

キャリブレーションチャンバーテストによる 粘性土地盤のコーン貫入抵抗に関する考察

末政直晃*・竹村次朗**・廣岡明彦***・
木村 孟****

本論文では、室内模型土槽を用いて作成した種々の粘性土地盤について、コーン貫入試験を実施することにより、塑性指数やひずみ速度依存性等がコーン貫入抵抗に及ぼす影響について検討した。その結果、特に非排水せん断強度に及ぼすひずみ速度依存性の影響が大きいことを示した。また、このひずみ速度の影響を考慮した空洞押し抜け解析を実施し、解析結果がコーン貫入抵抗の実験結果と良く一致すること等を示した。

Key Words: cone penetration test, calibration chamber, strain rate effect, cavity expansion theory

1. はじめに

コーン貫入試験は、迅速性や経済性の面で優れた原位調査法の一つであり、従来、地盤の土層構成を調べるサウンディングとして用いられてきた。近年では、貫入抵抗 q_t や周面摩擦 f_s 、先端間隙水圧 u_{bt} を測定し得る三成分コーンが開発され、この貫入結果から地盤の強度や圧密降伏応力といった力学的パラメーターを定量的に推定する試みも行われている^{1),2)}。

貫入抵抗から粘性土地盤の非排水せん断強度 s_u を推定する方法には、粘性土地盤に関する Terzaghi の支持力公式を援用した次式がよく用いられている。即ち、

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 N_{kt} は有効面積補正³⁾を行ったコーン係数であり、 σ_v は鉛直土被圧である。

多くの場合、このコーン係数は貫入試験の結果をベーンせん断試験や室内せん断試験の結果と直接比較することによって求められ、特にコーン係数と地盤の塑性指数 (I_p) や過圧密比 (OCR) との関係が調べられてきた。例えば La Rochelle ら⁴⁾ は、カナダ東部において実施したコーン貫入試験の結果から、現場ベーンせん断強度より得られたコーン係数が、塑性指数や過圧密比によらず 10~18 の範囲でほぼ一定になると述べている。また、深沢ら⁵⁾ も、主に国内の粘土地盤では、一面せん断強度より得られたコーン係数が試験地域や塑性指数、過圧密比に依存せず、約 11 になることを示している。

一方、Aas ら⁶⁾ は、ノルウェーの粘土地盤では、三軸圧縮 (CK₀UC)、直接せん断 (DSS)、三軸伸張 (CK₀UE)

の各試験の強度の平均値より得られたコーン係数が、塑性指数が 50 までの範囲で、その増大とともに 13 から 18 までほぼ直線的に増加すると述べている。これに対し田中ら⁷⁾ は、大阪湾岸域の沖積粘土層では、ベーン強度を一軸圧縮強度に変換した結果で整理したコーン係数が、塑性指数が 30~80 の間でその増大に伴って、14 から 6 まで減少すると指摘している。

このように、これまで報告されてきたコーン係数は試験を実施した地域や地盤の種類によって異なっており、塑性指数との間にも統一された関係が得られていない。この理由として、まず第一に貫入試験結果と比較するためのせん断強度を求める方法が研究者によって様々であることが挙げられるが、これに加えてコーン貫入抵抗が地盤の非排水せん断強度のみならず他の力学的要因に影響を受けることが考えられる。それ故、コーン貫入試験を土層構成の調査のみならず、簡便かつ迅速な強度試験法として活用するためには、コーン貫入抵抗に影響を及ぼす要因について把握することが重要となる。

本研究では、室内において応力状態を制御することのできる土槽を用いて、塑性指数の異なる種々の正規圧密地盤を作成し、これらについてコーン貫入試験を実施することにより、貫入試験の結果に影響を及ぼす要因について検討を行っている。また、これらの要因の内、特に非排水せん断強度のひずみ速度依存性に着目し、これを考慮した球押し抜け解析を行うことにより、コーン係数の数値解を提案している。

2. 模型土槽によるコーン貫入試験

(1) 試料の性質

本研究では、塑性指数や母材の異なる 5 種類の粘性土を使用した。これら 5 種類の粘性土とは、川崎沖で採取した塑性指数が約 50 及び 30 の 2 種類の海成粘土と、塑性指数が 30 である川崎粘土に砂を混合することによ

* 正会員 工博 武蔵工業大学助手 工学部土木工学科
(〒158 世田谷区玉堤 1-28-1)
** 正会員 工博 東京工業大学助教授 工学部土木工学科
*** 正会員 工博 東京工業大学助手 工学部土木工学科
**** 正会員 工博 東京工業大学学長

て人工的にその塑性指数を約10と5に調整した2種類の間中土、並びに工業材料として市販されている塑性指数が約40であるカオリンである。川崎粘土が母材である試料は、その塑性指数に応じて、M50、M30、M10、M5と称している。これらの試料の物理的性質を表一に示す。

これら5つの試料について、鉛直圧力が200~400 kPaの下で K_0 圧密した正規圧密の供試体に対して、0.1%/minの軸ひずみ速度で三軸圧縮、伸張試験を実施した。図一は鉛直圧密圧力で正規化した軸差応力と軸ひずみの関係を示したものである。塑性指数が大きなM50やM30、カオリンでは、圧縮時の軸差応力が軸ひずみ数%以内でピークとなるのに対し、M10やM5の中間土では、軸差応力は非常に小さな軸ひずみでピークとなった後、ひずみとともに増大するひずみ硬化傾向を示している。一方、伸張時には試料の違いによらず、軸差応力はひずみとともに緩やかに増加している。このように軸差応力はひずみによって変化するが、本研究では圧縮の場合には初期ピーク時の、伸張の場合には軸ひずみが10%時の軸差応力の1/2をもって強度と定めた。表二は三軸試験の結果をまとめたものであるが、鉛直圧密圧力で正規化した弾性係数 E_{50}/σ'_v は三軸圧縮・伸張試験によらず、ほぼ塑性指数の増大に伴って小さくなっている。また、表中の pf'/pi' は、軸ひずみ10%時の平均有効主応力と初期平均有効主応力との比であり、これはせん断による有効応力の低下割合を表す指標の一つである。

