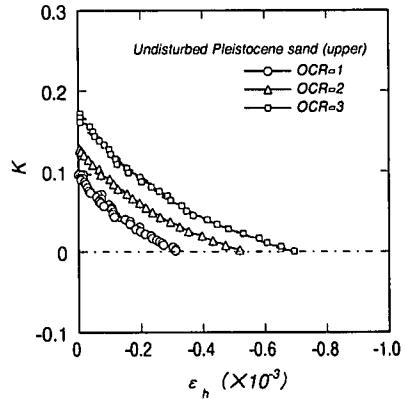


Fig.17 Relation between lateral strain and earth pressure coefficient for undisturbed Pleistocene sands sampled

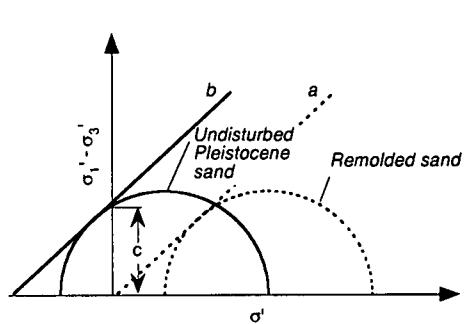


Fig.18 The actual critical stress states for undisturbed and remolded sands

(σ'_v)を一定に保ったまま側方応力を除荷した試験の結果を示したものである。側方ひずみの増加にともない土圧係数が急激に低下する様子はFig.9に示した豊浦砂と同一であるが、この試料の場合、土圧係数は一定値に達する以前にゼロになっている。

このように主働状態に近い状態での土圧係数が小さいことの理由は、次のように考えることができる。Fig.18は、砂の主働状態でのモールの応力円を示したものである。搅乱砂の場合は、粘着力 c が存在していないため、 $K_a = \sigma'_v / \sigma'_h = \text{const.}$ の状態で限界状態に達する。ところが陶野¹³⁾が明らかにしたように、洪積砂の場合は粘着力 c を有するため、Fig.18の直線 b のような破壊包絡線を持つことになる。この場合 K_a の値は小さくなり、Fig.17のように、応力状態によっては限界応力状態に達する以前に負の値を示すこともあり得ることになる。

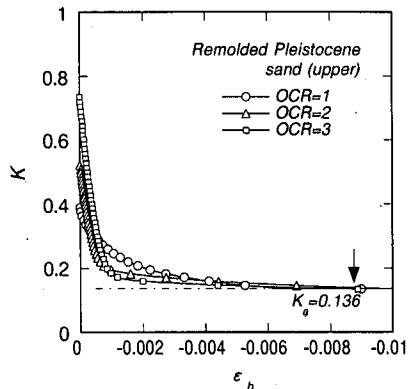


Fig.19 Relation between lateral strain and earth pressure coefficient for remolded Pleistocene sands sampled

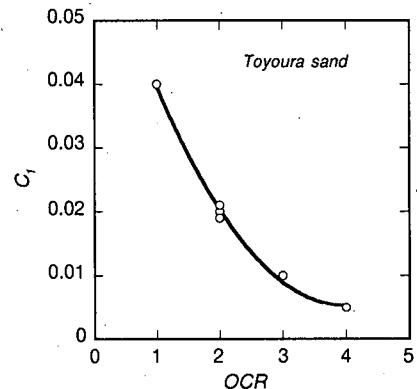


Fig.20 Correlation between C_1 and OCR irrespective of sand density

5. 側方の変形が生じる場合の土圧係数の評価

Fig.9～Fig.18の結果に基づいて、側方に変形が生じる場合の土圧係数のモデル化を行う。Fig.12およびFig.13に示した実験結果から、側方ひずみの変化による搅乱砂の土圧係数 K_t の低下が双曲線関数で近似できると仮定すると、次の関係式を導くことができる。

$$K_t = K_a + (K_o - K_a) \times \left[1 - \frac{\epsilon_h / \epsilon_{h,cr}}{C_1 + (1 - C_1) \cdot \epsilon_h / \epsilon_{h,cr}} \right] \quad (2)$$

