

ウェルレジスタンスを考慮したグラベルドレーンの数値解析と杭径比設計図

尾上 篤生
(技術研究所)

§ 1. はじめに

緩い砂地盤の地震時液状化防止を目的とするグラベルドレーン工法において、グラベルドレーンの杭径比の設計に現在まで使われている Seed・Booker¹⁾ の提案図は、ドレーンを脱水抵抗のない中空パイプと見なした解析に基づいて作られている。しかし、現実には有限な透水性をもった礫材料をグラベルドレーン材として使うので、従来の設計方法には疑義があった。そこで、筆者ら²⁾³⁾ は原位置振動実験を行ない、グラベルドレーンによる実際の液状化防止効果に対してドレーンの脱水抵抗、すなわちウェルレジスタンスが著しく大きな影響を及ぼすことを定量的に明らかにした。

最近では、ウェルレジスタンスを考慮した杭径比算定図や算定式、あるいは数値解析方法がいくつか提案されている。大北ら⁴⁾ は、Seed・Booker の図を基にしてウェルレジスタンスを考慮したノモグラムを、時松・吉見⁵⁾ は FEM 解析に基づいて水圧比算定図を示した。しかし、大北らのノモグラムはウェルレジスタンス係数が 1.0、設計水圧比が 0.5 の場合に、また時松・吉見の図はせん断応力比が 1.3 の場合にそれぞれ限定されている。石原⁶⁾ の等価透水係数法はドレーンの透水性を考慮した解析法であるが、ドレーンの細長比が変わるたびに浸透流解析を行なう必要がある。

田中ら⁷⁾ は、ウェルレジスタンスを考慮した簡易な水圧比予測式を提案した。尾上ら⁸⁾ は、Hansbo のドレーン圧密の式を使って田中らの簡易式を拡張し、深度方向の水圧比の算定を可能にするともに拡張式を用いた設計例を示した。田中らの簡易式は、非排水条件下の繰返しせん断に伴う砂中の水圧比上昇曲線として、水圧比と繰返し回数比の線型関係を仮定している。しかし、水圧比上昇曲線としては、一般に Seed ら⁹⁾ の式示である \arcsin 関数が実験値をより良く近似している。

井合・小泉¹⁰⁾ はこの \arcsin 関数に基づき、有限要素法を使ってウェルレジスタンスを考慮した解析を行なっ

た。彼らは、振動時間の経過に伴って発生水圧と消散水圧とが次第にバランスを保ち、水圧比がある一定の定常状態に落ち付くという Seed・Booker の計算結果の特徴を利用して、繰返し回数比をパラメータから除外した設計図を提案した。しかしながら、水圧比がその最大値、すなわち定常状態の値に達するまでに要する時間ではなく、最大値の 90% に達するまでの時間について検討した結果に基づく提案なので、常に、また特に繰返し回数比が小さい間は危険側の杭径比をもたらす。

このようにいくつかの研究がなされているものの、ウェルレジスタンスを考慮したグラベルドレーンの杭径比設計に十分有効な図表はこれまで無かった。

本報告は、Seed・Booker と同じ間隙水圧発生モデルに基づき、ウェルレジスタンスを考慮した数値解析を行なうことによって原位置実験結果が説明できることを示し、併せて諸定数の値が通常の設計に要求される範囲をカバーしたグラベルドレーンの杭径比設計図を提案するものである。

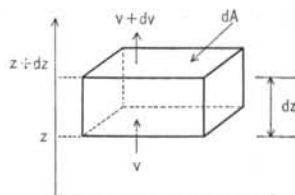
§ 2. 解析方法

2.1 基礎方程式と境界条件

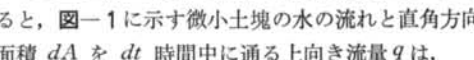
2.1.1 水圧の発生と消散を考慮した圧密の基礎方程式

水圧の発生と消散を考慮した圧密方程式は、Seed・Booker¹⁾ や吉見³⁾ らによって説明されているが、本報告では圧密の基本的メカニズムに遡って整理してみよう。

いま、水圧の消散は一次元的であると考え、 z 軸を上向



図一 微小土塊における水の流出量

きにとる。任意の時刻，場所の過剰間隙水圧を $u(z, t)$ とすると， 図-1 に示す微小土塊の水の流れと直角方向の断面積 dA を dt 時間中に通る上向き流量 q は，

$$q = v dA dt = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} dA dt \quad \dots\dots(1)$$

ただし， γ_w は水の単位体積重量， k は透水係数である。上面 ($z+dz$) から出る流量 $q+dq$ は，

$$q+dq = (v+dv)dA dt \\ = -\left[k \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial u}{\partial z} \right) dz \right] \frac{dA dt}{\gamma_w} \quad \dots\dots(2)$$

dq は dt 時間中に土塊から出る水量であって，その体積減少と一致する。したがって，一次元圧密では dt 時間中の要素の高さの減少量の dA 倍に等しい。 dz は t が増すと減ることを考えれば，

$$dq = \frac{\partial(dz)}{\partial t} dA dt = -\frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial u}{\partial z} \right) dz dA dt \quad \dots\dots(3)$$

しかるに，間隙比を e とすると $dz/(1+e) = dz_s$ は土塊中に含まれる土粒子実質部分の高さで一定であるから，

$$\frac{\partial(dz)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} [(1+e) dz_s] = dz_s \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{dz}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad \dots\dots(4)$$

一方，一次元状態でのひずみを ε_1 とすると，

$$d\varepsilon_1 = -\frac{d\varepsilon}{1+e} \quad \dots\dots(5)$$

有効応力 σ_1' とひずみの関係は，体積圧縮係数 m_v を用いて，

$$m_v = \frac{d\varepsilon_1}{d\sigma_1'} \quad \dots\dots(6)$$

式(5)と式(6)から，

$$-\frac{de}{dt} = -m_v(1+e) \frac{d\sigma_1'}{dt} \quad \dots\dots(7)$$

式(7)を式(4)に代入して，

$$-\frac{d\sigma_1'}{dt} = \frac{1}{\gamma_w m_v} \frac{\partial}{\partial z} \left[k \frac{\partial u}{\partial z} \right] \quad \dots\dots(8)$$

