

# 地盤変形特性の応力・ひずみレベル依存性を考慮した 水平方向地盤反力係数の載荷幅依存性

緒方辰男<sup>1</sup>・倉知禎直<sup>2</sup>・古関潤一<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 日本道路公団 技術部 構造技術課 (〒100-8979 東京都千代田区霞ヶ関3-3-2)

<sup>2</sup>正会員 工修 株式会社白石 技術本部 開発技術部 (〒101-8588 東京都千代田区神田岩本町1-14)

<sup>3</sup>正会員 工博 東京大学助教授 生産技術研究所 第5部 (〒106-8558 東京都港区六本木7-22-1)

地盤変形特性の応力・ひずみレベル依存性が水平方向地盤反力係数の載荷幅依存性に及ぼす影響を検討するために、原位置で行なった深礎孔内での水平載荷試験を非線形弾性FEMにより解析することを試みた。原位置で採取した不攪乱礫質試料の三軸圧縮試験を実施して微小ひずみレベルからの変形特性の測定を行い、地盤変形特性の応力・ひずみ依存性を定式化した。この地盤特性を用いた3次元FEMにより現場水平載荷試験をシミュレートし、また載荷幅が大きい場合のパラメトリックスタディを行った。その結果、現場載荷試験で得られた荷重-変位関係を解析でも比較的良好に再現できることが分かった。また、パラメトリックスタディから、水平方向地盤反力係数の載荷幅依存性は比較する変位レベルあるいは荷重レベルによって異なることが分かった。

**Key Words:** coefficient of subgrade reaction, finite element method, scale effect, non-linear stress-strain relationships, in-situ loading tests, triaxial tests, gravel

## 1. はじめに

基礎の設計では、地盤の変形特性を地盤反力係数(k値)でモデル化する場合が多い。k値は、 $p/\delta$  (p: 地盤反力度,  $\delta$ : 変位量)として定義される。この係数は、平板載荷試験または地盤調査結果に基づき決定され、基礎の変位や地盤反力度を求めるために用いられる<sup>1)</sup>。本来、k値は着目する変位量や荷重強度により異なる値となるが、通常の設計では、設計上想定している地盤ひずみに対応する等価な線形弾性体として地盤を仮定して算出される。この仮定のもとでは、変位量や荷重強度によらず一定値となる。そのため、地盤変形特性のせん断ひずみレベル依存性、応力レベル(拘束圧)依存性が通常の設計に用いられるk値には直接的には考慮されていない。したがって、k値に及ぼすこれらの要因の影響を合理的に評価するために、地盤の初期応力状態～ピーク状態～残留応力状態といった一連の過程を含めた地盤の変形・強度特性を把握してモデル化し解析する必要がある。

龍岡ら<sup>2)</sup>は、このような地盤材料の変形特性を微小ひずみ領域から正確に測定するためにLDT(Local Deformation Transducer)を開発し、原位置試験で得

られた変形特性との比較やそれらを用いた解析的研究を行っている。

一方、k値は同一の地盤であっても基礎の載荷幅に応じて変化することが知られている。このような載荷幅依存性は、比較的小規模の試験から提案されたものである<sup>3)</sup>。小畑ら<sup>4)</sup>、椋山ら<sup>5)</sup>は、杭や直接基礎のk値の載荷幅依存性について実際の載荷試験結果から検討し、地盤特性の違いによる載荷幅依存性の違いや大型基礎への適用に対するk値の過大、過小評価等の問題点を指摘している。前田<sup>6)</sup>は、k値を算出する際に用いる地盤の変形特性は、ひずみレベル依存性や応力レベル依存性により決定され、k値の載荷幅依存性には、さらにせん断抵抗の発現の仕方がかなり影響するとしている。

これまでに、k値の評価とその載荷幅依存性を検討した研究は、室内で行われた模型実験が主体であり、実基礎を対象とした研究であっても上述した地盤変形特性のひずみレベル・応力レベル依存性に着目し評価した例は少ない。

したがって、k値の載荷幅依存性を検討するためには、室内試験に基づく地盤の詳細な変形特性の把握と、それらに着目、対応した原位置での載荷試験の実

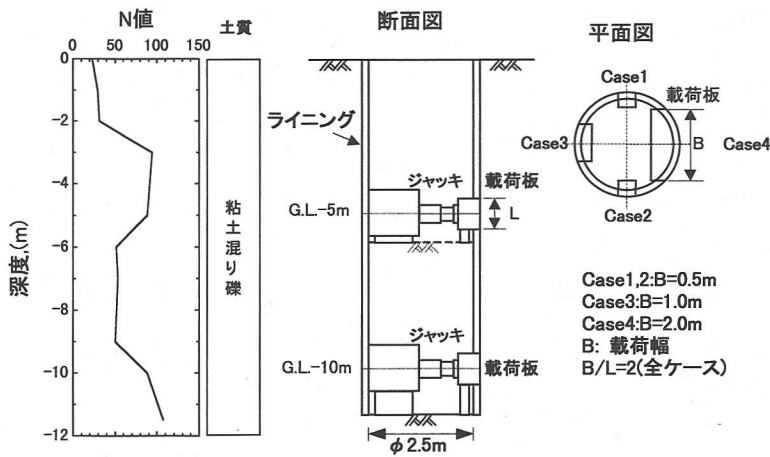


図-1 原位置水平載荷試験の概要と土質柱状図

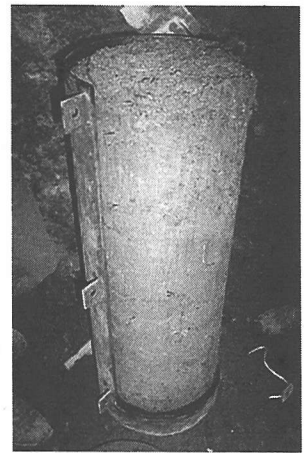


写真-1 サンプリング状況

施が必要と考える。

本論文では、微小ひずみレベルからの地盤の変形特性の非線形性(ひずみ・応力レベル依存性)を、LDTを用いた不攪乱試料の三軸圧縮試験結果からモデル化し、図-1に示した深礎孔内で実施された水平載荷試験<sup>7)</sup>を、3次元FEMにより解析し、k値の載荷幅依存性について検討した。また、モデル化した地盤定数を用いて、基礎幅をパラメータとした載荷試験のパラメトリックスタディを実施し、地盤の応力、ひずみレベルに着目したk値の載荷幅依存性の発現要因について検討した。

表-1 不攪乱試料の物性と原位置試験結果

深度 (m)	試料 No.	湿潤密度 $\rho_t$ ( $g/cm^3$ )	自然含水比 $\omega$ (%)	礫分 (%)	砂分 (%)	細粒分 (%)	弾性係数 $E_{BHLT}$ (MPa)	弾性係数 $E_t$ (MPa)
-5	1	2.228	10.9	65	25	10	45.9	317.7
	2	2.250	10.4	65	24	11		
	3	2.241	11.2	63	25	12		
	4	2.238	11.5	57	29	14		
-10	1	2.310	9.7	68	25	7	135	2379.1
	2	2.160	10.1	69	23	8		
	3	2.172	10.6	67	26	7		
	4	2.199	10.6	56	36	8		
	5	2.193	10.6	65	28	7		