(2) 模型土槽

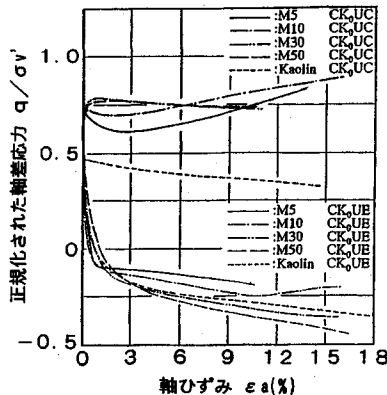
本研究で用いた模型土槽を図二に示す。円筒容器は内径30 cm、深さ65 cmの鋼製容器であり、内面を重クロムメッキ加工することによって摩擦軽減を図っている。この円筒容器下部には台座やピストン、シャフトが取り付けられており、ピストンと台座の間を水で満たし、ここに台座下部から水圧を加えることによって地盤に圧力を加える仕組みとなっている。また、載荷盤と地盤上部との間には水で満たされたドーナツ状のゴムバッグが設置されている。これは、2つのバルブを有しており、圧密時には一方のバルブを閉じ、他方を圧力計に接続することによって試料の圧密圧力を計測するのに用いている。一方、貫入時には閉じてあったバルブを開き、これに所定の水圧を加えることによって、模型地盤の変形を拘束することなく上載圧を付与することができる。また、圧密時の排水は地盤の上下面で、それぞれ容器側面の排水孔とシャフトを介して行われる。載荷盤上部には、コーン貫入速度を2~0.05 cm/secの範囲で連続的に変化させることができる載荷ジャッキが取り付けられている。

(3) コーンペネトロメーター

本研究で用いたコーンペネトロメーターは先端角が

表一 試料の物理的性質

試料の種類	比重	液性限界	塑性限界	塑性指数
	Gs	ω_L (%)	ω_P (%)	
M50	2.66	93.4	38.9	54.5
M30	2.69	52.4	23.1	29.3
M10	2.66	25.9	16.2	9.7
M5	2.67	20.4	15.4	5.0
Kaolin	2.61	72.3	28.6	43.7



図一 軸差応力と軸歪との関係

表二 試料のせん断特性

試料	方法	K_0	cu/σ'_v	E_{50}/σ'_v	pf'/pi'
M50	CKOUC	0.39	0.39	111	0.72
	CKOUE		0.17	100	0.59
	ave.		0.28	105	0.66
M30	CKOUC	0.40	0.40	171	0.75
	CKOUE		0.16	137	0.50
	ave.		0.28	154	0.63
M10	CKOUC	0.40	0.36	288	0.90
	CKOUE		0.13	362	0.42
	ave.		0.25	325	0.66
M5	CKOUC	0.41	0.35	326	0.82
	CKOUE		0.10	342	0.31
	ave.		0.23	334	0.57
Kaolin	CKOUC	0.60	0.24	198	0.45
	CKOUE		0.14	78	0.48
	ave.		0.19	138	0.47

60°, 直径が15 mmの模型コーンであり、貫入抵抗と先端間隙水圧を計測することができる(図三)。貫入抵抗はチップ直上にあるロードセルによって、また先端間隙水圧はコーンチップ後方2 mmの位置にあるポーラスストーンを通じて、内部に組み込まれた圧力ゲージによって計測される。尚、このロードセルの定格荷重は200 N、圧力ゲージの最大圧力は1000 kPaである。

(4) 実験方法と条件

実験は次の手順で行った。まず試料を液性限界の約2倍の含水比に調整した後、これを良く練り混ぜ、脱気する。底盤を取り付けた円筒容器にこの試料を投入し、容器上部に取り付けたペロフラムシリンダーにより10 kPaの圧力で予備圧密を行う。予備圧密終了後、ペロフラムシリンダーを取り除き、ピストンや台座を円筒容器に取り付け、これを上下反転する。図二はこの時の状態を示している。容器上部にゴムバッグや載荷盤を取り付けた後、台座とピストンとの間に所定の水圧を加え、

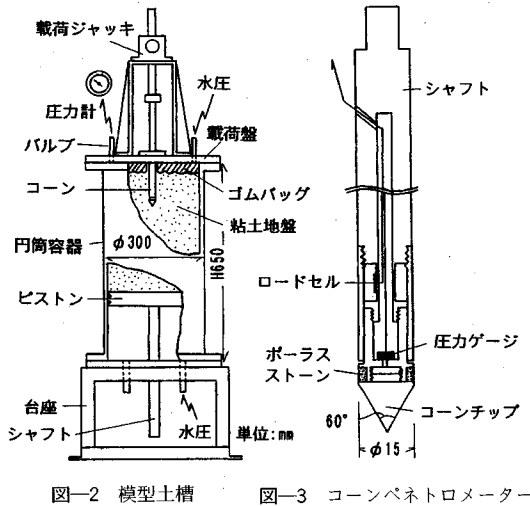


図-2 模型土槽 図-3 コーンペネトロメーター

表-3 実験条件

コード	試料の種類	上載圧	貫入速度
		σ_{vo} (kPa)	v_o (cm/s)
CH1	M50	98	1.0
CH2		98	1.0 (0.1)
CM1	M30	49	1.0
CM2		98	1.0
CM3		98	1.0 (0.1)
CM4		147	1.0 (0.1)
CM5		196	1.0
CL1	M10	49	1.0
CL2		98	1.0
CL3		98	1.0 (0.1)
CL4		147	1.0
CS1	M5	98	1.0
CS2		98	1.0 (0.1)
CS3		147	1.0
CS4		196	1.0
CK1	Kaolin	49	1.0
CK2		98	1.0
CK3		98	1.0 (0.1)
CK4		147	1.0 (0.2)
CK5		196	1.0

註) 括弧内の数字は変化させた貫入速度

本圧密を開始する。この水圧は容器側面と地盤の摩擦によって、時間とともにいくらか減少するため、ここではゴムバッグ内の水圧が所定圧になるように適宜調整する。また、圧密の進行に伴って、ピストンやシャフトは上方へ変位するが、地盤の圧密量はこのシャフトの変位量を計測することにより求め、圧密は圧密度が95%以上に達するまで実施する。以上により、層厚が35~40 cmの正規圧密地盤を作成し、これについて貫入試験を実施する。

貫入試験ではまず、バルブを開け、ゴムバッグに圧密圧力に等しい上載圧を加え、ピストンを固定する。次に载荷台中央にある貫入孔にコーンペネトロメーターを挿入し、これを貫入ジャッキに取り付け、貫入ジャッキの速度を所定速度に設定した後、貫入量が約20 cmとなるまで貫入試験を実施する。貫入試験実施後、コーンペネトロメーター、载荷台を取り外し、アルミ筒によって含水比試料を採取する。その他、いくつかの実験では、地盤からブロックサンプルを取り出し、これについて一軸圧縮試験を実施した。