繰返しせん断によって土塊内要素に発生する水圧を $u_g(t)$ とし，繰返しせん断荷以前から要素に作用していた全応力を σ_0 とすれば， σ_0 は一定であるから実際には u_g が増加して σ_1' が減少する。 u_g は非排水状態で発生する水圧であるから u_g の発生による体積変化はなく， u_g は載荷重と同じ効果をひずみに対して与える。すなわち，

$$\sigma_1' + u = \sigma_0 + u_g \quad \dots\dots(9)$$

したがって，

$$\frac{d\sigma_1'}{dt} + \frac{du}{dt} = \frac{\partial u_g}{\partial t} \quad \dots\dots(10)$$

式(10)を式(8)に代入すれば，

$$\frac{du}{dt} - \frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{1}{\gamma_w m_v} \frac{\partial}{\partial z} \left[k \frac{\partial u}{\partial z} \right] \quad \dots\dots(11)$$

水平方向の透水係数を k_h ，鉛直方向の透水係数を k_v として，軸対称円筒座標表示すれば，

$$\frac{1}{\gamma_w m_v} \left[\frac{\partial}{\partial r} \left(k_h \frac{\partial u}{\partial r} \right) + \frac{k_h}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_v \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right] \\ = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \quad \dots\dots(12)$$

この u は消散する水圧を示すのではなく，消散と発生を重ね合わせた水圧である。すなわち，消散する水圧を u_a とすれば，

$$u = u_a + u_g \quad \dots\dots(13)$$

である。これは Seed・Booker¹⁾ と同じ扱い方であり，吉見⁹⁾ とは異なっている。式(12)に式(13)を代入すれば，

$$\frac{1}{\gamma_w m_v} \left[\frac{\partial}{\partial r} \left(k_h \frac{\partial u_a}{\partial r} \right) + \frac{k_h}{r} \frac{\partial u_a}{\partial r} + \frac{\partial}{\partial r} \left(k_v \frac{\partial u_a}{\partial z} \right) \right] \\ = \frac{\partial u_a}{\partial t} \quad \dots\dots(14)$$

となり， u_a に関するテルツァギー系列の圧密方程式が得られる。式(14)の右辺第2項は，

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\partial u_g}{\partial N} \cdot \frac{\partial N}{\partial t} \quad \dots\dots(15a)$$

あるいは，

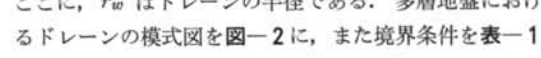
$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\partial r_u}{\partial r_N} \cdot \frac{\partial r_N}{\partial t} \cdot \sigma_0' \quad \dots\dots(15b)$$

と書ける。ここに， r_u は過剰間隙水圧比， r_N は繰返し回数比であり，初期有効応力 σ_0' ，繰返し回数 N ，液化所要繰返し回数 N_i を用いてそれぞれ $r_u = u_g/\sigma_0'$ ， $r_N = N/N_i$ で定義される。

2.1.2 境界条件と初期条件

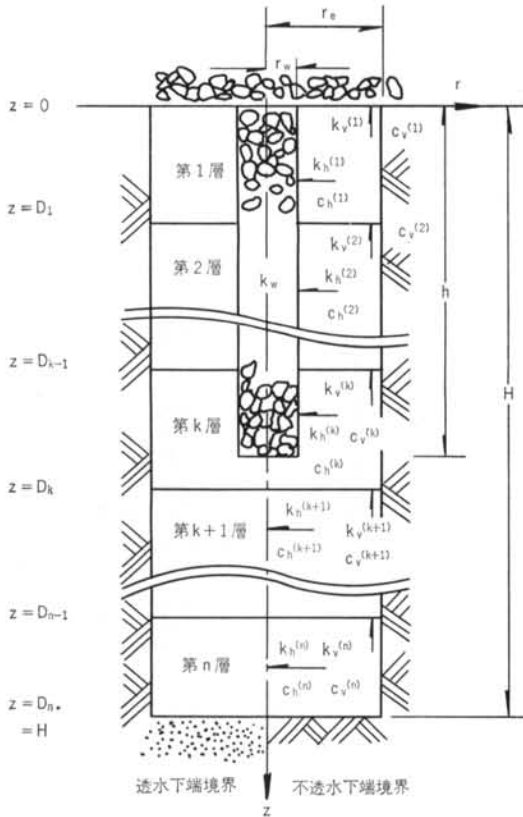
ドレーンの透水係数を k_w とすると，ドレーンと砂地盤との境界における間隙水の連続条件式は式(16)で表わせる。

$$\left(\frac{\partial u}{\partial r} \right)_{r=r_w} + \frac{r_w}{2} \frac{k_w}{k_h} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right)_{r=r_w} = 0 \quad \dots\dots(16)$$

ここに， r_w はドレーンの半径である。多層地盤におけるドレーンの模式図を 図-2 に，また境界条件を表-1 に示す。初期条件は，時刻 $t=0$ で $u=0$ である。

2.1.3 透水係数と体積圧縮係数

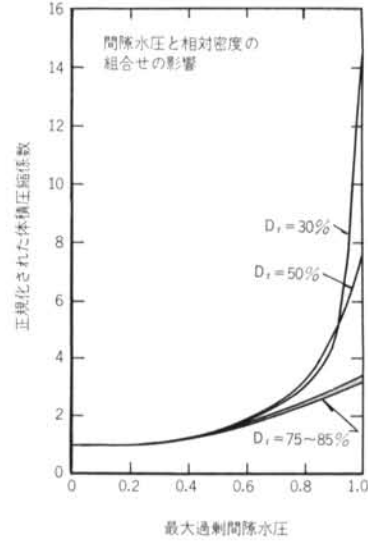
砂地盤の透水係数と体積圧縮係数は，実際には過剰間隙水圧の発生と消散に伴って変化する。しかし，透水係数は粒度組成，とくに Hazen や Creager の式に用いられている 20% 粒径の値に密接に関係している。つまり，地盤の粒度分布のばらつきや薄いシルト層の介在などが地盤の透水性に及ぼす影響の方が，有効応力に応じた透水係数の変化よりも現実には重大である。したがって，グラベルドレーンに関する解析では，透水係数を一定と