$E_{BHLT}$ (孔内水平載荷試験)  $E_t$ (PS検層)

## 2. 試験地盤

### (1) 地盤状態

水平載荷試験は徳島県美馬郡脇町の徳島自動車道馬木谷橋A1橋台深礎孔内で実施された。地盤は、吉野川流域に広がる前期更新世であり<sup>8)</sup>、粘土混り礫であった。図-1に示すように、N値は、G.L.-3m以下で、50~100とかなり密実であった。礫径は10~100mm(平均径30mm程度)が主体であり、礫間にローム質の細粒土分が混入し、粒度試験によれば細粒分を7~14%含んでいた。礫混入率は、深度が深くなるにつれ高くなり、局所的に、高含水比層や礫混入率が極端に低い層も観察された。また、載荷試験前に試験深度であるG.L.-5、-10mの2カ所で孔内水平載荷試験とPS検層を実施した。なお、地下水位は、G.L.-18mまでのボーリングの結果から認められなかった。それらの結果と後述する不攪乱試料の物性を表-1に示す。

### (2) サンプリング

FEMに用いる地盤の変形特性を決定するために、三軸圧縮試験用の不攪乱試料を採取した。供試体寸法は礫径を考慮して直径300mm高さ600mmとした。今回の試験地盤のような礫地盤からのサンプリングは実施例が少ないため、事前にボーリング(径76mm)によってトリプルチューブサンプラー、コアパックチューブサンプラー<sup>9)</sup>を用いたサンプリングを行い、当初はメタルビットで礫切断が可能と判断した。そこで直径300mmのロータリー式サンプリング(分流式サンプリング)<sup>9)</sup>を実施したが、細粒土が水を含み軟化したために礫間試料が崩れ、サンプリング不能であった。一方、通常の箱型ブロックサンプリングをして、試験室で凍結し、力学試験用の円柱供試体を成形する方法は、試料に細粒分が多く含まれているため凍結融解による強度低下が考えられた。最終的には、写真-1に示すように出来るだけ試料の乱れの影響を除去するために試験供試体と等しい径の円柱ブロックサンプリングを直接行った。円柱ブロックサンプリングは、サンプラー

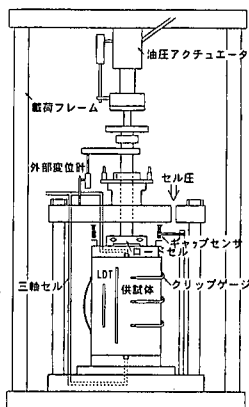


図-2 三軸試験装置概要図

表-2 三軸試験ケース

深度 (m)	試料 No.	拘束圧 $\sigma_3$ (kPa)
-5	1	49
	2	98
	3	196
	4	490
-10	2	49
	3	98
	5	196
	1	392
	4	490

先端に鋼製のシューを取り付け、サンプラー圧入時にシューにあたる礫をダイヤモンドカッターで切断または抜き取り、欠落部分に粘性土を埋め込みながら人力で行った。供試体は、試験深度G.L.-5m,-10mでそれぞれ6本ずつ採取した。採取試料は、防振設備を施したトラックに積載し、四国から東京まで海路で運搬した。

### 3. 三軸圧縮試験

#### (1) 試験方法

粘土混じり礫の変形特性とそのひずみ・応力レベル依存性を精密に計測するため、LDTを用いた三軸圧縮試験を実施した。図-2に三軸試験装置の概要図を示す。軸ひずみの計測は、供試体が大型であることと礫が混在していることから、供試体のベディングエラーと供試体内で不均一な軸ひずみが生じることが考えられたため、供試体側面7ヶ所に設置した長さの異なる18,30,50cmのLDTと、外部変位計、ギャップセンサ(以下GSと示す)を用いて行った。また、側方ひずみは供試体側面の3ヶ所に均等な間隔で配置したクリップゲージで計測した。

三軸圧縮試験は、背圧を大気圧と等しくした不飽和等方圧密排水・排気試験とし、表-2に示すように拘束圧を  $\sigma_3=49,98,196,(392),490$  kPa ( $\sigma_3=392$  kPa はG.L.-10m試料のみで実施)まで変化させ、試料採取位置G.L.-5mの試料で4ケース、G.L.-10mの試料で5ケース実施した。圧密は、49kPa毎に所定の拘束圧まで段階的に行った。せん断はひずみ速度0.06%/minで最大軸ひずみ15%まで行い、弾性的変形特性の変化を調べるために軸ひずみが1%程度となるまでに計20回の微小な繰り返し载荷を実施した。

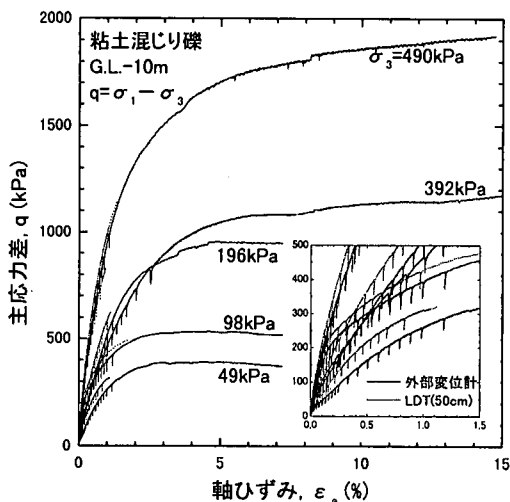
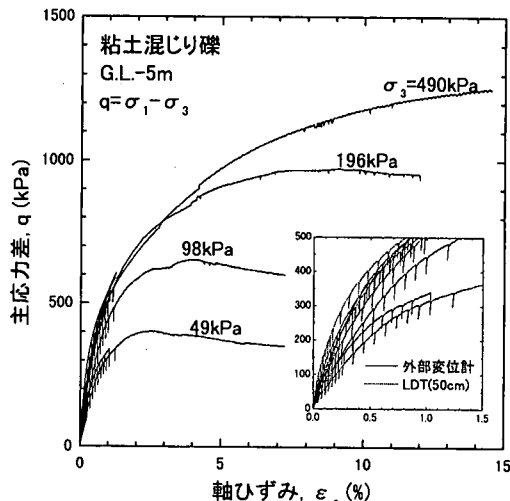


図-3 軸ひずみと主応力差の関係

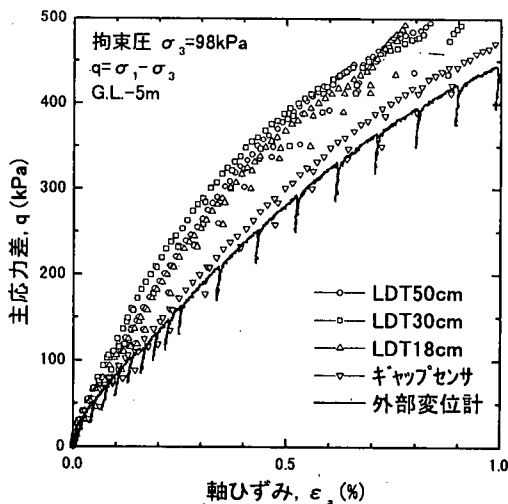


図-4 各種変位計による軸ひずみと主応力差の関係

(2)試験結果

図-3は全ケースの軸ひずみ  $\epsilon_a$  と主応力差  $q$  の関係を示している。拘束圧が98kPa以下では、軸ひずみ2~3%で明確なピークが見られた。一方、拘束圧が196kPa以上では、軸ひずみが15%に達しても明確なピークが得られず、以降では軸ひずみ15%時を破壊として取り扱った。