実験では、表-3に示す実験条件の下で計20ケースの貫入試験を行った。実験コードの内、Cに続く記号は試料の種類を示しており、M50にはH、M30にはM、M10にはL、M5にはS、カオリンにはKを用いている。表中の上載圧(σ_{vo})は圧密圧力に等しく、49~196 kPaまでの4種類である。また、コーン貫入速度は1 cm/secを標準としたが、いくつかのケースにおいては貫入結果に与える貫入速度の影響を調べるため、途中異なる速度を用いた。

3. 貫入試験結果及び考察

(1) 模型地盤の作成状況

図-4に模型地盤の含水比分布を示す。含水比測定用

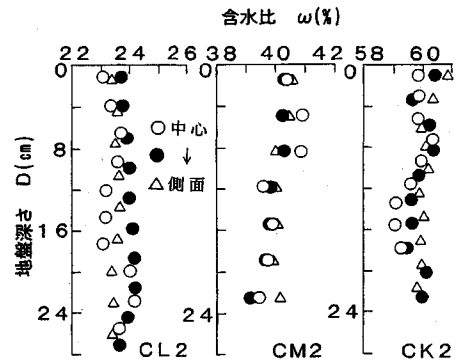


図-4 地盤の含水比分布

の試料片は3ヶ所の異なる位置から採取しているが、図中の記号の違いは採取位置の違いを表しており、○が容器中心付近、●が中心とした容器側面との間、△が容器側面付近の含水比を表している。いずれの試料においても、含水比は採取位置や地盤深さの違いによらず、ほぼ一定であることから、均一な模型地盤が作成できたことが確認できる。

いくつかの実験では地盤から採取した土塊について一軸圧縮試験を実施した。図-5は一軸圧縮試験から得られたせん断強度を上載圧で除した値、即ち強度増加率と塑性指数との関係を示したものである。また、図中には三軸圧縮試験より得られた強度増加率を●で示してある。これより、M30やM50では一軸圧縮試験より得られた強度増加率が三軸圧縮試験のそれにほぼ等しく、所定の強度を有する地盤が作成できたことがわかる。一方、M5やM10、カオリンでは一軸圧縮試験の強度増加率は三軸圧縮試験のそれに比べてかなり小さな値となっている。齊藤⁹⁾は本研究と同じように、川崎粘土とその混合土を用いて、サンプリング時に生じる乱れが強

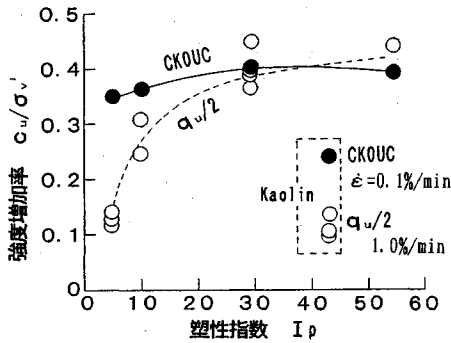


図-5 強度増加率と塑性指数との関係

度及ばず影響について調べている。その結果、一軸圧縮試験より得られる強度は乱れの影響によって低下し、その低下割合は塑性指数が小さな試料ほど大きくなることを示した。図-5の結果も斉藤の結果と同様の傾向を示しており、塑性指数の小さなM5やM10、応力解放に伴う膨潤の影響が大きいカオリンでは、一軸圧縮試験の結果は実際の強度をかなり過少評価すると言える。従って、このような試料の強度推定には、応力解放を伴わない原位置試験が特に有効であると考えられる。

(2) 実験結果

コーン貫入試験結果の一例として、M30における貫入抵抗 q_t 及び先端間隙水圧 u_{bc} と地盤深度との関係をそれぞれ図-6、7に示す。ここでCM3とCM4には貫入抵抗や先端間隙水圧の急激な低下が見られるが、これは貫入速度を変化させるために一旦貫入を停止させたことによるものである。図-6より、貫入抵抗は貫入開始後直ちに増加し、いくつかのケースでは地盤深度が5 cm程度までに貫入抵抗の突出部を持つが、貫入量が10 cm以深ではほぼ一定値となっている。一方、先端間隙水圧は、貫入初期に急激に増加した後、緩やかに増加している。先端間隙水圧 u_{bc} は貫入量が10 cm以浅では必ずしも一定値とはなっていないため、これらがほぼ一定値となる15 cmの地盤深さにおける計測値をもって貫入試験結果の代表値とした。表-4に全実験ケースの代表値を示す。

図-8は、貫入抵抗から上載圧を差し引いた実質貫入抵抗 $q_n (=q_t - \sigma_{vo})$ と上載圧 σ_{vo} との関係を示している。いくらかのばらつきはあるものの、実質貫入抵抗は上載圧の増大に伴って直線的に増加することが認められる。一方、これらの直線の勾配は、川崎粘土系の試料では3~5、カオリンでは約2となり、試料によって異なっている。これは、実質貫入抵抗が圧密圧力よりも非排水せん断強度に関係するので、強度増加率が小さなカオリンでは、この勾配が他に比べて小さくなったものと考えられる。

図-9は先端間隙水圧と上載圧との関係を示したもの

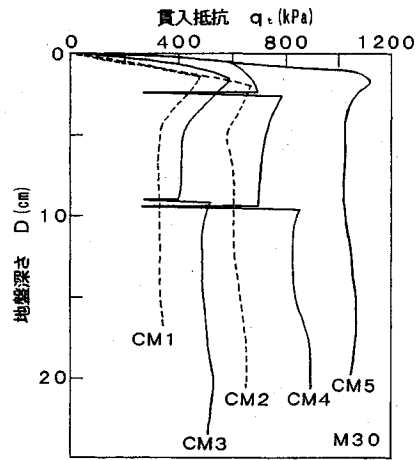


図-6 貫入抵抗の深度分布

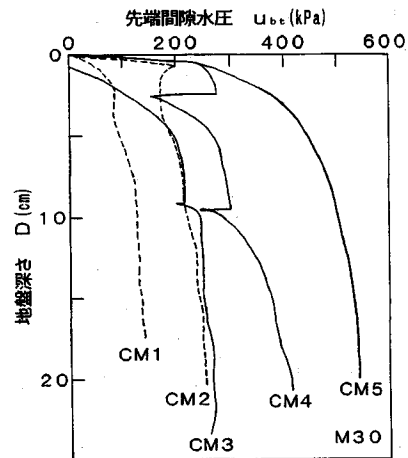


図-7 先端間隙水圧の深度分布

である。これより、先端間隙水圧は上載圧と良い直線関係にあることが認められる。また、これらの直線の勾配は、M5を除く川崎粘土では約2.5であり、試料の塑性指数によらず一定値となっている。これに対し、M5の勾配は約1であり、他に比べてかなり小さな値となっている。Sennekerら⁹⁾は透水性の大きなシルト質土では貫入中に部分的な排水が生じるため、先端間隙水圧が小さくなることを述べているが、M5における先端間隙水圧の低下の要因にはこのような部分排水の影響が考えられる。別途実施した圧密試験の結果では、M5やM10の透水係数がそれぞれ約 10^{-6} と 10^{-7} (cm/sec) であった。従って、通常の貫入速度 (1~2 cm/sec) で試験を実施する場合、 10^{-6} (cm/sec) 以上の透水係数を有する地盤では部分排水の影響が大きく現れるため、先端間隙水圧の利用には注意が必要であると思われる。また、実質貫入抵抗が小さなカオリンでは、その勾配は約2となった。

