神戸空港海底地盤における洪積粘土層の 原位置圧密挙動

長谷川憲孝¹・松井保²・田中泰雄³・高橋嘉樹⁴・南部光広⁵

¹正会員 神戸市みなと総局 (〒650-8570 神戸市中央区加納町 6-5-1)

E-mail: noritaka_hasegawa@office.city.kobe.jp

²フェロー会員 福井工業大学建設工学科 (〒910-8505 福井市学園 3-6-1)

E-mail: matsui@ccmails.fukui-ut.ac.jp

³正会員 神戸大学都市安全研究センター (〒657-0013 神戸市灘区六甲台町 1-1)

E-mail: ytgeotec@kobe-u.ac.jp

⁴正会員 株式会社不動産テトラ 神戸支店 (〒651-0084 神戸市中央区磯辺通 2-2-3)

E-mail: yoshiki.takahashi@fudotetra.co.jp

⁵正会員 応用地質株式会社 関西支社 (〒532-0021 大阪市淀川区田川北 2-4-66)

E-mail: nanbu-mitsuhiro@oyonet.oyo.co.jp

神戸空港は神戸港沖に埋立造成して築造されたが、海底地盤には洪積層が厚く堆積している。大阪湾の洪積粘土は擬似過圧密粘土とされており、その挙動については不明確な部分が多い。あわせて海成粘土層の間に堆積している砂礫、砂、粘土の互層部の排水能力が不明確であった。これらのことを解明するために、洪積層において区間変位測定器および多深度間隙水圧計により圧縮量や間隙水圧の測定を行った。対象としたのは、埋立荷重により正規圧密状態に入るとされる洪積層の上部に分布するDs1~Ds3層（互層部）とMa12層、Ma11層の上部である。計測の結果、Ma12層の上部については実測による圧密降伏応力を把握することができ、室内土質試験より求められた値に対する低下率を把握することができた。あわせて、互層部の排水能力の高いことが確認できた。

Key Words : Kobe Airport, Pleistocene clay, soil property, consolidation, pore pressure, settlement

1. まえがき

神戸空港は平成18年2月に開港した海上空港であり、平成11年9月から護岸工事を行ってきた。建設地の地盤は、海成粘土層(Ma層)とその間に分布する砂礫、砂、粘土の互層よりなっている。大阪湾に堆積する海成粘土層(Ma層)は擬似過圧密粘土であり^{1)~6)}、当該海底地盤では上位よりMa13層、Asc層(以上沖積層)、Ma12層~Ma9層(上部洪積層~大阪層群)が深さ300m位までに厚く堆積している。埋立造成に当たっては、沖積層だけでなく、洪積層の圧縮特性も詳細に把握する必要があり、それらを把握するためにMa12層、Ma11層の上部ならびにMa12層とMa13層との間の砂礫、砂、粘土の互層部(Ds1~Ds3層)に各種計器を埋設して、各層毎の圧縮量と間隙水圧を測定した。用いた計測器は1m毎の圧縮量が計れる区間変位測定器、各深度の間隙水圧を1孔で測定することのできる多深度間隙水圧計である。本論文においては、当該海底地盤の特徴、用いた計測器の内容ならびに計測結果を述べるとともに、神戸沖洪積層の圧密特性

について述べる。

2. 海底地盤の地層構成および土質特性

(1) 地層構成

図-1は神戸空港の平面形状であり、長尺ボーリング位置B-1、B-2の位置もあわせて示している。図-2は図-1に示す東西方向の断面(I-I'断面)である。また、図-3には旧海底面および沖積層下端コンター図を、図-4にはMa12層下端面のコンター図を示す。これらの図は数10本に及ぶボーリングと音波探査の結果から求めたものである⁷⁾。同図に示すように地層は北西方向から南東方向に向かって緩く傾斜しており、各層の層厚も南東方向ほど厚くなっている。傾斜の程度は年代の古い下部層程高くなっている。分布する地層は沖積層であるMa13層とAsc層、それらの下部には洪積層である砂礫、砂、粘土の互層(Ds層)と海成粘土層(Ma層)が交互に分布している。互層部ではDs1-Ds3層が最も厚く、その厚さは30~40mに達している。一方、洪積粘土層は、Ma9層

図-1 神戸空港の平面形状

図-2 地質想定断面 (I-I' 断面)

が35～40mと層厚としては最も厚い。Ma11層は下部よりMa11(1)層, Ma11(2)層, Ma11(3)層と3層に分かれており, 下部のMa11(1)層が15～30mと3層の中では最も厚い。砂礫, 砂, 粘土の互層ならびに洪積粘土層とも南東方向になるほど層厚が厚くなっている。洪積粘土層のうち, Ma12層とMa11層は上部洪積層に, Ma10層とMa9層は大阪層群に分類される。ここで調査深度をMa9層までとしたのは, 近接するポートアイランド(Ⅱ期)における実測結果より, Ma9層より下部層についてはほとんどで圧縮していないことによる。すなわち, 参考文献^{7), 8)}に示しているように, 水深はわずかに深くなっているだけであるのに対して, Ma9層の下面は約50m深くなっており, ポートアイランド(Ⅱ期)と地盤条件, 载荷条件が良く似ていることによる。なお, Ma9層より下部層の圧縮については本論文で述べていないが, ロッド式沈下計で確認しており, 実測データでも圧縮していない。