図-4は試料採取深度 G.L.-5m, 拘束圧  $\sigma_3=98\text{kPa}$  での各種変位計による軸ひずみ  $\epsilon_a$  と主応力差  $q$  の関係の比較を示している。図からLDTとその他の変位計での計測値の差は大きく、外部変位計やGSから得られた軸ひずみを用いて地盤の変形特性を評価した場合、剛性を過小評価する可能性が高いことが分かる。また、外部変位計を用いた場合は、後述する軸ひずみ0.001%以下での  $E_{max}$  を計測することが出来ない。以降のデータ整理には、長さの異なるLDT間での軸ひずみの違いが小さいことから、供試体全体の変位を代表すると考えられる長さ50cmのLDTのデータを用いた。ただし、前述した破壊の判定(軸ひずみ15%)は外部変位計の計測結果に基づいて行った。

図-5は軸ひずみ0.001%以下の軸ひずみと主応力差の関係より求めた最大弾性係数  $E_{max}$  と拘束圧  $\sigma_3$  の関係、および最大主応力差  $q_{max}$  と拘束圧  $\sigma_3$  の関係を示している。 $E_{max}$  は  $\sigma_3$  の増加とともに増加する拘束圧依存性がうかがえる。G.L.-5, -10mで採取した試料の  $E_{max}$  は、 $\sigma_3=490\text{kPa}$  の場合を除いて、ほぼ同様の値である。 $q_{max}$  の傾向から粘着力成分の存在と内部摩擦角  $\phi$  の拘束圧依存性が分かり、特に  $\sigma_3=196\text{kPa}$  を境に  $q_{max}$  の増加傾向が小さくなっている。

図-6は、接線弾性係数  $E_{tan}$  を前述した最大弾性係数  $E_{max}$  で正規化した正規化接線弾性係数  $E_{tan}/E_{max}$  と、主応力差  $q$  を最大主応力差  $q_{max}$  で正規化した正規化主応力差  $q/q_{max}$  の関係を示している。 $q/q_{max}$  は、試料に加えられたせん断応力レベルを示している。 $E_{tan}$  はせん断応力レベルの増加に伴い低下し、特に  $q/q_{max}$  が0.1程度までは急激に減少している。この関係から、対象地盤は、せん断初期、すなわちひずみレベルの小さい範囲で  $q/q_{max}$  の値に対して  $E_{tan}$  が急減する強い非線形性を有することが分かる。また、データにバラツキはあるが、拘束圧の大きいケースの方が若干ではあるが非線形性が強いようである。

図-7は、LDTから得られた軸ひずみとクリップゲージで計測された側方ひずみから算出した接線ポアソン比  $\nu_{tan}$  と  $q/q_{max}$  の関係を示している。クリップゲージは試料の3断面に配置したが、ここでは3計測点の側方ひずみを平均して用いた。接線ポアソン比は、 $E_{tan}$  が急激に減少する  $q/q_{max}$  が0.1までの範囲では0.1~0.4程度となっているが、その後せん断の進行とともに増

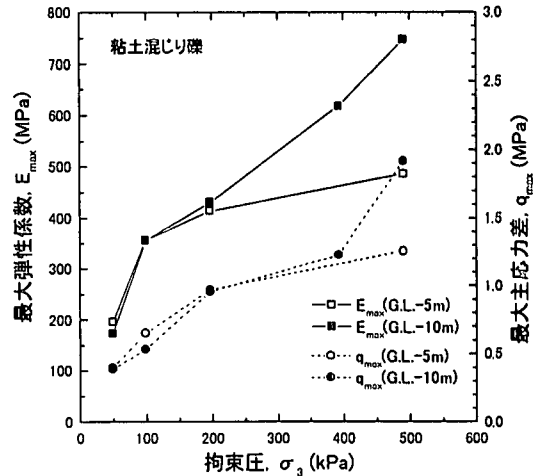


図-5 最大弾性係数、最大主応力差と拘束圧の関係

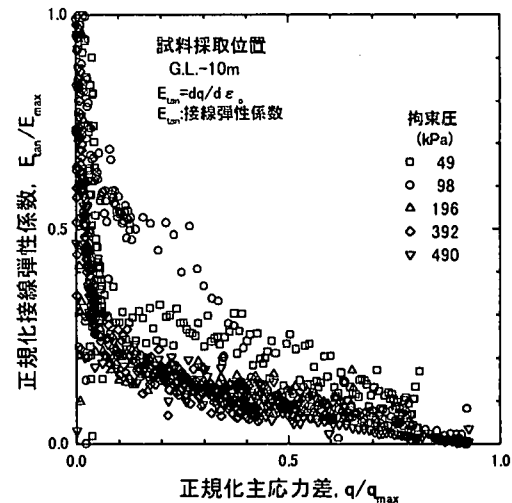
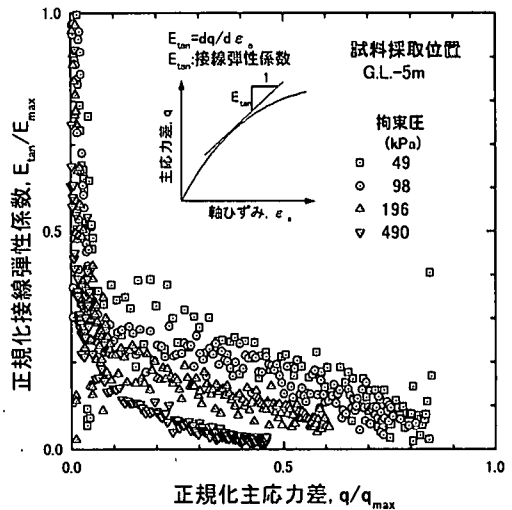


図-6 正規化接線弾性係数と正規化主応力差の関係

加し,0.5を超えるケースもあった。

#### 4.FEMシミュレーション

##### (1)地盤変形係数の定式化

地盤変形特性の拘束圧・ひずみレベル依存性を3次元非線形弾性FEM解析に精度良く取り入れるために,以下のことに留意した。

- (a)地盤の最大主応力差 $q_{max}$ と最大弾性係数 $E_{max}$ をその時点での拘束圧 $\sigma_3$ の関係としてモデル化すること。
- (b)載荷により地盤内応力が変化し,せん断に伴う弾性的変形特性の損傷と塑性変形量の増加により地盤の正規化接線弾性係数 $E_{tan}/E_{max}$ が減少する特性を,せん断応力レベル $q/q_{max}$ の関数としてモデル化すること。