(3) 貫入試験結果と非排水せん断強度との関係

Baligh¹⁰⁾は、Strain Path Method を用いてコーンチッ

表-4 貫入試験結果

コード	上載圧 σ_{vo} (kPa)	貫入抵抗 q_s (kPa)	先端間隙水圧 u_{bs} (kPa)
CH1	98	422	248
CH2	98	512	269
CM1	49	339	135
CM2	98	629	248
CM3	98	498	248
CM4	147	843	376
CM5	196	1056	522
CL1	49	259	131
CL2	98	545	248
CL3	98	579	248
CL4	147	690	345
CS1	98	483	138
CS2	98	393	174
CS3	147	648	193
CS4	196	869	241
CK1	49	216	106
CK2	98	395	237
CK3	98	308	216
CK4	147	428	276
CK5	196	630	380

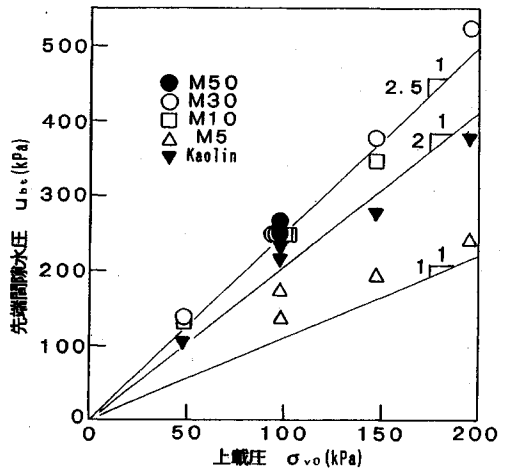


図-9 先端間隙水圧と上載圧との関係

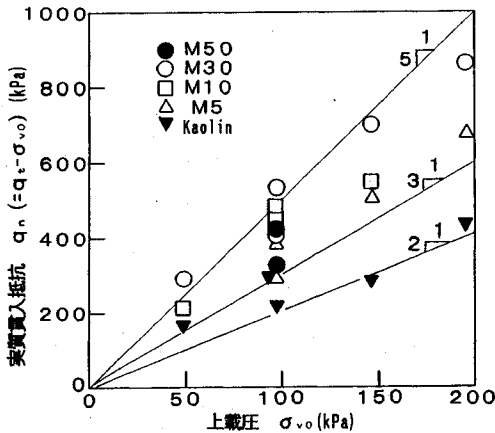


図-8 実質貫入抵抗と上載圧との関係

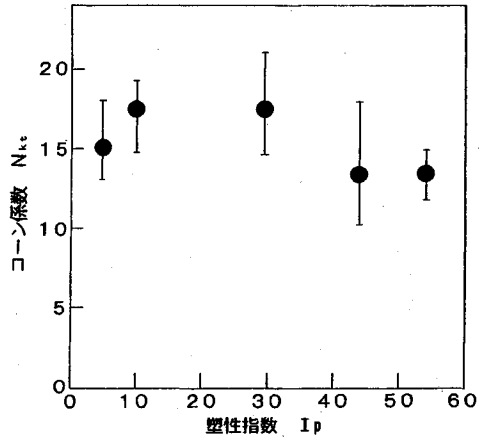


図-10 コーン係数と塑性指数との関係

プ周りの土の変形性状を解析的に調べ、コーンチップ直下や側方、コーンシャフト側方での土の変形モードがそれぞれ三軸圧縮試験、直接せん断試験及びプレッシャーマーター試験時のそれに対応していることを示した。このようにコーン貫入試験は、ベーンせん断試験やプレッシャーマーター試験等の原位置試験に比べてその変形モードが複雑であることが欠点であり、これより得られた貫入抵抗がどの種の室内せん断試験の結果に最も良く対応するかについては未だ明かとはなっていない。しかしながら、一般的には直接せん断試験やプレッシャーマーター試験より得られる強度が三軸圧縮強度と三軸伸張強度との間にあることから、現状では三軸圧縮・伸張強度の平均値を用いてコーン貫入試験結果を解釈することが土の強度異方性を考慮する上で妥当であると考えられる。そこで本研究では、三軸圧縮及び伸張試験から得られる強度増加率の平均値に上載圧を乗じて求めた値を地盤強度の代表値として用いる。

図-10は三軸圧縮と伸張強度の平均値より求めた

コーン係数と塑性指数との関係を示したものである。図より、コーン係数は塑性指数が30までの範囲では15~18となり、12~15の範囲となる高塑性粘性土に比べて若干大きくなっている。これらのコーン係数の範囲は同様に室内強度の平均値より求めたAasら⁶⁾の結果とほぼ同じであるが、コーン係数と塑性指数との関係については塑性指数の増加に伴ってコーン係数が増加する彼らの結果とは逆の傾向となっている。

図-11は先端間隙水圧を平均強度で除した先端間隙水圧係数 u_{bs}/c_{uave} と塑性指数との関係を示している。部分排水の影響が考えられるM5を除いた川崎粘土系の試料では、先端間隙水圧係数は約10であり、塑性指数によらずほぼ一定となっている。一方、カオリンの先端間隙水圧係数は、これらに比べて若干大きくなっている。この原因として、カオリンは破壊時有効応力比 (pf'/pi') や強度増加率が小さく(表-2)、 $(1-pf'/pi')/c_{uave}$ で表される、せん断による過剰間隙水圧と強度との比が他の試料に比べてかなり大きいことが挙げられる。先端間

