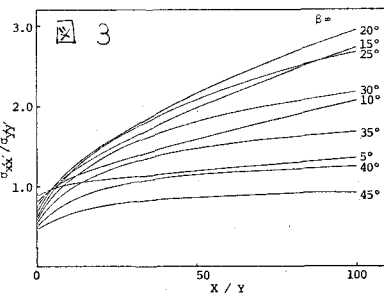
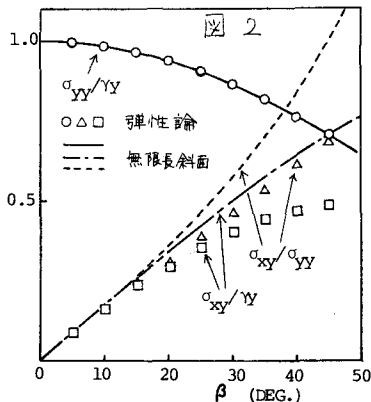
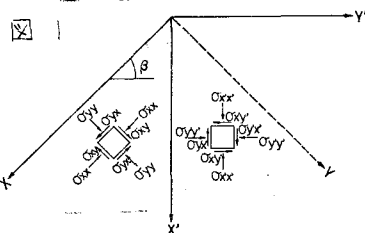


傾斜地盤内の応力について

京都大学 防災研究所 足立 紀尚
 京都大学 防災研究所 清水 正喜
 京都大学 大学院 ○下河内隆文

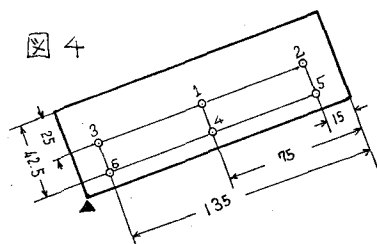
序 現行の傾斜地盤の安定解析手法には初期応力に関してある種の仮定が設けられている。合理的な安定解析を行うためには初期応力を知ることが重要である。現場において、通常測定できる地盤内応力は、鉛直および水平土圧である。無限長斜面のような単純な境界条件の場合には、鉛直・水平土圧比($K \equiv \sigma_{xx}/\sigma_{yy}$)を知ることができれば、すべての応力成分を解析的に求め得る。本研究では、弾性論に基づく堤体内応力解析の成果を用いて、無限長斜面の解との比較ならびに土圧比 K の特性について検討した。さらに、模型地盤傾斜実験を行い、実際に発生している地盤内応力の測定を試した。実験に際して、微小応力変化の検出が可能な感度を有し、測定点におけるすべての応力成分を知ることができるような土圧計(三面土圧計)を設計・試作して用いた。

弾性論に基づく堤体内応力 図1に示す堤体内応力に関し、Goodmanら¹⁾は弾性論に基づいて $x'y'$ 座標系における応力成分を解析的に得ているが、無限長斜面においては、 σ_{yy}, σ_{xy} の値が知り得ることから、 xy 座標系における応力成分を求めた。解の特徴として $\sigma_{yy}/\gamma y, \sigma_{xy}/\gamma y$ は x/y が3~5以上になると一定値に漸近するが、その一定値および σ_{xy}/σ_{yy} と β との関係を図2に示した。同図には、無限長斜面の場合の解、 $\sigma_{yy}/\gamma y = \cos \beta$, $\sigma_{xy}/\gamma y = \sin \beta$, $\sigma_{xy}/\sigma_{yy} = \tan \beta$ も示している。この図より、 σ_{yy} は無限長斜面解と一致し、 σ_{xy} および σ_{xy}/σ_{yy} は、 β の小さいところではほぼ一致するが β が大きくなるにつれて、無限長の場合の方が大きくなっていることがわかる。 σ_{xy}/σ_{yy} は砂質土無限長斜面の安全率を与えることから、無限長の仮定で安定解析を行えば安全側の設計となることを表わす。図3に $\sigma_{xx}/\sigma_{yy}' (=K)$ の分布を示すが、 x/y が大ききところ($x/y=100$)では、 $\beta=5 \sim 45^\circ$ の範囲で $K=0.9 \sim 3.0$ の値をとることがわかる。以上のように、弾性論によれば、構成材料の性質が入ってこないが、 K は、水平地盤における静止土圧係数(K_0)に対応していて、地盤構成材料により異なる値をとることが予想される。 K の材料依存性は、実地盤での計測値や後述の模型実験等から、今後明らかにされるべきである。