##### a)最大主応力差の定式化

図-8には最大主応力差 $q_{max}$ と拘束圧 $\sigma_3$ の関係を示している。ここでは,前述したようにG.L.-5mの試料の拘束圧490kPaのデータが他と異なる傾向を示したため,定式化から除外した。 $q_{max}$ と $\sigma_3$ の関係を線形的に定式化した場合,解析時に高拘束圧下での $q_{max}$ を過大評価することが考えられる。そこで,図-9に示すように $q_{max}$ の定式化に拘束圧が高くなるにしたがい内部摩擦角 $\phi$ が減少するような拘束圧レベル依存性を取り入れた。内部摩擦角の低減率はde Beerの提案式<sup>10)</sup>で決定し,平均主応力 $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ が679.14kPa( $\sigma_3 = 196$ kPa)までは,内部摩擦角を一定とした。また,粘着力に相当する切片も設け,以下のように定式化した。

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi / 2 + c \cdot \cos \phi \quad (1-a)$$

式(1-a)に式(1-b)を代入し,展開すると,

$$\begin{aligned} \phi &= 41.2^\circ, \quad c = 48 \text{ kPa} \quad (0 \leq \sigma_3 < 196 \text{ kPa}) \\ \sigma_3 \geq 196 \text{ kPa} \text{ では de Beer の提案式を用いて,} \\ \phi &= 41.2 - 16.62 \log(\sigma_m / 679) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{max} &= 3.85 \sigma_3 + 211 \quad (0 \leq \sigma_3 < 196 \text{ kPa}) \quad (1-b) \\ &= 7.62(\sigma_3 - 196)^{0.79} + 966 \quad (\sigma_3 \geq 196 \text{ kPa}) \quad (1-c) \end{aligned}$$

ただし, $q_{max}$ の単位はMPa, $\sigma_3$ の単位はkPaである。

##### b)最大弾性係数の定式化

図-8には最大弾性係数 $E_{max}$ と拘束圧 $\sigma_3$ の関係もあわせて示している。 $E_{max}$ の拘束圧依存性を $E_{max} = a \cdot \sigma_3^m$ として定式化し,係数 $a$ および $m$ を最小自乗法で求めた。なお,定式化では,①と同様にG.L.-5mの試料の $\sigma_3 = 490$ kPaのデータを除外した。

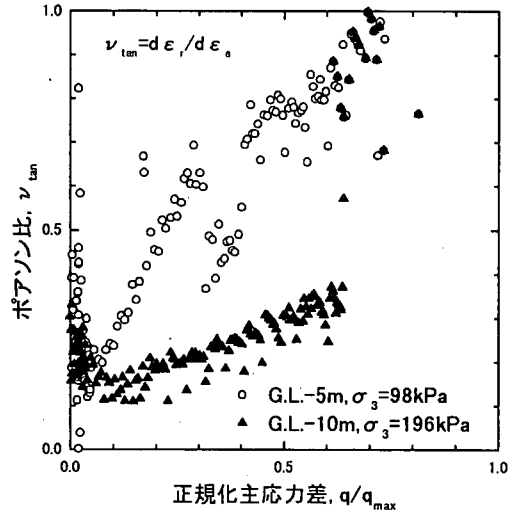


図-7 ポアソン比と正規化主応力差の関係

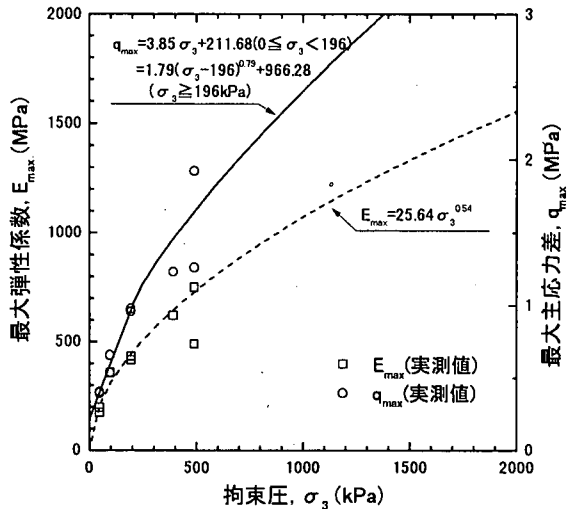


図-8 最大弾性係数と最大主応力差の定式化

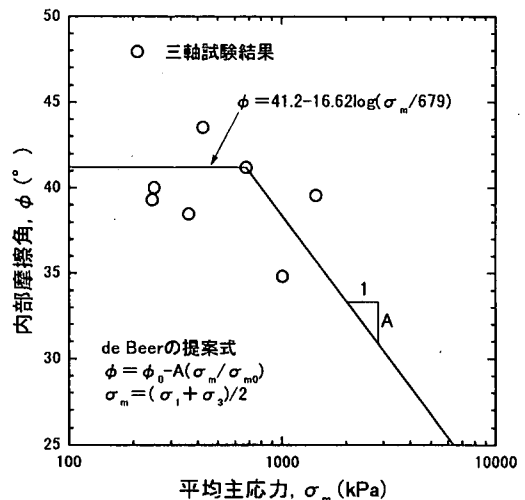


図-9 内部摩擦角と平均主応力の関係

$$E_{max} = 25.6 \cdot \sigma_3^{0.54} \quad (2)$$

ただし、 $E_{max}$ の単位はMPa、 $\sigma_3$ の単位はkPaである。

### c) 正規化接線弾性係数の定式化

地盤の非線形応力ひずみ関係のモデル化では、Kondner<sup>11)</sup>、Duncan&Chang<sup>12)</sup>の双曲線関数が知られている。しかし、これらの関係はLDTで計測したような微小ひずみレベルでの変形係数をモデル化するには困難なため<sup>13)</sup>、本解析では微小ひずみレベルにも着目した龍岡ら<sup>14)</sup>の一般化双曲線関数(General Hyperbolic Equation)を参考にして、接線弾性係数 $E_{tan}$ のせん断応力レベル依存性を取り入れた。定式化には、図-10に示すように試料採取深度の土被り圧以上の拘束圧で試験された(G.L.-5m:  $\sigma_3=98\text{kPa}$ 以上、G.L.-10m:  $\sigma_3=196\text{kPa}$ 以上)データを用いた。前述したように $E_{tan}/E_{max}$ には若干の拘束圧依存性が見られたが、その影響は比較的小さいと判断して、ここでは全データの平均的な関係として以下のように設定した。

$$E_{tan}/E_{max} = \{1 - y + a(y^2 - y) + b(y^3 - y)\} / (1 + cy) \quad (3)$$

ここに、 $y = q/q_{max}$ ,  $a = -0.4$ ,  $b = -6.76$ ,  $c = 66.87$

### d) 定式化の妥当性

以上の定式化の妥当性を確認するために、三軸圧縮試験のシミュレーションを行なった。土質パラメータとしては、式(1)~(3)に加えてポアソン比 $\nu$ を設定する必要があり、前述した試験結果によればせん断の程度に応じて $\nu$ が大きく変化した。データのバラツキが大きく定式化が困難であったためここでは $\nu = 0.35$ で一定と仮定した。また、実際の三軸試験では微小な繰り返し荷重を行ったが、シミュレーションでは単調荷重とした。図-11はシミュレーション結果の一例を示している。実験値と解析値はほぼ一致し、解析値は、LDTの計測範囲(軸ひずみ1%以内)と破壊までの挙動を良く再現している。