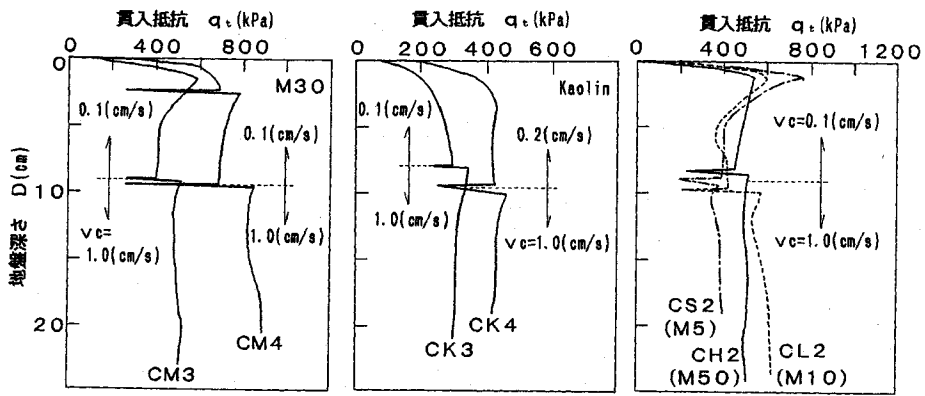


図-12 貫入速度の違いによる貫入抵抗の変化

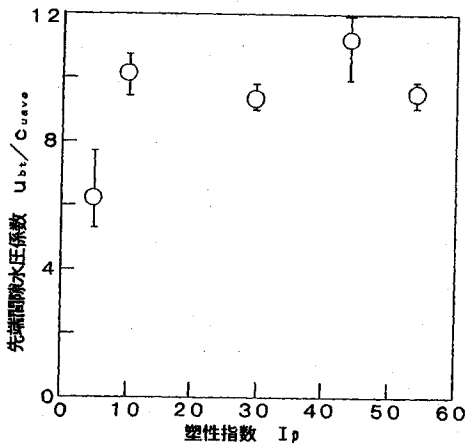


図-11 先端間隙水圧係数と塑性指数との関係

隙水圧係数がこの種の破壊時間隙水圧係数に影響を受けることは、Campanellaら¹¹⁾によっても示されている。

(4) 貫入抵抗に及ぼす貫入速度の影響

コーン貫入抵抗に影響を与える要因には地盤の強度や剛性の他に非排水せん断強度に及ぼすひずみ速度依存性の影響が考えられる。本研究では貫入中に貫入速度を変えた試験を実施することにより、貫入速度の違いが貫入抵抗に与える影響について調べた。

図-12は、貫入速度を変えたケースにおける貫入抵抗と地盤深さとの関係を示したものである。図の左からM30、カオリン、その他の試料の結果を示してある。いずれの試料においても地盤深さが10 cm付近において一旦貫入を停止させたため、貫入抵抗の急激な低下が見られる。その後、貫入速度を変化させ、再貫入を行ったが、再貫入直後には停止中に生じた間隙水圧の消散の影響のため、貫入抵抗は突出部を持つが、その後ほぼ一定値となっている。M30の結果から、貫入速度を0.1から1 cm/secに変化させることにより、貫入抵抗は急激に増加することが認められる。また、M5を除く他の試料においても貫入速度の変化に対して貫入抵抗は増加

する傾向にあるが、その増加量は試料によって異なっている。そこで貫入速度を10倍変化させた時の貫入抵抗の増加量を標準貫入速度での実質貫入抵抗で除した値を β^* と定義し、この β^* と塑性指数との関係を図-13に○で示した。これより、 β^* は試料によって異なり、M10やM30では0.2、カオリンやM50ではそれぞれ0.05と0.1となった。一方、M5においては貫入速度の違いによる貫入抵抗の変化はほとんど認められない。貫入速度を低下させることは、ひずみ速度の減少による強度低下を招くが、一方で間隙水圧の消散に伴う周辺地盤の強度増加が生じる。今回のM5のケースでは、ひずみ速度による強度低下と消散による強度増加が相殺したために、貫入抵抗の変化があまり生じなかったと考えられる。

本研究では非排水せん断強度に及ぼすひずみ速度の影響を調べるため、ひずみ速度を種々変えた三軸圧縮試験を実施した。図-14は、これら三軸試験の結果であり、鉛直圧密圧力で正規化した非排水せん断強度 c_u/σ'_v と軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_a$ の対数との関係を示したものである。いずれの試料においても、せん断強度はひずみ速度の対数に対してほぼ直線的に増加することが認められ、次の関係式で与えられる(Grahamら¹²⁾、竹村¹³⁾、即ち、

$$\frac{c_u(\dot{\gamma})}{c_u(\dot{\gamma}_0)} = 1 + \beta \log\left(\frac{\dot{\gamma}}{\dot{\gamma}_0}\right) \dots \dots \dots (2)$$

ここで、 β はひずみ速度が10倍増加した時の強度増加率の増加量 $\Delta c_u/\sigma'_v$ を、三軸試験において標準的なひずみ速度である0.1%/min時の強度増加率 c_u/σ'_v で除した値である。図-13にはこの β が●で示されているが、川崎粘土系の試料では β の値は塑性指数の増加とともに大きくなり、M5では0.05、M30やM50では0.12の値を取っている。一方、カオリンはその塑性指数に比べて β の値が小さく、ひずみ速度依存性の影響が小さな試料であることがわかる。即ち、非排水せん断強度に及ぼすひずみ速度依存性は、その試料の塑性指数のみならず、粘土の種類によっても影響を受けると言える。ま

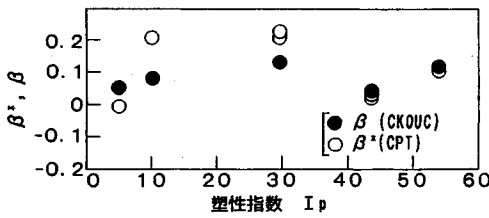


図-13 ひずみ速度依存性

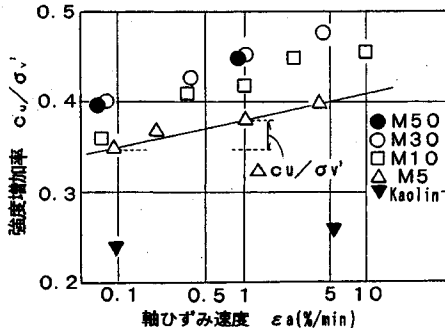


図-14 強度増加率とひずみ速度との関係

た、コーン貫入試験より得られた β^* と三軸試験より得られた β との関係については、M10では β^* が β に比べてかなり大きくなるものの、他の試料においては比較的良く対応していることが認められる。貫入速度の増加に伴う貫入抵抗の増加割合と三軸試験より得られた β の値が一致するという結果は、Powellら¹⁴⁾によっても報告されている。