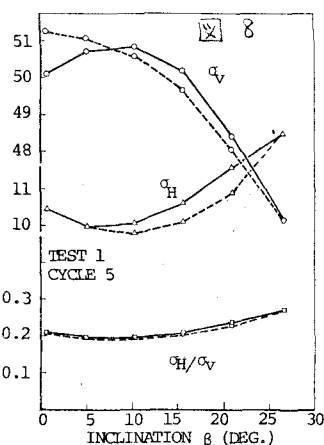
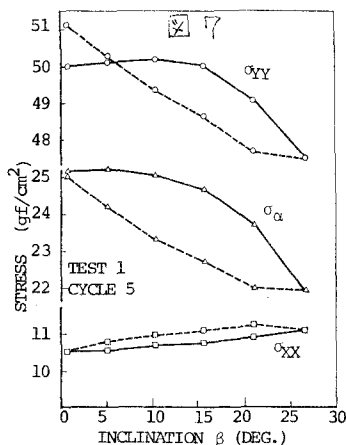
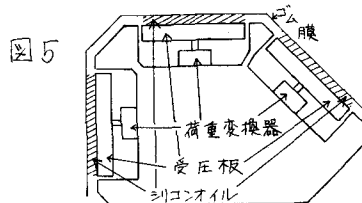
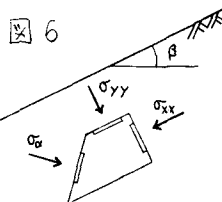


模型地盤傾斜実験 土槽(深さ50cm, 横150cm, 奥行

24.5cm ; 図4参照)内に豊浦標準砂を入れ、土圧計を所定の位置に設置して、つき固めて砂地盤とした($\gamma_t = 1.5 \text{ gr/cm}^3$)。土圧計は図5に模式的に示す三面土圧計であり、その詳細は文献²⁾に譲る。土槽の一端をつり上げて傾斜させ、そのときに土圧計に発生する応力を測定した。



土圧計設置位置を6通りに変え、各位置に対して、最大傾斜角(27°)までつり上げた後下ろしていくというサイクルを6回くり返した。図7に、土圧計各面で測定された応力(図6参照)、図8に測定応力より計算した σ_H , σ_V , $\sigma_H/\sigma_V = K$ を示す。図7より、どの応力成分もヒステリシスループを有すること、 β の増大につれて σ_{yy} , σ_α は減少、 σ_{xx} は増加すること、変動は σ_{xx} が最も小さいことがわかる。これらの傾向は他のTestについても同様に見られた。ヒステリシスループは、傾斜面の変動の過程で砂のしめ固めがあることや、市原ら³⁾が指摘し



ている土圧計表面の応力集中の影響と思われる。また、図8より、 σ_V , σ_H はともに単調な変化を示さず、弾性論に基づく傾向と異にしている。 K の変動は0.19~0.26と小さい。 $\beta = 0$ のときの K は K_0 値を表わすが、豊浦標準砂に対する K_0 値(約0.6)に比べて小さい。これは、土槽の大きさに比べて土圧計が大きいために、土槽側壁と砂との間の摩擦や、傾斜変動の過程の砂のしめ固めの度合いが土圧計の側面(σ_{xx} 面)で小さいこと等のためと思われる。

あとがき 今後、土圧計の砂圧検定を行う必要がある。また現場の応力状態を測定する方法について研究をすすめたいと考えている。

謝辞 土圧計測に関する諸問題について名古屋大学松沢宏先生に御教示頂いた。ここに深謝の意を表する。本研究は、昭和55年度、文部省科学研究費(自然災害特別研究)の補助を受けたことを記し謝意を表する。

参考文献 1) L. E. Goodman and C. B. Brown (1963) J. Soil Mech. Found. Div, ASCE, Vol. 89, No. SM3
2) 下河内 隆文 (1981) 京都大学工学部卒業研究論文 3) 市原松平, 古川 清 (1966) 土木学会論文集, 135号