### (2) 水平荷重試験シミュレーション

現場水平荷重試験は、図-1に示したように直径2.5mの深礎孔内ライニングの一部を他と独立した載荷板として利用し、反対側のライニングに反力を取り、油圧ジャッキにて荷重制御で行った。詳細については文献7)を参照されたい。載荷板幅を0.5、1.0、2.0mの3通り( $B=0.5\text{m}$ では各2回試験を実施)に変化させて2レベルの深度(G.L.-5m、-10m)で行なった。載荷板の高さ $L$ は $B$ の半分とした。3次元FEM解析には汎用非線形プログラムMARCを使用した。材料の非線形特性は、前述した式(1)~(3)を用い、材料非線形に伴う反復計算は、ニュートン・ラプソン法によった。解析領域とメッシュ分割を図-12に示す。解析対象とした

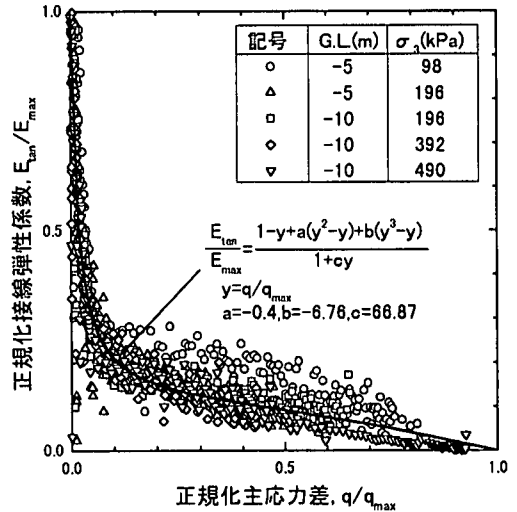


図-10 正規化接線弾性係数の定式化

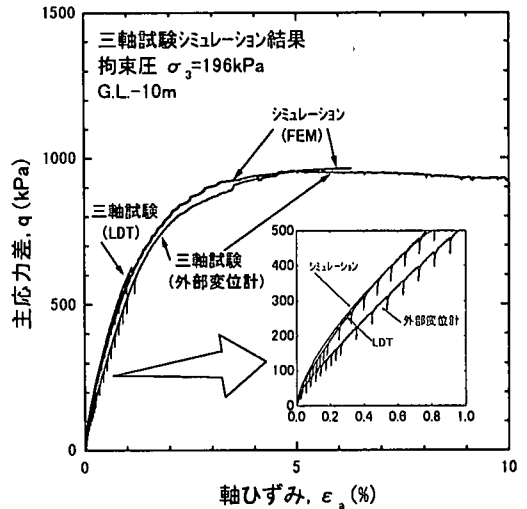


図-11 定式化の妥当性

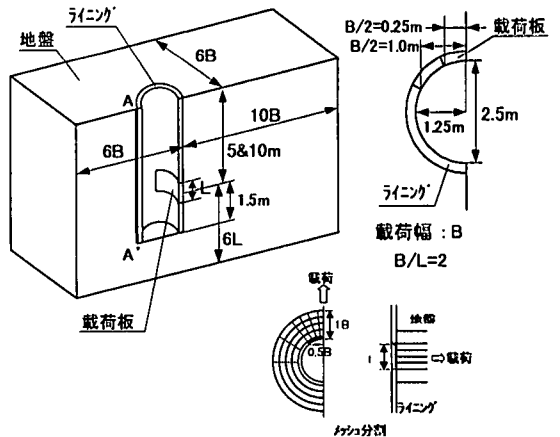


図-12 水平荷重試験シミュレーションの解析条件

載荷幅は、 $B=0.5, 2.0\text{m}$ の2とおりで、試験条件にあわせて載荷幅 $B$ と高さ $L$ の比を $B/L=2$ で一定とした。解析領域は、Desai<sup>15)</sup>を参考に、載荷方向に $10B$ 、側方に $6B$ の範囲とした。構成要素は、8節点6面体アイソパラメトリック要素である。メッシュ分割は、分割数の差が解析結果に影響を及ぼさないよう、各ケースで載荷板近傍のメッシュ分割数が等しくなるよう定めた。境界条件は、図中に示したライニングのA-A'の変位を固定し、地盤の全周の水平面と鉛直面のそれぞれに水平・鉛直ローラを採用した。ここで、ライニングは線形弾性体として仮定し、その弾性係数とポアソン比は、原位置載荷試験時に採取した供試体の圧縮試験結果から弾性係数 $1600\text{MPa}$ 、ポアソン比 $0.13$ とした。

Terzaghi & Peck<sup>16)</sup>は載荷板と地盤との接触面でも発生する摩擦力及び載荷板の剛性が荷重変位関係に影響を及ぼすと指摘しており、今回の載荷試験でもこれらの影響を受けている可能性が考えられる。本解析では、載荷板と地盤要素の接点を共有させ完全に粗でかつ載荷板は剛体であると簡略化する。一方で、載荷板以外のライニングと地盤間の不連続性を表現するため、現場水平載荷試験と同時に実施されたライニングと地盤のせん断試験結果<sup>17)</sup>からすべり係数(見かけのせん断弾性係数) $C_s=88.2\text{MN/m}^3$ として、ライニング周囲に接触要素を配置した。また、ライニングによる地盤の拘束効果の程度を把握するために、すべり係数をゼロした場合の解析も実施した。

解析では、実際の載荷試験と同様に、荷重制御で載荷板の変位を調べた。各ケースの最大荷重は、試験から得られた降伏荷重とした。荷重分割は、予備解析から変位の誤差が最小になる荷重増分を求め、それらと計算時間の制約を考慮し、20分割とした。図-13は静止土圧係数 $K_0$ とポアソン比 $\nu$ を決定するために実施した予備解析結果を示している。予備解析は、載荷幅 $50\text{cm}$ として、静止土圧係数を $1.0, 0.5$ の2とおり、ポアソン比を $0.2, 0.35, 0.499$ の3とおり変化させた。初期応力を与える静止土圧係数 $K_0$ は予備解析の結果から $1.0$ とし、ポアソン比は、載荷の状態が排水条件に近いことと、本解析が破壊前までの挙動を把握することを目的としているため、三軸圧縮試験と予備解析の結果から $\nu=0.35$ で一定とした。図-13から適用度が良いのはこの組み合わせであることが分かる。これらのパラメータの合理的な設定方法について今後も検討を続ける必要がある。

図-14(a),(b)は、各載荷深度での載荷板の水平荷重強度 $p_h$ と載荷板の水平変位量 $\delta$ を換算載荷幅で除した正規化変位量 $\delta/\sqrt{B \times L}$ の関係を示している。解析結果から降伏荷重を推定するのは困難であるが、載荷試験結果およびシミュレーション結果とも