Fig.19は、Fig.17で示した洪積砂を搅乱し再構成した供試体について K_o 載荷・除荷後、側方応力を除荷した結果を示したものである。豊浦砂の結果と同様に過圧密比の違いによらず、側方ひずみが大きくなれば、一定の土圧係数 K_t に収束している。Fig.17とFig.19を比較すると、不搅乱な洪積砂は搅乱砂に比べ粘着力による土圧係数の低減効果があり、Fig.17のように側方ひずみが増加し主働状態に至らない過程で土圧係数がゼロになる場合もある。この効果を簡便に表現するために、側方ひずみの値によらず一定の土圧係数 K_c を K_t から減ることで、洪積砂の土圧係数 K を次式のように算定する。

$$K = K_t - K_c \quad (3)$$

この関係を用いて、式(2)を変形すると次式のように表すことができる。

$$K = K_a - K_c + (K_o - K_a) \times \left[1 - \frac{\epsilon_h / \epsilon_{h,cr}}{C_1 + (1 - C_1) \cdot \epsilon_h / \epsilon_{h,cr}} \right] \quad (4)$$

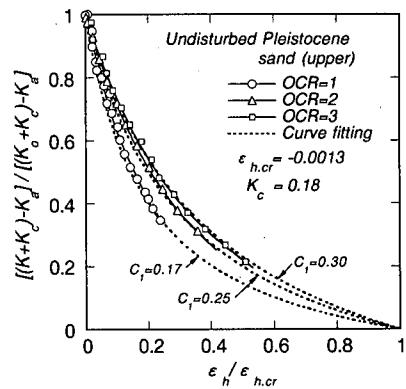


Fig.21 Curve fitting for normalized Relation between lateral strain and earth pressure coefficient

Fig.12, 13に示す実線は、式(4)において $K_c=0$ として試験結果を近似したものである。図から明らかなように、側方ひずみの変化に伴う K の低下は、式(4)で示すパラメータ C_1 の違いだけではほぼ近似することができる。Fig.20は、豊浦砂における C_1 と過圧密比OCRの関係を示したものである。図のように C_1 とOCRは1対1の関係がある。

Fig.21は、式(4)に基づいてFig.21に示した $\epsilon_{h,cr}$ とFig.19に示した再構成供試体の K_c を用い、Fig.17の試験結果を近似したものである。Fig.21から明らかなように K_c の値は一定で、過圧密比の大きさによって C_1 は異なる。上式の K_c および C_1 の値については、洪積砂の要素試験から算定する必要がある。今回の実験結果から求めると K_c は約0.18であった。Fig.12, Fig.13およびFig.21に示したように、式(4)は、不搅乱の洪積砂を含め側方ひずみの増大とともに土圧係数が低下する様子をよく表わしている。

Fig.17もしくは式(4)から明らかなように、洪積砂の土圧係数はわずかな側方変位によって急激に低下し、

ある程度の側方変位が許容できる環境では攪乱した砂に比べかなり小さな土圧係数をとる。このことは、従来から設計時に考えられていた「洪積の地盤では、過圧密の効果で土圧係数を沖積の地盤より大きくとる必要がある。」という考え方は不適切であることを示している。側方応力の解放による土圧係数の低減と粘着力による土圧低減効果 K_c により、洪積地盤の土圧係数は、沖積地盤にくらべ小さな値をとると判断すべきである。

6. 結論

山留めの施工過程を模擬して、 K_0 圧密・膨張させた供試体を側方に変形させる室内要素試験を行った結果、以下のことことが明らかになった。

(1) 正規圧密、過圧密の場合を問わず、砂供試体は側方に 10^{-3} 程度ひずむことによって、急激に土圧係数が低下する。この低下の傾向は過圧密比が大きい程大きい。