図一 多層地盤におけるドレーンの模式図

境界	条件式 (()内は下端不透水の場合)
$z=0$	$u_1=0$
$z=H$	$\frac{\partial u_n}{\partial z}=0$ ($u_n=0$)
$z=D_1$	$u_1=u_2, k_v^{(1)} \frac{\partial u_1}{\partial z} = k_v^{(2)} \frac{\partial u_2}{\partial z}$
$z=D_2$	$u_2=u_3, k_v^{(2)} \frac{\partial u_2}{\partial z} = k_v^{(3)} \frac{\partial u_3}{\partial z}$
⋮	⋮
$z=D_{n-1}$	$u_{n-1}=u_n, k_v^{(n-1)} \frac{\partial u_{n-1}}{\partial z} = k_v^{(n)} \frac{\partial u_n}{\partial z}$
$0 \leq z \leq h$ $r=r_w$	$\left(\frac{\partial u_1}{\partial r} \right) + \frac{r_w k_w}{2k_h^{(1)}} \left(\frac{\partial^2 u_1}{\partial z^2} \right) = 0$
$h \leq z \leq H$ $r=0$	$\frac{\partial u_1}{\partial r} = 0$
$t=0$	$u_1=0$

表一 境界条件と初期条件



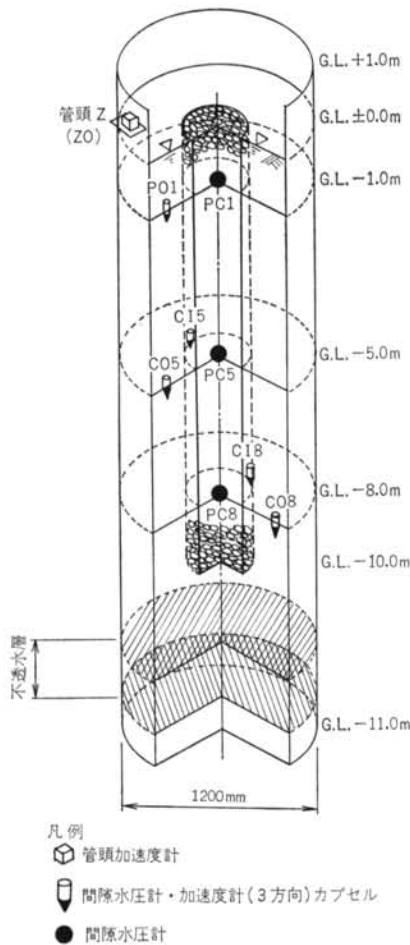
図一 過剰間隙水圧の上昇に伴う飽和砂の圧縮性⁸⁾ 仮定することは許されよう。

Lee・Albaisa¹⁰⁾ は、非排水状態で上昇した水圧比の値と、その後の排水に伴う体積ひずみの値との関係を実験的に調べた。図一 3は、その実験結果を Seed ら⁸⁾ が整理して体積圧縮係数で表現したものである。同図によると、相対密度の如何によらず水圧比 0.6 以下では体積圧縮係数の変化が小さい。したがって、グラベルドレーンの目的が水圧比を 0.6 以下のように低い値に抑えることにあることから、当解析においても m_v 一定を仮定することは妥当であろう。

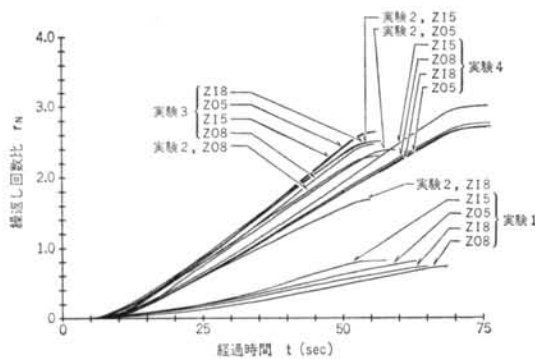
§ 3. 数値解析による原位置実験結果の検討

3.1 実験方法とデータ

尾上ら²⁾ は、グラベルドレーン施工地盤で原位置振動実験を行なって、ウェルレジスタンスの影響が大きいことを報告した。この実験は、深度 6.5m を境とする二層地盤に、図一 4 のように深度 11m まで建込んだ直径 120cm の鋼管をパイロハンマーで加振したものである。彼らは、鋼管内地盤にドレーンを打設していない非改良地盤を種々の加速度で加振した多数の実験結果から、地盤内加速度と累積損傷を考慮した液状化所要繰返し回数 N_i との間に両対数軸上の直線関係が成り立つことを見出した。その液状化強度曲線の勾配を用いて、鋼管内に長さ 10m、直径 30cm(実験 2)、40cm(実験 3)、50cm(実験 4) のドレーンを造成した改良地盤各実験および非改良地盤(実験 1) の等価繰返し回数 N_{eq} の経時変化を求め、図一 5 を得た。

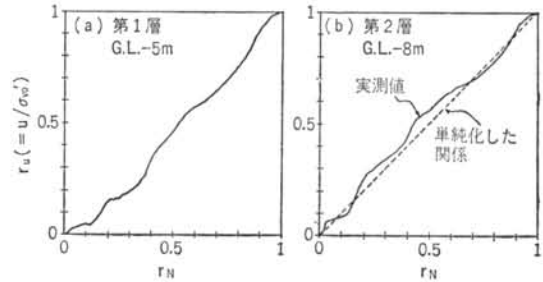


図一四 実験方法と計器配置²⁾



図一五 繰返し回数比の経時変化²⁾

また、尾上・森¹⁾は、非改良実験における深度 5m の半径方向内側および外側計器 (PI5, PO5) で測定された水圧比 r_u の経時変化の平均値を、等価繰返し回数比 $r_N (=N_{eq}/N_i)$ に対して整理して図一六(a)を示した。この曲線の勾配は、繰返しせん断によって発生した水圧比