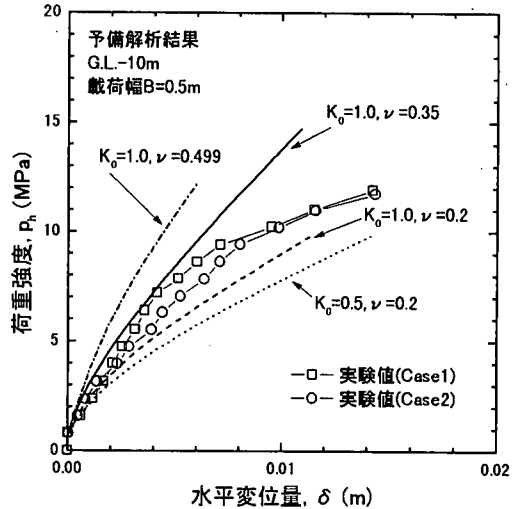


図-13 予備解析結果

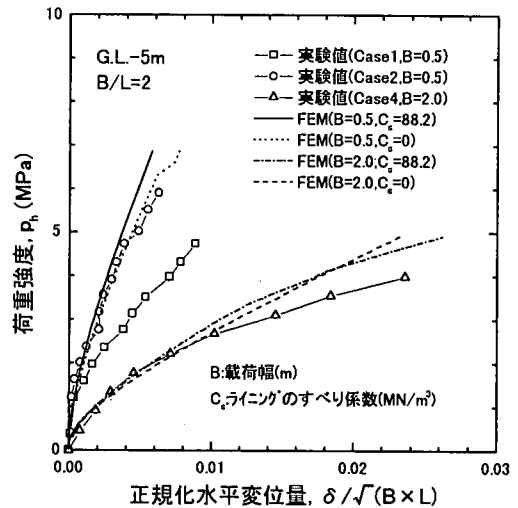


図-14(a) 荷重強度と正規化変位量の関係

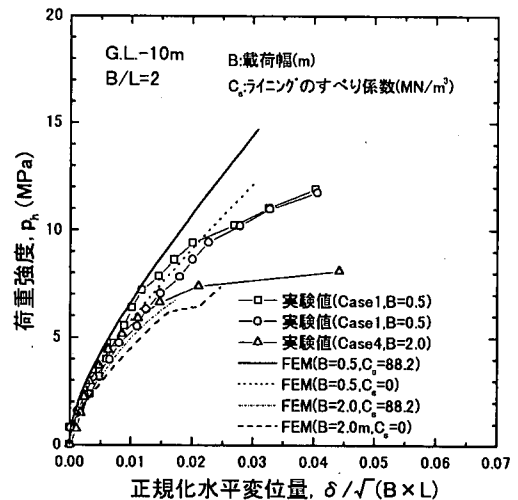


図-14(b) 荷重強度と正規化変位量の関係

載荷幅の増加に伴い $p_h \sim \delta / \sqrt{B \times L}$ 関係の傾きが緩やかになっている。また、解析結果は、地盤の変位量が小さく正規化変位量の小さい範囲では定量的にも実験値をほぼ再現している。

図-15は、載荷深度G.L.-10mの場合における最大荷重時の載荷板中心深度での周辺地盤の水平変位量のコンター図である。B=0.5m, 2.0mのケースとも地盤の変位領域は広範囲に及んでいるが、B=2.0mのケースは、載荷板側面および載荷板背面地盤まで変形領域が広がっていることが分かる。今回の試験では、円筒状の土留め用ライニングの一部を利用して行なったため、載荷幅により載荷板の円弧の中心角が異なったことから生じた地盤変形モードの違いが、荷重変位関係に影響を及ぼしていると考えられる。

さらに図-14によれば、実験値、解析値ともG.L.-5mでは載荷幅の違いによる挙動の差が見られるが、G.L.-10mでは、その差が小さい。この原因として、載荷深度が浅く、載荷幅が大きいG.L.-5m, B=2mのケースでは、土被りが相対的に小さく地盤の拘束効果が低いため、地表面すなわち自由面の影響を受け、同一の荷重強度で比較的大きな正規化変位を生じたことが考えられる。

図-14でライニングと地盤の周面摩擦力を考慮したケースとしないケースの解析値を比較すると、 $C_s \neq 0$ のケースが $C_s = 0$ のケースより同一荷重強度での正規化変位量が若干小さくなっていることが分かる。載荷幅の影響とは逆に、 $C_s$ の影響は、G.L.-10mの方が大きく現れた。

図-16は、現行設計<sup>1)</sup>で用いられている変形係数 $E_0 = \alpha E$  [孔内水平載荷試験では $E = E_{BHLT}$ ,  $\alpha = 4$ 、三軸圧縮試験では $E = E_{50}$ ,  $\alpha = 4$  (ここでは、G.L.-10mの土被り圧にほぼ等しい $\sigma_3 = 196 \text{ kPa}$ のデータを使用)、標準貫入試験では $E = E_{SPT} = 28 \text{ N(N:N値)}$ ,  $\alpha = 1$  (ここでは $N = 50$ とした)、ただし、 $E$ の単位は $\text{kgf/cm}^2$ ]を表-1の各試験値から推定し、さらに $k = E/30(B/30)^{-3/4}$ として<sup>1)</sup>、荷重強度と水平変位量の関係を算定した結果と載荷試験を比較している [ただしBの単位はcm, k値の単位は $\text{kgf/cm}^3$ ]。変形係数を求める各種試験のひずみレベルは、 $E_{BHLT}$ や $E_{50}$ で $10^{-2}$ 程度であり<sup>18)</sup>、載荷初期では実験値との間に大きな差が生じ、現行設計法では、変位量の小さい領域で荷重強度を過小評価することが分かる。ただし、孔内水平載荷試験から得られた $E_{BHLT}$ を用いると、変位が増加した場合には、載荷試験と同程度の値となる。本解析のように基礎周辺で実際に生じている地盤の微小ひずみレベルからの変形係数の変化を考慮することで、載荷初期から正規化変位量の小さい範囲(1%程度まで)の荷重強度と水平変位量の関係を良く評価できると考える。正規化変位量がこ

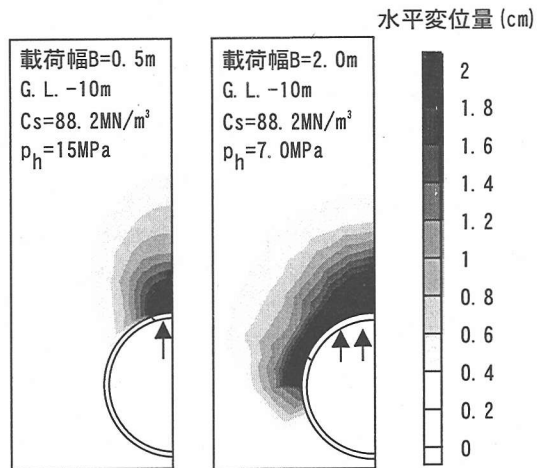


図-15 周辺地盤の水平変位量コンター図

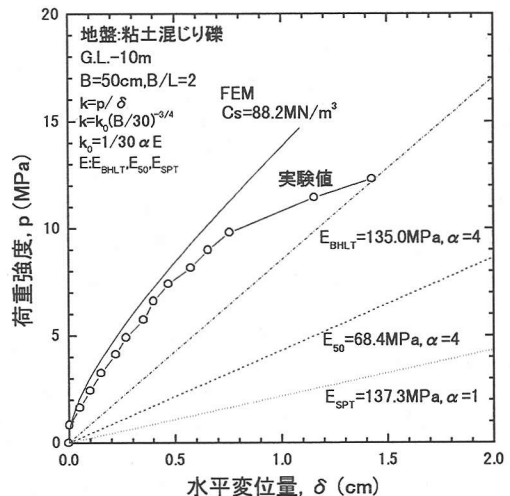


図-16 載荷試験、解析結果と現行設計法の比較

れより大きくなると図-14の(a)(b)より解析値の方が実験値よりも荷重強度を過大評価する傾向が見られるが、非線形弾性解析では、このようなある程度以上の大きいひずみレベルにおける地盤の塑性的な挙動をうまく再現できないことが考えられる。