4. 強度の歪速度依存性を考慮した球押し拡げ解析

前章において、粘性土地盤におけるコーン貫入抵抗がせん断強度のひずみ速度依存性に影響を受けることが確かめられた。しかしながら、コーン貫入時の地盤の破壊機構が三次元かつ大変形時の問題であるため、これを解析的にシミュレートすることは難しく、このような要因が貫入抵抗に与える影響を定量的に把握するまでには到っていない。そこで杭基礎の先端支持力の近似解としてよく用いられている球押し拡げ解析を用い、これに非排水せん断強度のひずみ速度依存性を組み入れることによって、ひずみ速度依存性が貫入抵抗に及ぼす影響について調べることを試みた¹⁵⁾。その概要は以下に示す通りである。

(1) 変位と歪の関係

地盤を原点 o から半径 R_t まで等変位速度 u_0 で球状に押し拡げた場合を考える (図-15)。これによって初期に原点から半径 r_0 にあった点は半径 r_t まで変位し、変位速度 u_r を持つとする。ここで、半径 r_t を球半径 R_t で除した値を半径比 a と定義すると、地盤の非排水条件から、半径比 a と変位速度との関係は、

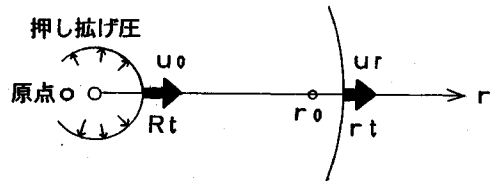


図-15 半径と変位速度の定義

$$\frac{u_r}{u_0} = a^{-2} \dots \dots \dots (3)$$

となる。また、半径比 a と地盤位置 r_0, r_t との関係は、

$$a^{-3} = 1 - \left(\frac{r_0}{r_t}\right) \dots \dots \dots (4)$$

となる。半径方向に r 軸を、周方向に θ 軸を採ると、対数ひずみ $\epsilon_\theta = \ln(r_0/r_t)$ となり (但し、圧縮側を正とする)、せん断ひずみ $\gamma (= \epsilon_r - \epsilon_\theta)$ は、

$$\gamma = -\ln(1 - a^{-3}) \dots \dots \dots (5)$$

となり、微小ひずみではさらに、

$$\gamma = a^{-3} \dots \dots \dots (6)$$

となる。式 (5) を時間微分すると、せん断ひずみ速度は、次式のようになる。

$$\dot{\gamma} = \frac{3u_0 a^{-3}}{R_t} \dots \dots \dots (7)$$

(2) 塑性域内の応力分布

地盤を弾完全塑性体と仮定すると、地盤内には弾塑性境界が存在する。これ以降、弾塑性境界に関するものには 'e' のサフィックスを付けることにする。この境界位置を半径 r_e とすると、これより内側では塑性域、外側では弾性域となる。

塑性域内では、地盤はせん断破壊状態まで達しており、そのせん断強度がひずみ速度によって定まると仮定する。

図-14 に示す三軸圧縮試験の結果より、せん断強度とひずみ速度の対数とは線形関係にあることから、ここではこれらの関係を、

$$c_u(\dot{\gamma}) = c_u(\dot{\gamma}_0) \cdot \left\{ 1 + \alpha \ln\left(\frac{\dot{\gamma}}{\dot{\gamma}_0}\right) \right\} \dots \dots \dots (8)$$

と表した。ここで、 $\dot{\gamma}_0$ は基準のひずみ速度であり、 α はひずみ速度依存性を示す係数であり、 $\beta/2.3$ となる。

半径比を用いた極座標における応力の釣合式は、

$$\frac{d\sigma_r}{da} + \frac{2(\sigma_r - \sigma_\theta)}{a} = 0 \dots \dots \dots (9)$$

と表される。塑性域内では $\sigma_r - \sigma_\theta = 2c_u(\dot{\gamma})$ であるので、これに式 (7), (8) を代入し、積分すると、

$$\sigma_r = -4c_u(\dot{\gamma}_0) \cdot \left\{ (1 + \alpha \ln 3\kappa) \cdot \ln a - 1.5(\ln a)^2 \right\} + c \dots \dots \dots (10)$$

となる。ここで、 c は積分定数であり、 κ は $u_0/R_t\dot{\gamma}_0$ である。

(3) 弾塑性境界

地盤の初期応力が等方的であり、 σ_0 に等しいとすると、弾性領域における応力は次のように表せる (Houlsbyら¹⁶⁾). すなわち、

$$\sigma_r = \sigma_0 - 4G\varepsilon_\theta \dots\dots\dots(11)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_0 + 2G\varepsilon_\theta \dots\dots\dots(12)$$

となる。ここで G はせん断剛性であり、 $E/2(1+\nu)$ に等しい。応力の連続性を考慮すると、弾性域側の偏差応力 ($-6G\varepsilon_\theta$) が、塑性域側の偏差応力 $c_u(\dot{\gamma}_e)$ に等しくなるため、弾塑性境界での周方向ひずみ $\varepsilon_{\theta e}$ は、 $-c_u(\dot{\gamma}_e)/3G$ となる。剛性比 I_r を $G/c_u(\dot{\gamma}_e)$ とすると、式 (6) より弾塑性境界での半径 a_0 は、

$$a = I_r^{1/3} \dots\dots\dots(13)$$

となる。ここで剛性比 I_r はひずみ速度の関数となるが、実際にはせん断剛性 G もひずみ速度の増加とともに増加するため¹³⁾、ここでは簡単のため剛性比がひずみ速度に依存しないと考える¹⁵⁾。

また、式 (10), (11), (13) より弾塑性境界上の σ_{re} は、

$$\sigma_{re} = \sigma_0 + \frac{4}{3}c_u(\dot{\gamma}_0) \left\{ 1 + \alpha \ln \left(\frac{3\kappa}{I_r} \right) \right\} \dots\dots\dots(14)$$

となる。式 (13), (14) を式 (10) に代入することにより、球押し上げ圧 ϕ は次のようになる。即ち、

$$\phi = \frac{4}{3}c_u(\dot{\gamma}_0) \cdot (1 + \ln I_r) \cdot (1 + \alpha \lambda) + \sigma_0 \dots\dots\dots(15)$$