図一六 非改良地盤における水圧比と繰返し回数比の関係¹⁾

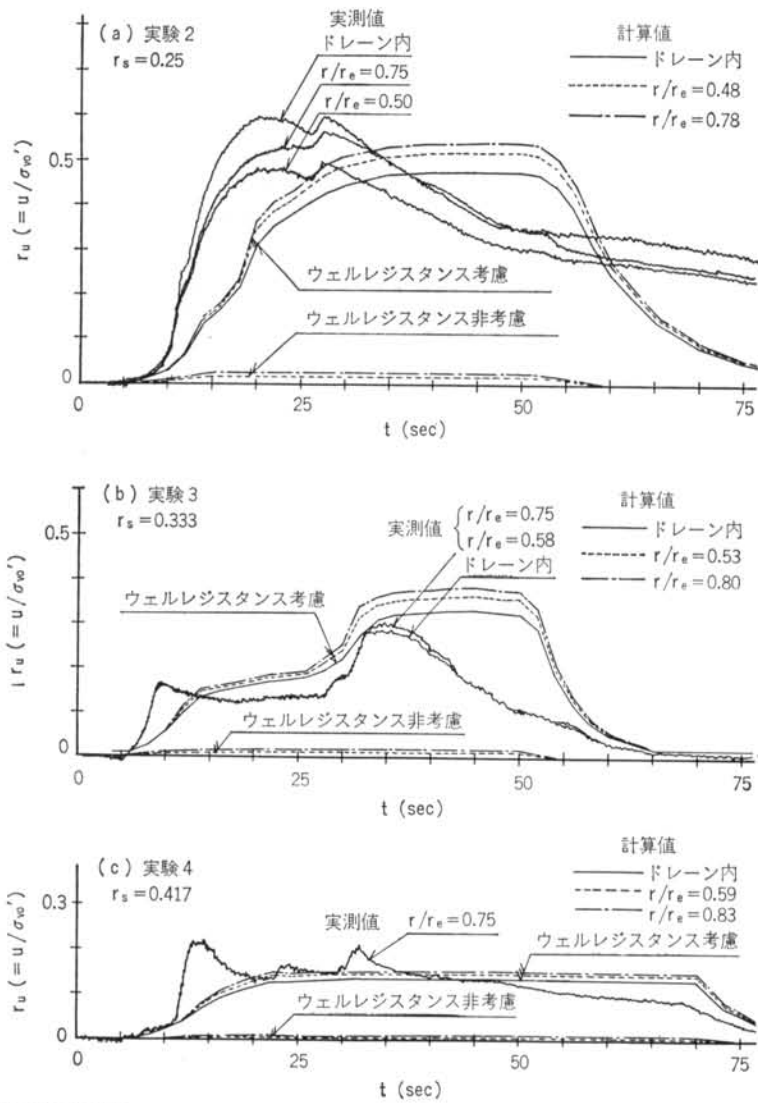
実験ケース 条件	実験 2	実験 3	実験 4
第 1 層の m_v (m^2/MN)	0.0982	0.0924	0.0928
第 2 層の m_v (m^2/MN)	0.0865	0.0833	0.0857
加振時間 t_d (sec)	56.6	55.4	75.8
ドレーン直径 d_w (cm)	30	40	50
ドレーン長さ h (cm)	1000	透水係数 $k_{h1}, k_{h2}, k_{v1}, k_{v2}$ (cm/sec)	
全層厚 H (cm)	1100	0.0146	
第 1 層下端深度 D_1 (cm)	650	ドレーンの透水係数 k_w (cm/sec)	
		6.0	

表一 二 原位置実験に関する解析用諸定数

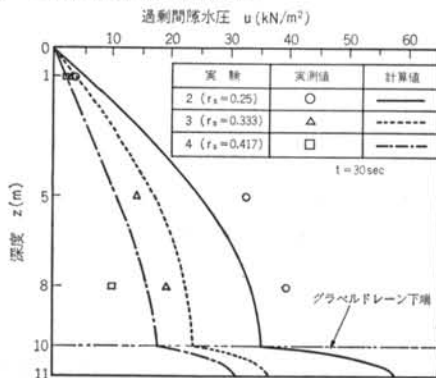
に応じて、その後の繰返し回数比の増分 Δr_N に対する発生水圧比増分 Δr_u の比を表わしていると解釈できる。すなわち、同図の勾配を式(15b)の $\partial r_u / \partial r_N$ として用いたものである。第 2 層については、計算を単純化するために、図一六(b)に点線で示した直線的水圧上昇曲線を用いた。式(15b)の右辺の $\partial r_N / \partial t$ は図一五に示された各曲線の勾配を用い、式(12), (15b), (16)を差分方程式に直して数値解析を行なった。ただし、地盤の水平方向透水係数 k_h と鉛直方向透水係数 k_v は k_s に等しいとし、加振中の k_s と m_v の値は表一 二のとおりである。

3.2 実験結果と計算結果

過剰間隙水圧比の経時変化に関する数値計算結果と実測値との比較を、図一七に示す。図一七(a)の実測値によると、ドレーン内の r_u は砂層内の r_u よりやや大きい。水圧計の精度を考えれば両者はほぼ同程度の値とみて良いであろう。計算結果もこの両水圧比が同程度に上昇することを裏付けており、また r_u のピーク値も実測値にほぼ等しい。一方、ウェルレジスタンスを考慮しない計算は、実用に耐えないことも明らかである。図一七(b), (c)をみてもウェルレジスタンスを考慮した当数値解析法による計算値は、複雑な実測経時変化と良好な一致を示しているといえよう。図一八は、加振開始後30秒経過した時点のドレーン内、およびドレーン下端以深の過剰間隙水圧の深度分布を示している。同図によれば、必



図一7 過剰間隙水圧比の経時変化¹¹⁾



図一8 経過時間30秒目のドレーン内過剰間隙水圧深度分布

ずしも一致度は高くないものの、計算結果は実測水圧分布をよく近似している。

§ 4. 杭径比設計図作成のための解析方法

4.1 非排水条件下の一般化された水圧上昇曲線

原位置実験結果と比較するために行なった前章の数値計算過程で、改良各実験で測定された等価繰返し回数比の経時変化および非改良地盤で測定された水圧比上昇曲線を、それぞれ式(4a)の $\partial r_N/\partial t$ 、 $\partial r_u/\partial r_N$ として用いた。グラベルドレーンで改良する対象地盤でこのような