## 5. パラメトリックスタディ

### (1) 解析条件

前述したように水平載荷試験では、載荷幅により載荷板の円弧中心角が変化したことが試験結果に影響を及ぼしたことが考えられた。そこで、図-17に示すように、載荷板を半円形の載荷板を想定したFEMパラメトリックスタディにより、水平方向地盤反力係数の載荷



幅依存性について検討した。現場載荷試験と同様にライニングは円柱体としたが、自由面となる深礎孔底が解析結果に与える影響を考慮し、解析領域下端までライニングを配置した。載荷幅は $B=1.0, 2.5, 5.0\text{m}$ の3とおりとし、載荷深度は、G.L.-10mで一定とした。載荷幅 $B$ と載荷板高さ $L$ の関係は現場載荷試験と同様に $B/L=2$ で一定とした。その他の地盤定数・解析条件は水平載荷試験のシミュレーションと同様である。

## (2)解析結果

図-18は、各載荷幅での荷重強度 $p$ と正規化変位量 $\delta / \sqrt{B \times L}$ の関係を示している。載荷初期では、載荷幅による挙動の差は見られず、その後、荷重強度が大きくなるにしたがい載荷幅が大きいケースの方が若干大きな変位を生じている。定性的には、現場載荷試験およびこれを対象としたFEMシミュレーション(図-12参照)と同様の結果であったが、定量的には載荷幅依存性が現れる正規化変位量は今回の方がはるかに大きかった。載荷初期は、載荷板中心で載荷幅の大きさに関わらず土被り圧が一定であるため、地盤の拘束圧依存性の影響が現れず、同一の正規化変位量では挙動の差を生じないと考える<sup>19)</sup>。一方、荷重強度の増加にともない現れる載荷幅依存性は、載荷幅が大きい場合の方が、前述したように地表面付近の最大弾性係数の小さい低拘束圧領域まで載荷の影響が現われやすいため生じたと考える。言い換えれば、G.L.-10mの原位置載荷試験で見られた載荷幅依存性は、載荷板の円弧中心角の変化の影響を大きく受けていることが本解析結果との比較より推察される。パラメトリックスタディの結果から荷重 $p$ と変位量 $\delta$ の関係の割線勾配( $k=p/\delta$ )として地盤反力係数 $k$ を算出し、載荷幅 $B$ との関係を示したものを図-19に示す。最小載荷幅( $=1\text{m}$ )を $B_0$ とし、その時の地盤反力係数を $k_0$ として正規化した $k/k_0$ および $B/B_0$ をプロットしている。Pや $\delta$ の関係は非線形に変化するので、既往の研究においては、例えば降伏荷重時の割線勾配として $k$ 値が求められている<sup>3)</sup>。ここでは、 $k$ 値を整理する着目を降伏荷重時( $p_y$ : 図-18中に示した解析結果をWeibull曲線近似<sup>20)</sup>して推定)、同一の正規化変位量( $\delta / \sqrt{B \times L}=0.01$ )時、および同一の絶対変位量( $\delta=0.01\text{m}$ )時の3とおりとしてそれぞれ地盤反力係数を整理し、載荷幅依存性を検討した。図中には、 $k$ 値の載荷幅依存性を $k/k_0=(B/B_0)^n$ の形で評価した場合の関係も示している。ここで、 $n=-3/4$ が道路橋を対象とした現行設計法<sup>1)</sup>の $-3/4$ 乗則を示している。

降伏荷重および同一の正規化変位量で $k$ 値の載荷幅依存性を整理した場合、載荷幅依存性は $n=-1$ 程度となりBoussinesqの弾性解で示されるような弾性論的

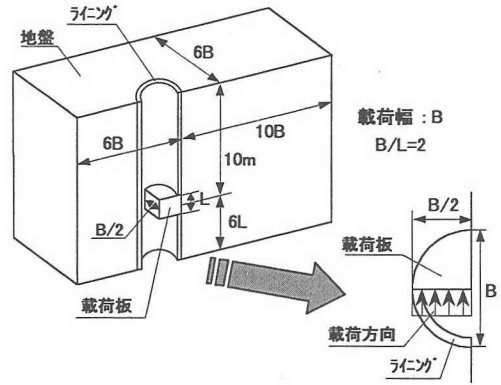


図-17 水平載荷パラメトリックスタディの解析条件

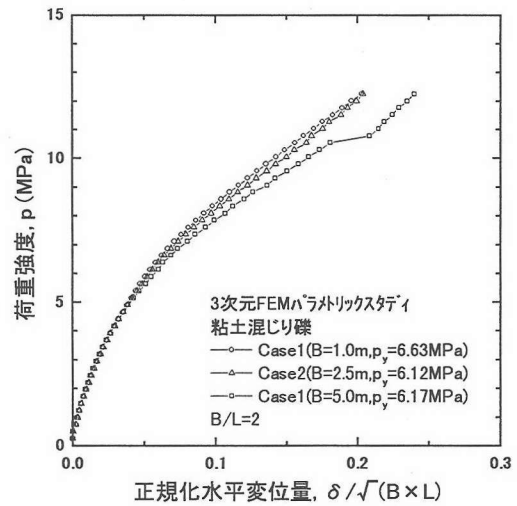


図-18 荷重強度と正規化変位量の関係

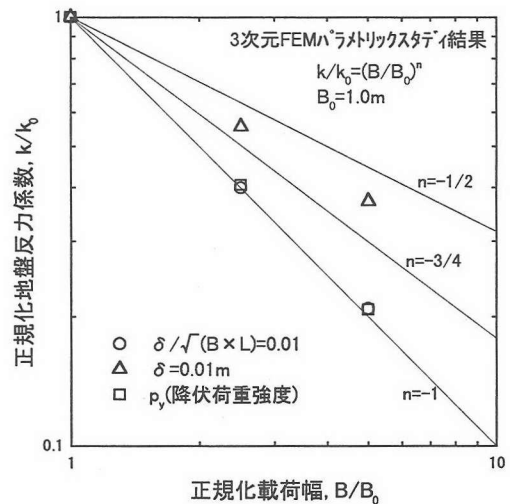


図-19 正規化地盤反力係数と正規化載荷幅の関係

な挙動を示す。一方、同一の変位量でk値の載荷幅依存性を整理すると、 $n=-1/2\sim-3/4$ 程度となり、他の整理法と異なる載荷幅依存性を示している。この載荷幅依存性の差は載荷幅により同一の絶対変位量で地盤内に生じるひずみレベル(または、せん断応力レベル)が異なるため生じたものと考える。