(2) 攪乱砂を用いた供試体では、ある一定の側方ひずみが発生すると、土圧は主働状態になる。主働状態に達する側方ひずみは、過圧密比に依存せず、相対密度が大きい程小さくなる。豊浦砂の場合、このひずみの大きさは相対密度Drが51%で3.4%，97%で1.5%である。

(3) 不攪乱の洪積砂も含め、次式によって過圧密な供試体の側方ひずみの変化による土圧係数の低下を算定することができる。

$$K = K_a - K_{c+} \left(\frac{K_0 + K_c - K_a}{C_1 + (1-C_1) \cdot \frac{\epsilon_h / \epsilon_{h,cr}}{C_1 + (1-C_1) \cdot \epsilon_h / \epsilon_{h,cr}}} \right)$$

参考文献

- 1) Jaky : The coefficient of earth pressure at rest, *Magyar Mernok-es Epiyesz-Egyies Kozlonye, Budapest*, No. 22, in Hungarian, 1944 . (Kezdi, A. : Stability of rigid structure, *Proc. 5 th European Conf. SMFE*, Vol. 2, pp. 105-130, 1972による)
- 2) 山口柏樹：静止土圧に関する二、三の考察、第27回土木学会年次学術講演会講演集、第III部、pp.109-110、1972
- 3) 山内豊聯、安原一哉：粘性土の静止土圧に関する一考察、土質工学会論文報告集、第14卷、第2号、pp.113-118、1974.
- 4) 落合英俊：砂の静止土圧の算定式とN値を用いた静止土圧の計算法、土質工学会論文報告集、Vol.17, No. 3, pp. 93-101, 1977.
- 5) Terzaghi, K. and Peck, R. B. : Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons., 1967.
- 6) 金谷祐二、宮崎祐助：RC山留め壁にかかる側圧、土と基礎、Vol.21, No. 1, pp. 19-24, 1973.
- 7) 桂 豊、井上嘉信：軟弱粘性土地盤における大規模掘削工事例、土質工学ケースヒストリイ集（第1集）, pp.192-200, 1983.
- 8) 大島和義、牧野昭一、井上嘉信、桂 豊：実測例にみる砂地盤の山留め側圧－国立国会図書館別館工事－、土と基礎、Vol. 33, No. 7, pp. 27-32, 1986.
- 9) Okochi, Y. and Tatsuoka, F. : Some factors affecting K_0 -value of sand measured in triaxial cell, *Soils and Foundations*, Vol. 23, No. 3, pp. 52-68, 1984.
- 10) Shamoto Y., Zhang, J. and Kusukame, T. : A Simple Method for Triaxial Strain Path Testing, *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 2, pp. 119-127, 1996.
- 11) Andrawes, K. Z. and el-Sohby, M. A. : Factors affecting Coefficient of Earth Pressure K_0 , *Journal of SMFE, ASCE*, Vol. 99, No. SM7, 1973.
- 12) 桂 豊、西尾伸也、岸田 了、玉置克之：砂地盤における掘削前の山留め側圧について（その2）－洪積砂の K_0 圧密と側方除荷試験－、第21回土質工学研究発表会、pp. 1693-1694, 1994.
- 13) 陶野郁雄：乱さない洪積熱田砂の力学特性、土質工学会論文報告集、Vol. 21, No. 3, pp. 139-141, 1981.

(1998.7.7受付)

SIMPLIFIED ESTIMATION OF LATERAL EARTH PRESSURE IN PLEISTOCENE SANDY DEPOSITS DURING EXCAVATION

Yutaka KATSURA and Toshiyuki MITACHI

A laboratory test method is proposed in order to determine the lateral earth pressure in soils and its subsequent reduction with the lateral soil extension that probably occurs during an excavation. It is found that the in-situ earth pressure in overconsolidated pleistocene sandy soils has a significantly small K_0 -value, and its reduction rate with the lateral extension tends to increase as OCR-value increases, but the developed active earth pressure depends strongly on the angle of internal friction, irrespective of OCR-value. From the experimental findings, a simplified method is suggested for the evaluation of the in-situ lateral earth pressure in pleistocene sandy soil deposits and its change during an excavation.