原位置実験をその都度行なってこれらのデータを得ることは、各々の地盤の不均一性に起因する問題をかなり解決でき、信頼性の高い杭径比の設計を実現できる利点がある。しかしながら、費用や時間を多大に要することを考えれば、容易には行ない難い。そこで、当数値解析法による計算結果の適用性を広げ設計を省力化するためには、より一般的な水圧上昇曲線、すなわち $u_g \sim N$ 関係を採用する必要がある。

Seed・Booker¹²⁾ によれば、多くの砂に対して水圧上昇曲線は式(17)で示される。

$$\frac{u_g}{\sigma_{vo}'} = \frac{2}{\pi} \arcsin\left(\frac{N}{N_i}\right)^{1/(2\alpha)} \quad \dots\dots(17)$$

ここで、 σ_{vo}' は初期鉛直方向有効応力である。佐々木・谷口¹²⁾も繰返し三軸せん断試験による非排水条件下の各種の砂の水圧上昇曲線が式(17)で表わされ、定数 α も Seed ら¹²⁾ が選択している 0.7 が最も良い近似を与えることを報告している。そこで、本報告においても一般化された非排水条件下の砂の繰返しせん断応力載荷に伴う水圧上昇曲線として $\alpha=0.7$ を仮定した式(17)を、以下の解析に用いる。

さらに、Seed・Booker¹²⁾と同様に繰返し回数 N は経過時間に比例するものと仮定し、式(17)の $\partial N/\partial t$ は等価繰返し回数と地震動継続時間 t_a を用いて N_{eq}/t_a で表わされるものとする。以上の仮定のもとに、式(19a)は式(18)となる。

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial N} \left\{ \frac{2}{\pi} \arcsin\left(\frac{N}{N_i}\right)^{1/(2\alpha)} \right\} \frac{N_{eq}}{t_a} \quad \dots\dots(18)$$

したがって、本報告ではグラベルドレーンの杭径比早見図を作成するに当たって、式(12)、(16)、(18)を連立して解

く、以下の解析で対象とした単層地盤におけるグラベルドレーンの模式図と境界条件を、改めて図-9に示す。式(12)、(16)の差分法は、先に尾上¹³⁾によって詳説されている。

4.2 鉛直方向排水を考慮する場合と考慮しない場合の計算水圧の差異

ドレーンに向う水平方向排水と砂層上面に向う鉛直方向排水の両者を考慮する場合は、両方向の透水係数として k_s を用いるが、ドレーンによる水圧消散効果だけを考える場合は鉛直方向透水係数 k_v を 0 とした。鉛直方向排水を考慮する場合は、ドレーンの細長比 ($l=H/d_w$) の値によって地震時の砂中に蓄積する水圧に及ぼす鉛直方向排水の影響の程度が異なるが、一般に直径 (d_w) が 30~50cm のグラベルドレーンの施工深度 (H) は 5~15 m であって、 l は 20 前後であることが多い。そこで、解析では $l=20$ とした。この細長比のもとでは、水平方向排水に関する時間係数 T_a が 2~400 のとき鉛直方向排水に関する時間係数 T_{dv} は 0.00125~0.25 である。 T_a の値が大きいほど鉛直方向排水の効果は大きく、繰返し回数比 r_N が 1 の場合は、鉛直方向排水を考慮する場合と無視する場合とで解析結果に差がある。しかし、 r_N が 2 以上の場合は T_a が 400 のような大きな値になっても鉛直方向排水に起因する最大水圧比の低減はないので、鉛直方向排水の考慮・非考慮の如何は砂層内の水圧比に全く差をもたらさない。したがって、 r_N が 1 のときだけ、鉛直方向排水を考慮する場合と考慮しない場合との 2 通りの杭径比設計図ができる。

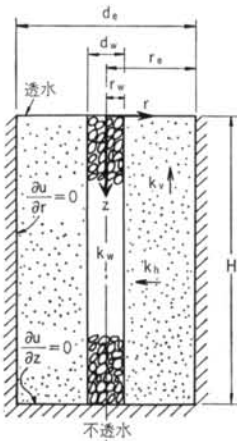


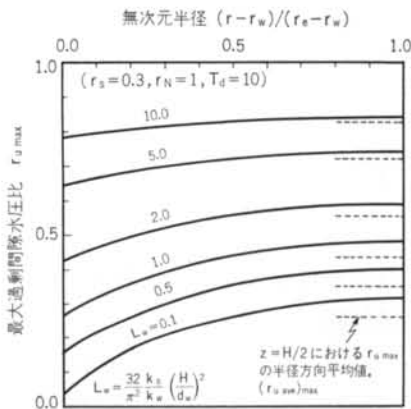
図-9 単層地盤におけるグラベルドレーンの模式図と境界条件

§ 5. 解析結果

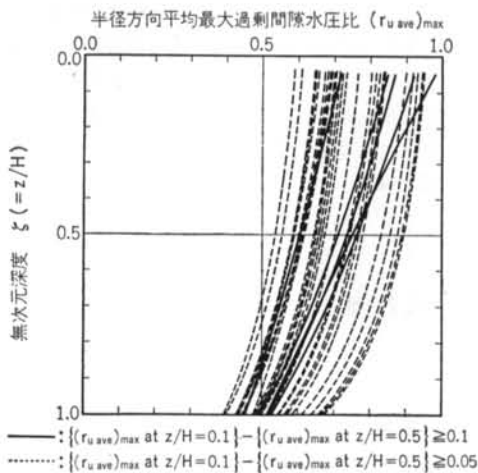
5.1 最大過剰間隙水圧比の半径方向平均値と空間内平均値

せん断応力が繰返し載荷されると砂地盤内の水圧は次第に上昇し、やがてある最大値に達する。このときの過剰間隙水圧を最大過剰間隙水圧 u_{max} と呼ぶ。これを水圧比に変換した最大過剰間隙水圧比 r_{umax} は位置の関数である。さらに、 r_{umax} の中でも場所的に極大となる水圧比は $(r_{umax})_{gst}$ と称することが出来る。