但し、 $\lambda = \ln 3\kappa - \frac{\ln I_r \cdot (\ln I_r + 2)}{2(\ln I_r + 1)}$

(4) 解析結果及び考察

式 (15) を用いて球押し上げ圧を得るためには、材料定数の他に、球押し上げ速度 u_0 、球半径 R_i 、基準ひずみ速度 $\dot{\gamma}_0$ からなる κ の値を必要とする。球押し上げ解析はコーン貫入時の土の変形状態を直接的にモデル化したものではないため、押し上げ速度や球半径を厳密に定義することはできない。しかしながら、式 (15) では貫入抵抗が κ の対数に比例していることから、これらの定数の若干の違いは結果に余り影響しないと考えられるので、ここでは u_0 にはコーン貫入速度を、 R_i にはコーン半径を仮定した。従って、本試験の標準貫入速度ではこれらの比 u_0/R_i は約 1.3 となり、半径 1.78 cm を有する標準的なコーンを約 2 cm/sec の貫入速度で実施した場合とほぼ一致する。また、基準せん断ひずみ速度には、三軸圧縮試験時の一般的な軸ひずみ速度 (0.1%/min) に対応したせん断ひずみ速度 (2.5×10^{-5} /sec) を用いた。式 (15) にこれらの定数を代入し、 α を式 (2) で示した β に置き換えることによって、コーン係数 N_{sr} ($= (\phi - \sigma_0)/c_u(\dot{\gamma}_0)$) は次のようになる。即ち、

$$N_{sr} = N_s \cdot (1 + \beta \lambda') \dots\dots\dots(16)$$

となる。ここで N_s は、ひずみ速度依存性を考慮しない

場合の球押し上げ解であり、 λ' は $\lambda/2.3$ である。従って、ひずみ速度依存性を考慮したコーン係数 N_{sr} をこれを考慮しない N_s で除した値 N_{sr}/N_s は、ひずみ速度依存性の影響によるコーン係数の増加割合を表しており、剛性比が 50~500 の範囲では、

$$N_{sr}/N_s = 1 + (3.7 \sim 4.1)\beta \dots\dots\dots(17)$$

となる。即ち、ひずみ速度依存性の影響によるコーン係数の増加割合は三軸試験から得られる β の約 4 倍になることがわかる。また、コーン周りの土に発揮される平均的なひずみ速度 $\dot{\gamma}_{ave}$ は、式 (2) と式 (17) とが等価なものと考えられることによって求められ、

$$\frac{\dot{\gamma}_{ave}}{\dot{\gamma}_0} = 10^{3.7-4.1} \dots\dots\dots(18)$$

となる。これより、コーン周りの土に生じる平均的なひずみ速度は通常の三軸試験時のひずみ速度の $5 \times 10^3 \sim 10^4$ 倍となり、非常に大きな値となることがわかる。

剛性比 I_r には三軸圧縮・伸張試験時の平均弾性係数及び平均強度から求めた値を、 β には三軸圧縮試験より得られた値を用いると、本研究で用いた試料の N_{sr} の値は 10~12 の範囲となり、実験より得られたコーン係数 N_{kr3} に比べてかなり小さくなる (表-5)。この理由の一つには、球押し上げ解析がコーンを連続的に貫入した状態をシミュレートしていないことが挙げられる。

Houlsby ら¹⁷⁾ は連続貫入時のコーン周りの地盤のひずみ分布を一樣流中に置かれたコーン周りの流れ場から求め、このひずみ分布を用いてコーン周りの応力場を有限要素解析により求めている。これより得られたコーン係数は、

$$N_{ki} = N_s \cdot (1.25 + I_r/2000) + 2.4f_i - 0.2f_s - 1.8\Delta \dots\dots\dots(19)$$

となる。ここで N_s は通常の球押し上げ解であり、 f_i や f_s はそれぞれコーン面、シャフト面における摩擦係数、 Δ は初期応力の異方性を表す指標であり、 $(\sigma_0 - \sigma_k)/(2c_u)$ で表される。これより、連続的な貫入状態をシミュレートしたコーン係数の解析解は、通常の球押し上げ解 N_s に比べて大きくなるのが分かる。一般に、正規圧密地盤では f_i や f_s の値は 0.5~1.0 の範囲にあり、 Δ は約 1 であるので、式 (19) の右辺第 2 項以降の和は非常に小さな値になる。従って、本論文では Houlsby らによるコーン係数を次のように近似した。即ち、

$$N_{ki1} \cong N_s \cdot (1.25 + I_r/2000) \dots\dots\dots(20)$$

ここで右辺の括弧内の値は、球押し上げ解に対する連続貫入による補正項と考えることができる。

しかしながら、Houlsby らの解はひずみ速度依存性を考慮したものではないため、コーン係数 N_{ki1} も実験結果 N_{kr3} に比べて小さな値となっている (表-5)。そこで、本解析で得られた N_{sr}/N_s の値を球押し上げ解に対するひずみ速度依存性の補正項であると考え、この補

表-5 コーン係数の計算結果

試料	Ir	β	Nsr	Nkt1	Nkt2	Nkt3
M5O	125	0.12	11.5	10.2	15.1	13.5
M3O	180	0.12	12.2	11.1	16.3	17.5
M1O	430	0.07	11.9	13.4	17.4	17.5
M5	480	0.05	11.3	14.3	16.9	15.2
Kaolin	240	0.05	10.3	11.8	14.1	13.4

Nkt1:式20より得られたコーン係数
 Nkt2:式21より得られたコーン係数
 Nkt3:実験結果

正項と連続貫入による補正項とを組み合わせることにより、両者を考慮したコーン係数の近似解を得た。即ち、

$$N_{kt2} = N_s \cdot (1.25 + I_p/2000) \cdot (1 + \beta\lambda) \dots (21)$$

である。

図-16は、図-10の実験結果に式(21)より得られたコーン係数 N_{kt2} を加えたものである。○が計算結果を、●が実験結果の平均値を示す。図より、いずれの試料においてもコーン係数 N_{kt2} はコーン係数の実験結果と良く一致していることが認められる。従って、平均強度より得られるコーン係数は球の押し抜け解析の結果に対して、非排水せん断強度による歪速度依存性と連続貫入による影響を考慮すれば、良く説明することができる。また、図-17は式(21)より求めた各 β に対するコーン係数と剛性比との関係を示したものである。これよりコーン係数は、剛性比や β の増大とともに増加し、一般的な値の範囲と考えられる剛性比が50~500、 β が0~0.15の範囲では、9から20まで変化する。このことは、これまでに報告されているコーン係数 N_{kt} の経験値が、10~18の範囲に入ること⁽⁴⁾⁻⁽⁶⁾にほぼ一致しており、このことからコーン係数には剛性比と非排水せん断強度の歪速度依存性が重要であることを確認することができる。また、本研究で実施した三軸試験の結果から、土の剛性比は塑性指数の増加に伴って減少する傾向にあるが、強度に及ぼすひずみ速度依存性の程度は塑性指数のみならず、粘土の種類によっても影響を受けることが認められている。このことは、これまで報告されてきたコーン係数と塑性指数との関係が試験を実施した地域によって異なることを説明していると考えられる。