## 6. 結論

本研究から得た結論は以下の通りである。

- (1) 不攪乱試料の三軸圧縮試験結果を用いて、最大弾性係数 $E_{max}$ 、最大主応力差 $q_{max}$ 、正規化弾性係数 $E_{tan}/E_{max}$ の応力・ひずみレベル依存性を定式化し、原位置で行なった水平載荷試験を3次元FEMによりシミュレートした結果、本手法により破壊前までの実験値の挙動を比較的良く再現できることを示した。ただし、解析結果は仮定した静止土圧係数とポアソン比の影響を受ける点に留意する必要がある。
- (2) 原位置載荷試験とそのシミュレーション結果では、深度10mで載荷した場合の同一の正規化変位量での荷重強度は、載荷幅の大きさに関わらずあまり差が見られなかった。一方、深度5mでは、同一の正規化変位量での荷重強度が載荷幅の大きいケースで小さな値を示した。これは、地表面の影響を受けたためと考える。
- (3) シミュレーション結果から、載荷板周辺のライニングと地盤の間の摩擦力が荷重変位関係へ及ぼす影響は、載荷深度が大きくなるほど大きくなることがわかった。
- (4) 原位置載荷試験結果およびそのシミュレーション結果との比較より、標準貫入試験や孔内水平載荷試験の結果を用いて水平地盤反力係数を推定し、さらに経験的な補正を行う現行設計法では、変位量の小さい領域で荷重強度を過小評価することがわかった。
- (5) 相似形状の載荷板を用いたパラメトリックスタディの結果では、k値の載荷幅依存性は、降伏荷重レベル、あるいは同一正規化変位量で比較した場合、正規化載荷幅に対し正規化地盤反力係数の関係を両対数軸上で直線近似した際の負の傾き( $k/k_0=(B/B_0)^n$ )が $n=-1$ となり、弾性論的な挙動を示した。一方、同一の変位量で比較した場合、 $n=-1/2\sim-3/4$ となり、k値の定義方法によって載荷幅依存性が異なることがわかった。
- (6) パラメトリックスタディ結果との比較より、原位置載荷試験結果は、載荷板の円弧中心角が載荷幅により変化した影響を大きく受けていることが推察された。

謝辞：本研究は(財)高速道路調査会「基礎工の諸問

題に関する調査研究」(委員長：前田良刀九州共立大学教授)の一環として、実施されたものである。

東京大学龍岡文夫教授には、サンプリング、三軸圧縮試験の実施およびデータ整理全般にわたり御指導・御協力頂きました。末筆ながら、記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編, pp.237~239, 1996.
- 2) 龍岡文夫, 澁谷啓：三軸試験と原位置試験法との関連(変形特性について), 三軸試験方法に関するシンポジウム, 土質工学会, 1991.
- 3) 吉中竜之進：地盤反力係数のその載荷幅による補正, 土木研究所資料, 第299号, 建設省土木研究所, 1967.
- 4) 小畑陽康, 佐藤孝, 藤原博：杭の横方向地盤反力係数に対する寸法効果の影響, 日本道路公団試験所報告書, pp.91~111, 1987.
- 5) 崧山好幸, 藤原博, 高橋政一：直接基礎の地盤反力係数に関する寸法効果, 第22回土質工学研究発表会, pp.1075~1076, 1987.
- 6) 前田良刀：深礎工法の現状と課題, 基礎工, Vol.23, No.4, pp.2~7, 1995.
- 7) 垂水祐二, 大石雅彦, 倉知禎直：深礎孔内における水平載荷試験, 第30回地盤工学研究発表会, pp.1477~1478, 1995.
- 8) 須領和巳, 岩崎正夫, 鈴木堯士：日本の地質8. 四国地方, 共立出版, 1991.
- 9) 地盤工学会：地盤調査法第5編サンプリング, pp.137~184, 1996.
- 10) de Beer, E.E.: The scale effect in transposition of the results of deep sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations, Geotechnique, Vol.13, No.1, pp.39~75, 1963.
- 11) Kondner, R.B.: Hyperbolic stress-strain response: Cohesive soils, Journal of SMF Div., Proc. ASCE, Vol.89, No.SM1, pp.115~143, 1963.
- 12) Duncan, J.M. and Chang, C.Y.: Nonlinear analysis of stress and strain in soils, Journal of SMF Div., Proc. ASCE, No.SM5, pp.1629-1653, 1970.
- 13) Tatsuoka, F. and Shibuya, S.: Modelling of non-linear stress-strain relations of soils and rocks, - Part1, Discussion of hyperbolic equation-, SEISAN-KENKYU, Vol.43, No.9, pp.23-26, 1991.
- 14) Siddiquee, M.S.A., Tatsuoka, F., Hoque, E., Yoshida, O., Yamamoto, S., Tsubouchi, T. and Tanaka, T.: FEM simulation of footing settlement for stiff geomaterials, Proc. Pre-failure Deformation of Geomaterials, Vol.1, IS-Hokkaido, pp.531-537, 1994.
- 15) Desai, C.S.: Theory and applications of the finite element method in geotechnical engineering, Proc. Application of the FEM in geotech., Eng., Vol.1, pp.3~90, 1972.
- 16) Terzaghi, K. and Peck, R.B.: Soil Mechanics in Engineering Practice Second Edition, Wiley International Edition, pp.217~218, 1967.
- 17) 垂水祐二, 大石雅彦, 倉知禎直：機械深礎工法による杭の周面摩擦試験, 第30回地盤工学研究発表会, pp.1521-1524, 1995.
- 18) Tatsuoka, F. and Shibuya, S.: Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, keynote lecture, Session I, Proc.

9<sup>th</sup> Asian Regional Conf. on SMFE, Bangkok, Vol. II, pp.101~170, 1991.

19) 湯川保之, 前田良刀, 大内正敏, 倉知禎直, 古関潤一: ひずみレベルを考慮した地盤反力係数の寸法効果, 第32回地盤工学研究発表会, pp.37~38, 1997.

20) 宇都一馬, 冬木衛, 桜井学: 杭の載荷試験結果の整理方法, 基礎工, pp.21~30, No.9, 1982.

(1998.11.9 受付)

## **SCALE EFFECTS ON COEFFICIENT OF HORIZONTAL SUBGRADE REACTION CONSIDERING STRESS AND STRAIN LEVEL DEPENDENCY OF DEFORMATION CHARACTERISTICS OF SUBSOILS**

**Tatsuo OGATA, Yoshinao KURACHI and Junichi KOSEKI**

In foundation design, the deformation characteristics of the subsoil has been conventionally modeled by a coefficient of subgrade reaction. However, it has not been confirmed if the scale effect on coefficient of subgrade reaction can be applied to large foundations. To investigate these effects, in-situ horizontal loading tests on gravelly subsoil using loading plates of different size were conducted at a bridge construction site. The results were simulated numerically by three dimensional finite element method considering nonlinear and pressure level dependent deformation properties of subsoil, which were modeled based on the triaxial test results that were performed on undisturbed specimens. The numerical results agreed well with those of the in-situ tests in the region of small strain level and showed that the extent of scale effect on coefficient of subgrade reaction depends on the condition whether it is compared at the same load intensity, the same strain level in the subsoil or the same displacement of foundation.