グラベルドレーンの設計に当たって、設計水圧比 r_{ud} として $(r_{umax})_{gst}$ を考える方法と、 r_{umax} の空間内平均値 \bar{r}_{umax} を考える方法とがある。ここでは、その両者の大きさの相互関係を調べたうえで、空間内平均値 \bar{r}_{umax} に基づく杭径比設計図を作成する。



図一十 中間深度 ($Z=H/2$) における最大過剰間隙水圧比 $r_{u\max}$ の半径方向分布



図一十一 半径方向平均最大過剰間隙水圧比 $(r_{u\text{ave}})_{\max}$ の深度分布

図一十は、様々なウェルレジスタンス係数 L_w に対する無次元深度 $\zeta (=z/H) = 0.5$ における $r_{u\max}$ の半径方向分布である。ただし、 r_e が 0.3、 r_N が 1、 T_d が 10 の場合である。また、図中の点線は各々の分布曲線の半径方向平均値 $(r_{u\text{ave}})_{\max}$ である。同図によれば、有効円外縁 ($r=r_e$) における水圧比は $(r_{u\text{ave}})_{\max}$ よりやや大きい、 $(r_{u\text{ave}})_{\max} \geq 0.3$ の範囲ではその差は 0.05 未満である。

図一十一は、 $(r_{u\text{ave}})_{\max}$ の深度方向分布を示しているが、どの分布も深度が浅いほど水圧比は大きい。 $r_e=0.1$ 、 $0.2, \dots, 0.6$ 、 $r_N=1, 2, \dots, 4$ 、 $T_d=2, 5, \dots, 400$ 、 $L_w=0, 0.1, \dots, 50$ の全ての組合せについて計算した $(r_{u\text{ave}})_{\max}$ の深度分布のうち、無次元深度 ζ が 0.1 における $(r_{u\text{ave}})_{\max}$ と $\zeta=0.5$ におけるその値との差が 0.05 以上あるものを図一十一に示し、差が 0.05 未満のものは示していない。

い、同図中の点線は、 $\zeta=0.1$ における $(r_{u\text{ave}})_{\max}$ が $\zeta=0.5$ における $(r_{u\text{ave}})_{\max}$ より 0.05~0.1 だけ大きいものを、また実線は 0.1 以上大きいものを表わしている。同図によれば、これら実線と点線の $\zeta=0.5$ における $(r_{u\text{ave}})_{\max}$ の値は 0.536 以上である。逆にいえば、 $\zeta=0.5$ における $(r_{u\text{ave}})_{\max}$ の値が 0.536 より小さいならば、その値を全深度にわたる $(r_{u\text{ave}})_{\max}$ の代表値として用いても水圧比の過小評価は 0.05 を超えない。したがって、図一十と図一十一によって $\zeta=0.5$ における $(r_{u\text{ave}})_{\max}$ の値が 0.536 以下であれば、その値は $(r_{u\max})_{\text{gst}}$ との差がほぼ 0.1 以下であることが分かる。

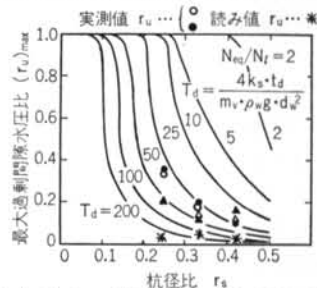
5.2 設計水圧比

空間内平均最大過剰間隙水圧比 $\bar{r}_{u\max}$ は、 $\zeta=0.5$ における $(r_{u\text{ave}})_{\max}$ よりも常にごく僅かに小さいかまたはほぼ等しい。すなわち、設計水圧比 r_{ud} として $r_{u\max}$ を採用し、しかも設計に当たってはその値を 0.6 以下に設定すれば、前節の理由から土中の任意の位置における水圧比を 0.7 以下に抑えられる。設計水圧比 r_{ud} として $(r_{u\max})_{\text{gst}}$ を採用すると、地表面付近の特に高い水圧比に対して設計することになり、過大な安全性を見込むことになる。したがって、 $r_{u\max}$ を設計水圧比として採用することは妥当と考えられる。

5.3 原位置実験結果と解析結果の比較

一般化された水圧比上昇曲線として Seed・Booker¹⁾ と同じく式(9)を用い、ウェルレジスタンスを考慮した当解析法による解析結果の妥当性と、 $\bar{r}_{u\max}$ を設計水圧比として採用することの妥当性を検証するために、前述の原位置実験結果と解析結果を再び比較しよう。

原位置実験結果の一つとして、尾上ら³⁾ は $r_N=2$ の場合の水圧比実測値をプロットした図一十二を示した。同図中の曲線は Seed・Booker¹⁾ が提案したものであるが、ウェルレジスタンスは考慮されていない。ただし、