5. まとめ

本研究では、模型土槽を用いたコーン貫入実験と非排水せん断強度のひずみ速度依存性を考慮した球押し抜け解析を実施し、次のような結論を得た。即ち、

1. コーン貫入抵抗から地盤の上載圧を差し引くことによって求めた実質貫入抵抗や先端間隙水圧は、圧密圧力と直線関係にある。
2. 三軸圧縮・伸張試験時の平均強度により得られたコーン係数は、塑性指数が30以下では15~18、高塑性土では12~15となり、塑性指数の増加に伴って低下す

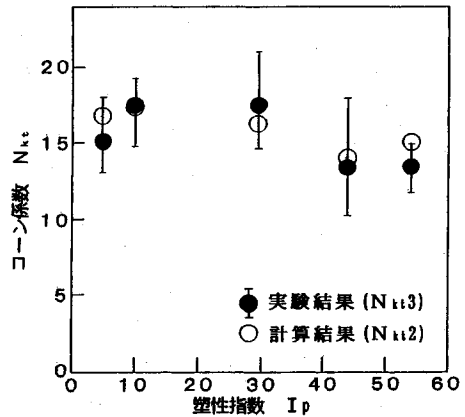


図-16 コーン係数の計算値と実験値の比較

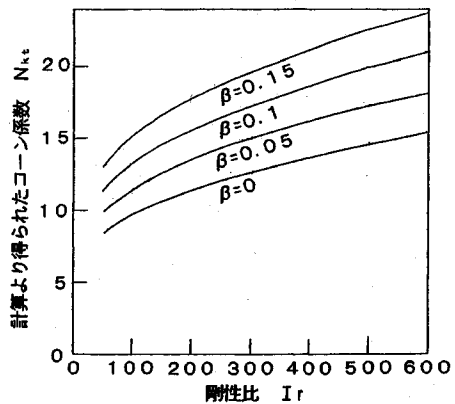


図-17 コーン係数 N_{kt} と剛性比 I_r との関係

る傾向にある。

3. コーン貫入試験時に貫入速度を変化させる実験結果から、貫入速度がその貫入抵抗に影響を及ぼすことを確認した。また、貫入速度を10倍変えることによって生じる実質貫入抵抗の変化割合は、0.1%/minを基準としてひずみ速度を10倍変えた三軸試験から得られる強度増加率の変化割合 β にほぼ一致する。

4. 球押し抜け解析によると、ひずみ速度依存性の影響による貫入抵抗の増加割合は三軸試験から得られる β の約4倍となる。

5. 非排水せん断強度のひずみ速度依存性による補正と連続貫入による補正を行った球押し抜け解析に基づくコーン係数は、三軸圧縮・伸張時の平均強度より得られたコーン係数の実験結果と良く一致した。

6. コーン係数に及ぼすひずみ速度依存性の影響は、従来から重要性が認められている剛性比の影響とほぼ同程度であり、この両者によってこれまで報告されているコーン係数の差異を説明することができる。

参 考 文 献

- 1) Campanella, R.G. and Robertson, P.K. : Current status of piezocone test, Int. Symp. of Penetration testing (ISOPT-1), Vol.1, pp.93~116, 1988.
- 2) Mayne, P.W. : Determination of OCR in clays by piezocone tests using cavity expansion and critical state concept, Soils and Foundations, Vol.31, No.2, 1991.
- 3) Campanella, R.G., Gillespie, D. and Robertson, P.K. : Pore pressures during cone penetration testing, Euro. symp. of Penetration Testing II, Vol.2, pp.507~512, 1982.
- 4) La Rochelle, P. et al. : Piezocone tests in sensitive clays of eastern Canada, ISOPT-1, Vol.2, pp.831~841, 1988.
- 5) 深沢健・浅田英幸・田中洋行・榎原基生：粘性土地盤の力学特性とコーン先端抵抗の関係，第27回土質工学研究発表会概要集，pp.151~154, 1992.
- 6) Aas, G., Lacasse, S., Lunne, T. and Hoeg, K. : Use of Insitu tests for foundation design on clay, In-situ'86, pp.1~30, 1986.
- 7) 田中康雄・坂上敏彦・古屋正和：大規模埋立に伴う三成分コーン (CPTU)，土と基礎，37-7 (378)，pp.41~46, 1989.
- 8) 斉藤邦夫：粘性土地盤の非排水せん断強度に及ぼす乱れの影響に関する研究，東京工業大学博士論文，1983.
- 9) Senneset, K., Sandven, R., Lunne, T., By, T. and Amundsen, T. : Piezocone tests in silty soils, ISOPT-1, pp.955~974, 1988.
- 10) Baligh, M.M. : The simple pile approach to pile installation in clays, Analysis and Design of Pile Foundations, ASCE, pp.310~330, 1984.
- 11) Campanella, R.G. et al. : Recent developments in in situ testing of soils, 11 th ICSMFE, Sanfrancisco, Vol.2, pp.849~854, 1985.
- 12) Graham, J., Crooks, J.H.A. and Bell, A.L. : Time effects on the stress-strain behaviour of natural soft clays, Geotechnique, Vol.33, No.3, 1983.
- 13) 竹村次朗：強度が深さと共に変化する粘性土地盤の支持力並びに変形特性に関する研究，東京工業大学博士論文，1990.
- 14) Powell, J.J.M. and Quarterman, R.S.T. : The interpretation of cone penetration tests in clays, with particular reference to rate effects, ISOPT-1, Vol.2, pp.903~909, 1988.
- 15) 末政直晃：粘性土地盤におけるコーン貫入試験に関する基礎的研究，東京工業大学博士論文，1993.
- 16) Houlsby, G.T. and Withers, N.J. : Analysis of the cone pressuremeter test in clay, Geotechnique, Vol.38, No.4, pp.575~587, 1987.
- 17) Houlsby, G.T. and The, C.I. : Analysis of the piezocone in clay, ISOPT-1, Vol.2, pp.777~783, 1988.

(1993. 6. 11 受付)

A STUDY ON CONE PENETRATION RESISTANCE IN COHESIVE SOILS BY A CALIBRATION CHAMBER TEST

Naoaki SUEMASA, Jiro TAKEMURA, Akihiko HIROOKA and Tsutomu KIMURA

A series of laboratory cone penetration tests using a calibration chamber are conducted on different types of cohesive soil to study the effect of various factors such as plasticity index, rigidity index and strain rate on cone resistance. It is found out that cone resistance increases with penetration rates. An attempt is made to predict cone resistance theoretically by incorporating the strain rate effect into the theory of cavity expansion. The theory compares well with the observation. It is shown that the effect of strain rate is very similar to that of rigidity index.