

電力中央研究所

正員 西 好一

同上

正員 江刺靖行

1. まえがき

地盤が繰り返し荷重を受けた時に生じる沈下の要因は、繰り返し載荷時において生じる累積ひずみ現象とそれに伴い発生する過剰間隙水圧の消散とからなっている。従来は主に後者の議論、すなわち液状化という破壊現象に着目した研究が多く見受けられる。しかし最近、大型構造物が密な砂質系地盤に立地することが多く、液状化に至らなくとも繰り返し荷重を受けた時の残留沈下量の評価が重要視されるようになってきている。本研究は筆者らが発表した弾塑性モデル¹⁾を基本として、これを繰り返し荷重条件下における変形挙動にも取り扱うように拡張することを目的として行なっている研究の一部を報告するものである。

2. 繰り返し荷重下における弾性及び塑性ひずみ成分

正規圧密された土質材料が単調載荷を受けるときは、応力の増加に伴い発生するひずみ成分の大部分は塑性成分から成るものとして議論を進め、弾性成分を散発に取り扱わなくてもそれほど問題が生じない。しかし、繰り返し載荷を受けるときは弾性成分も適確に評価し、荷重が除去された時にどの程度ひずみが回復、あるいは残留しているのかも詳細に論じることが重要であろう。特に飽和した土質材料を対象とする場合、非排水条件下では微少な体積ひずみ成分が間隙水圧応答に大きな影響を及ぼすので、従来塑性成分のみとして取り扱ってきたダイレイタンスによる弾性体積ひずみ議論がなされねばならない。ここではひずみ不変量として四面体せん断ひずみ γ_{oct}^p と体積ひずみ ϵ_v に着目し、これらをそれぞれ次の様に弾性成分と塑性成分に分離できるものとして議論を進める。

$$d\gamma_{oct} = d\gamma_{oct}^E + d\gamma_{oct}^P \quad (1)$$

$$d\epsilon_v = d\epsilon_v^E + d\epsilon_v^P = (d\epsilon_v^E + d\epsilon_v^P) + (d\epsilon_v^E + d\epsilon_v^P) \quad (2)$$

ここにE, Pは弾性及び塑性、またC, dは圧密とダイレイタンスによる成分をそれぞれ表わす。

正規圧密された状態で単調に荷重が増加する場合、 $d\epsilon_v^P/d\gamma_{oct}^P$ と有効応力比 T_{oct}/σ_m' (=?)との間には次式が成立することが実験的に確認されている。

$$\frac{2}{3} \cdot d\epsilon_v^P/d\gamma_{oct}^P = M_m - \eta \quad (M_m; d\epsilon_v^P = 0 \text{ の時の } \eta) \quad (3)$$

また $d\epsilon_v^E$ 及び $d\epsilon_v^P$ は等方圧縮試験時において得られる $e \sim \log_e \sigma_m'$ 曲線の直線表示により、

$$d\epsilon_v^E = K/(1+e_0) \cdot (d\sigma_m'/\sigma_m') \quad (4)$$

$$d\epsilon_v^P = (\lambda - K)/(1+e_0) \cdot (d\sigma_m'/\sigma_m') \quad (5)$$

3. 移動硬化の導入

砂も一定せん断応力の下で繰り返しせん断する場合、完全に弾性状態へ到達させるにはかなりの繰り返し回数が必要とする。したがってこの弾性状態へ移行するまでには塑性成分と弾性成分が混在した形で変形が追もつと考えられる。ここではこの弾性状態へ至るまでの降伏は有効応力比一定線がたえず応力の変化する方向に共に移動するものと仮定する。また、ある有効応力比 η から η が増加あるいは減少する場合には式(3)を基本として次式が成立するものと仮定しておく。

$$\frac{2}{3} \cdot d\epsilon_v^P/d\gamma_{oct}^P = +(M_m - \eta) \quad ; \quad d\eta > 0 \quad (6a)$$

$$\frac{2}{3} \cdot d\epsilon_v^P/d\gamma_{oct}^P = -(M_m - \eta) \quad ; \quad d\eta < 0 \quad (6b)$$

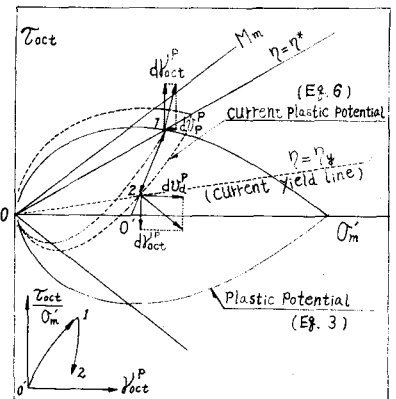


図-1 移動硬化と塑性ポテンシャル

上式は載荷から除荷あるいはその逆の過程をえて繰り返し載荷される場合の有効応力比 η^* に対称軸とし、図-1に示す様な形状を有する塑性ポテンシャルを表わすことを意味している。