図一十二 Seed・Booker (1977)¹⁾ の図から読み取った水圧比と実測水圧比の関係

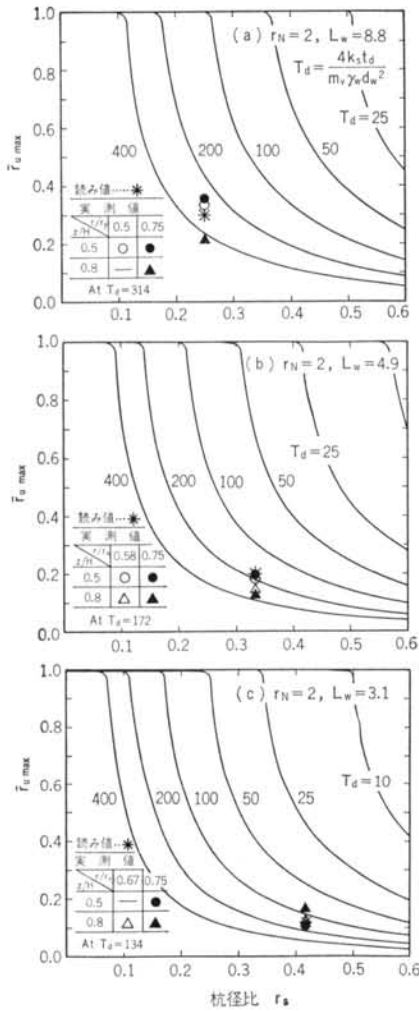


図-13 ウェルレジスタンスを考慮した空間平均最大過剰間隙水圧比と杭径比の関係

同図の縦軸である $(r_u)_{\max}$ は平面軸対称モデルを使った Seed・Booker の解析に使われている記号であり、有効円外縁における時間的過剰水圧比を表わしている。 $r_N = 2$ に至った時点のグラベルドレーンによる改良実験 3 ケースの杭径比と時間係数の組合せは、それぞれ $(r_s, T_d) = (0.25, 314), (0.333, 172), (0.417, 134)$ であった。これらの組合せに対して図中の曲線から読み取った * 印の水圧比読み値は、実測値に比べて著しく小さい。このことから、尾上らはグラベルドレーンの設計にはウェルレジスタンスを考慮しなければならないと結論した。

図-13は、ウェルレジスタンスを考慮した当解析による $r_N = 2$ の場合の空間内平均最大過剰間隙水圧比と杭径比との関係である。図-13(a), (b), (c) は各実験のウェルレジスタンス係数 L_w 、すなわち 8.8, 4.9, 3.1 に対応

する図である。これらの図から読み取った * 印の水圧比は、同図中にプロットした実測水圧比に良く一致している。したがって、当解析方法によって得られる杭径比設計図を、グラベルドレーンの設計に用いることは有効であるといえる。

§ 6. ウェルレジスタンスを考慮した杭径比設計図

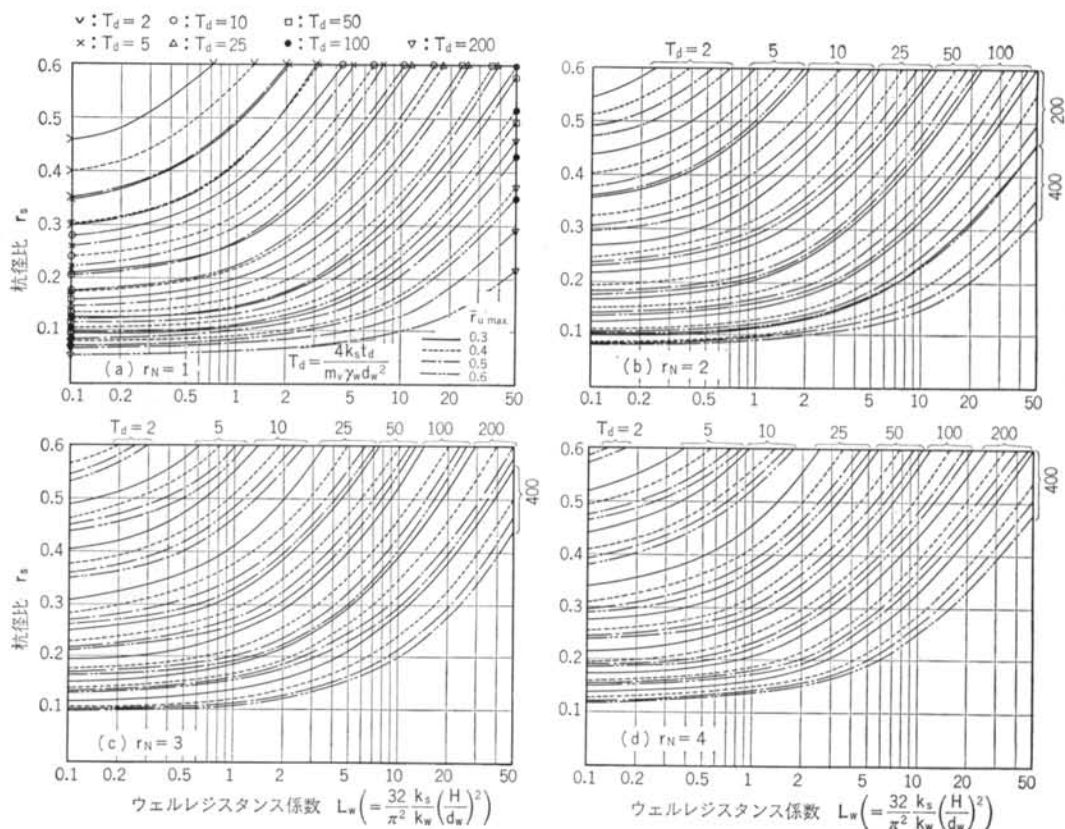
図14(a)~(d)は、設計水圧比を 0.3, 0.4, 0.5, 0.6 のいずれかに設定する場合の杭径比とウェルレジスタンス係数の関係図である。これらの図には、水平方向排水と鉛直方向排水をともに考慮している。他方、図-15はグラベルドレーンの効果だけに限定し、鉛直方向排水を考慮しない場合の図であるが、 $r_N = 1$ の場合だけ示されている。なぜならば、4.2において説明したとおり $r_N \geq 2$ の場合は鉛直方向排水の効果は全く無いに等しいので、鉛直方向排水を考慮すると否とを問わず、 r_s と L_w の関係は図-14(b), (c), (d) に帰するからである。

§ 7. 設計例

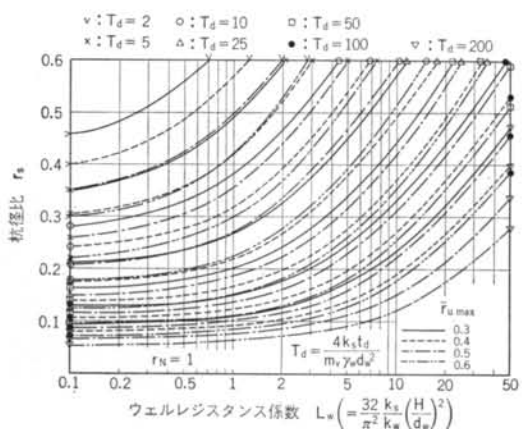
グラベルドレーンの杭径比を設計する具体的な手順については、吉見⁹⁾、尾上²⁾らを始め多くの記述があるのでここでは繰返す意味はないであろう。そこで、本報告で提案した図-14, 15の簡明さのみを記す。