4. 弾性ひずみ成分について

弾性ひずみ成分を厳密に議論しようとするならば、完全にひずみの累積が停止するまで繰り返し載荷をし、この時の応力ひずみ状態で定義する必要がある²⁾。ここでは一定セン断応力 σ_m^* で非排水繰り返しセン断した時の実験結果から特にダイラタンシーの弾性成分について述べる。図-2,3に利根川砂と試料とした三軸圧縮試験で $\tau_{oct}=0$ から0.492,及び1.2/2 kg/cm²の下でそれぞれ4回及び11回繰り返した時の有効応力径路及び応力ひずみ曲線を示した。他の論文³⁾でも見られるようにセン断ひずみの進行がほぼ停止した状態でも、有効応力径路は σ_m^* 軸に直交する径路を示さな。この状態を一定弾性状態と仮定して次式で v_d^E を求め有効応力比に対してプロットしたのが図-4である。

$$v_d^E = -K/(1+e_0) \cdot \log_e (\sigma_m^*/\sigma_m^*) \quad (7)$$

ここに σ_m^* は弾性状態における $\eta=0$ 時の有効平均主応力である。図から v_d^E と η の間にはセン断応力レベルの違いによらずユニークな関係が存在することが示されている。特に $\eta=0$ から0.4程度まではほぼ直線関係にあるものとみなしてよい。

5. 有効応力径路の予測

以上の議論から一定セン断応力 τ_{oct} の下で繰り返し載荷を受けた時の有効応力径路を予測してみる。 $d\tau_{oct}^E, dv_d^E$ は等方圧縮試験結果から、また $d\tau_{oct}^E, dv_d^E$ は有効応力比 η の関数として決定できる。一方 $d\tau_{oct}^P$ は全ひずみ増分 $d\tau_{oct}$ から $d\tau_{oct}^E$ を差し引いて求められる。したがって繰り返し時における任意の応力状態下での $d\tau_{oct}^E$ は式(6)より求められるのでその時の有効応力径路は次式で評価できることになる。

$$\sigma_m^* = \sigma_m^* \exp\left(-\frac{1+e_0}{\lambda + K} (v_d^* - v_d^E)\right) \quad (8)$$

ここに σ_m^*, v_d^* はセン断応力が増加から減少あるいはその逆の過程まで求められている σ_m^* 及び v_d^* の値である。図-5は $e_0=0.878$ を有する利根川砂の非排水繰り返しセン断結果を表わしている。なお計算に際しては $\lambda=0.0102, K=0.0054$ を用いている。図中、破線は計算値を示す。第1回・除荷時において過剰間ゲキ水圧を過大評価する傾向にあるが、間ゲキ水圧の累積傾向に関してはほぼ満足する結果を与えているようである。

なお本研究の詳細及び実験値との照合(両振り下)については講演発表時に報告する予定である。

参考文献 1) 西・江刺(1978); 土木学会論文集 No 280, 2) 村山(1975); 土木学会論文集 No 236, 3) T. Rurairajar, A (1975); Proc. Fourth Southeast Asian Conf. on Soil Eng.

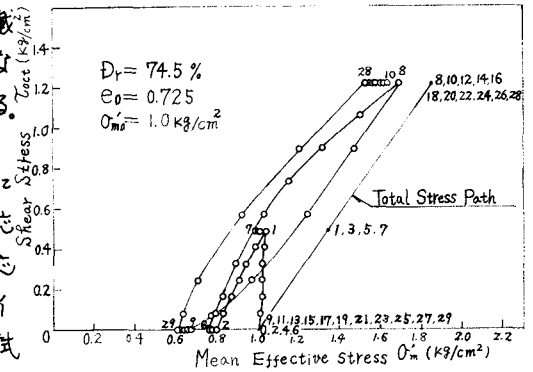


図-2 有効応力径路

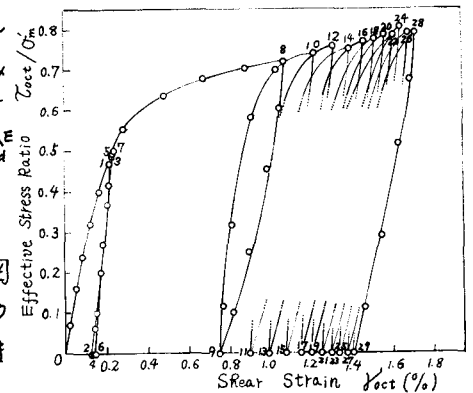


図-3 応力ひずみ曲線

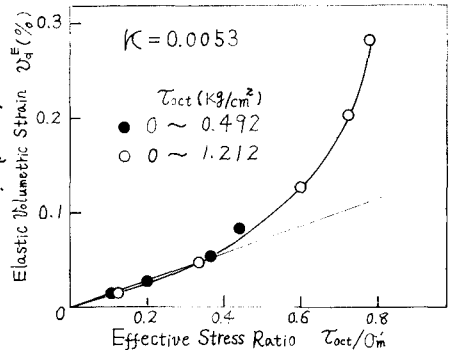


図-4 弾性体積ひずみ～応力曲線

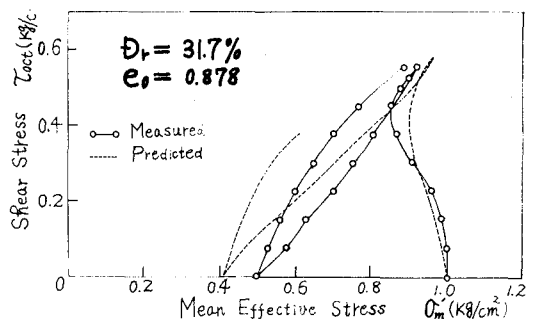


図-5 有効応力径路の予測