例えば、設計水圧比を 0.5 に設定した場合、設計地震マグニチュードに応じて $r_N = 2, T_d = 25$ が得られ、また改良深度とドレーン直径および礫材の透水係数から $L_w = 5$ となったとしよう。このとき、図-14(b)の一点鎖線を読むことによって $r_s = 0.48$ が得られる。もし、ウェルレジスタンスを無視し $L_w = 0$ とすると、 $r_s = 0.23$ であるからウェルレジスタンスを正しく評価するならば 4 倍以上のドレーン本数を必要とする。また、例えば、図-14(c)で $T_d = 100, \bar{r}_{u \max} = 0.5, L_w = 0.1$ のとき $r_s = 0.24$ であり、この値は同じく $T_d = 100, \bar{r}_{u \max} = 0.6, L_w = 0.2$ の場合の杭径比に等しい。いかえれば、 L_w が 0.2 以下でもウェルレジスタンスを無視すると、実際の水圧比は設計水圧比を 0.1 以上上回ることになる。したがって、ウェルレジスタンスを無視しうる L_w の値を決めて、その L_w 以下についてはウェルレジスタンスを無視して設計するという事は出来ないと考えられる。

繰返し回数 r_N が 4 を超えるような場合は、井合・小



図一四 ウェルレジスタンス係数と杭径比の関係



図一五 鉛直方向排水を無視した場合のウェルレジスタンス係数と杭径比の関係

泉¹⁴⁾の有用な知見を借りて設計することができる。すなわち、 r_N が大きくなると水圧比 $r_{u\max}$ は r_N や T_d の個々の影響をほとんど受けず、 $T_c (= T_d/r_N)$ によって支

配されるようになる。したがって、例えば $r_N=8$ 、 $T_d=400$ という場合に設計水圧比を 0.5 に設定するならば、 $T_c=400/8=200/4$ であるから $r_N=4$ (図一四(d))、 $T_d=200$ の条件の下に一点鎖線から r_s を読み取れば十分な精度が確保されよう。

§ 8. 結論

ウェルレジスタンスを考慮したグラベルドレーンの数値解析を行ない、解析方法の妥当性を原位置実験結果と比較して検証した。また、多数の数値計算結果に基づいて杭径比設計図を提案した。得られた知見は、以下のとおりである。

- (1) ドレーン内の過剰間隙水圧比や最大過剰間隙水圧比の空間内平均値に関する解析結果は、原位置実験結果と良く一致し、提案する数値解析方法はグラベルドレーンの効果を予測する方法として有効である。
- (2) グラベルドレーン造成地盤内において場所的に極大

となる過剰間隙水圧比は、最大過剰間隙水圧比の空間内平均値を0.6以下に抑えれば、これをほぼ0.1以上上回ることはない。

(3)提案したグラベルドレーンの杭径比設計図を用いることにより、ウェルレジスタンスを考慮した設計がきわ

めて容易に行なえる。

(4)ウェルレジスタンスの大きさの僅かな差異も過剰間隙水圧比の大きさを大きく変化させるので、ウェルレジスタンス係数の値が0.2未満と小さな場合もこれを考慮する必要がある。

<参考文献>

- 1) H.B.Seed & J.R. Booker: "Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits using Gravel Drains" J. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol.13, No.GT 7(1977) pp.757~769
- 2) 尾上篤生, 森信夫: "グラベルドレーン工法による液状化防止効果に関する現位置実験と解析" 清水建設研究報告 第42号 (1985年10月) pp.1~20
- 3) A. Onoue, N. Mori & J. Takano: "In-Situ Experiment and Analysis on Well Resistance of Gravel Drains" Soils & Foundations, Vol.27, No.2 (1987.6) pp.42~60
- 4) 大北康治, 柚木孝治, 伊藤克彦, 中島 豊, 島岡久壽: "砕石ドレーンの透水性を考慮した設計ノモグラム" 第21回土質工学研究発表会発表講演集 (1986年6月) pp.737~738
- 5) K. Tokimatsu & Y. Yoshimi: "Effects of Vertical Drains on the Bearing Capacity of Saturated Sand during Earthquakes" Proc. Int. Conf. on Engineering for Protection from Natural Disasters (1980) pp.643~655
- 6) 石原研而: "液状化と対策" 最近の土質・基礎に関する諸問題講演会資料 (1982年) pp.215~255
- 7) 田中幸久, 国生剛治, 江刺靖行, 松井家孝: "グラベルパイルの液状化防止効果—(その2)グラベルパイルの透水性を考慮した設計法—" 電力中央研究所報告 No. 382058 (1983年)
- 8) H.B. Seed, P.P. Martin & J. Lysmer: "Pore Water Pressure Change during Soil Liquefaction" J. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol.102, No.GT 4 (1976) pp. 323~346
- 9) 吉見吉昭: "砂地盤の液状化" 技報堂出版
- 10) K.L. Lee & A. Albaisa: "Earthquake Induced Settlements in Saturated Sands" J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol.100, No. GT 4 (1974) pp.387~406
- 11) A. Onoue & N. Mori: "Liquefaction Preventive Effect of Gravel Drains for Sandy Deposits" Proc. 8th Asian Regional Conf. on SMFE, Vol.1 (1987) pp.257~260
- 12) Y. Sasaki & E. Taniguchi: "Shaking Table Tests on Gravel Drains to Prevent Liquefaction of Sand Deposits" Soils & Foundations, Vol.22 (1982) pp.1~14
- 13) A. Onoue: "Consolidation of Multilayered Anisotropic Soils by Vertical Drains with Well Resistance" Soils & Foundations (投稿中)
- 14) S. Iai & K. Koizumi: "Estimation of Earthquake Induced Excess Pore Pressure for Grains" Proc. 7th Japan Earthq. Eng. Symp. (1986) pp. 679~684