図-3 旧海底面および沖積層下端面コンター

図-4 Ma12層下端コンター

図-5 各層の塑性指数

(2) 土質特性

図-1に示すB-1, B-2の長尺ボーリングにて採取された試料に対して各種土質試験を実施した。

図-5はB-1, B-2地点における塑性指数(I_p)の深度

図-6 B-1 地点, B-2 地点での P_c 深度分布

変化を示したものである。同図から洪積粘土層の塑性指数は、Ma11 層が他の Ma 層に比べると低い塑性指数を示している。B-1, B-2 の比較では、東側に位置している B-1 の方が全般にわずかながら、それぞれの層毎に高い塑性指数を示している。

図-6 は B-1, B-2 地点における圧密降伏応力の深度方向の分布を示したものである。圧密試験としては定ひずみ速度圧密試験（ひずみ速度（ $\dot{\epsilon}$ ）0.01%/min と 0.001%/min）、小幅载荷圧密試験、载荷幅をより細かくした詳細小幅载荷圧密試験を実施している。ここで定ひずみ速度圧密試験（ひずみ速度 0.01%/min）から得られた P_c 値については実地盤での P_c 値よりも大きい値を示している可能性が高く、同図では試験値を 0.85 倍した値でプロットしてある。ここで 0.85 倍した理由は、小幅载荷圧密試験、さらに荷重の刻み幅を小さくした詳細小幅载荷試験などから得られた P_c 値と上記試験結果 P_c 値とを比較した結果、概ね試験値 P_c を 0.85～0.90 倍した値に近づいたことによるものである。図-6 によっても試験値を 0.85 倍することによって、他の試験値と同じ範囲に分布していることから妥当であることがわかる。同図によると洪積層は過圧密状態にあり、圧密降伏応力（ P_c ）値より現在の有効土被り荷重（ P_o ）値を差し引いた過圧密量は深度が深くなるほど大きくなっている。ただ、その割合は西側に位置する B-2 地点の方が大きい。B-1 と B-2 を比べると B-2 の方が広範囲に値が分布している。この原因としては西側に位置する B-2 地点での粘

土層は B-1 地点での粘土層に比べてシルト分が多く、年代効果による擬似過圧密状態が不均一になっている度合いが高いためと推察される。特に深度 100m 付近や 150m 付近、180m 付近、240m 付近で大きな P_c を示しているのは、Ma 層と Dg 層との層境もしくは Ds 層内の粘土層でのデータであり、堆積時の乾燥や砂分含有の影響を受けているためと推察される。両地点を通して特徴的なのは、B-1, B-2 地点とも各洪積粘土層の P_c 値は深度方向には大きくなっているが、ある地層から P_c 値が極端に大きくなっているところが認められないことである。同図には、埋立前の有効土被り荷重（ P_o ）とそれに埋立荷重（400kN/m²）を加えた荷重線を示しているが、上部の Ma11, Ma12 層は埋立荷重を加えるとほぼ正規圧密状態となり、それより下部の Ma10, Ma9 層でもそれに近づくことがわかる。

3. 現地計測計画

(1) 対象層

今回計測の対象としたのは、Ds1～Ds3 層、Ma12 層、Ma11(3)層である。これらの層は埋土荷重により正規圧密の領域に入るものと考えられた地層である。その際に圧密沈下に大きく影響を与える P_c 値が図-6 で示した値と比べてどの程度であるかということを把握するために、図-1 に示す地点において詳細な計測を行うこととした。

図-7 区間変位測定器設置・測定方法

図-8 区間変位測定器設置深度

(2) 埋設計器

a) 計器の選定

圧密の進行に伴って生じる圧縮量については、各地層中で可能な限り細かな区間に区切り、それぞれの区間圧縮量として捉えることが必要である。このことにより、地盤中の区間変位を 1m 間で連続的に測定できる機器として、区間変位測定器を採用することとした。次に、間隙水圧についても多深度で同時測定できる測定器として多深度間隙水圧計を採用することとした。

b) 区間変位測定器

区間変位測定器は地盤に設置した測定孔（メジャリングマークおよびケーシング）と手動挿入式の測定器とからなる。ゾンデおよびメジャリングマークは 4 方向に突起があり、それぞれ 90° 回転させると通過姿勢から測定姿勢の状態となる。このメジャリングマーク間の距離変化を測定することによって、各深度での圧縮量を経時的に計測できることになる。

各メジャリングマークおよびケーシングは、図-7 に示す布バックカーを膨らますことによって地盤中に固定する。ケーシング（バックカー付き金属製メジャリングマーク+伸縮構造塩ビケーシング）は、伸縮部の動きにできるだけ抵抗無く追従させるため、設置後は各メジャリングマーク同士の連結が無い状態としている。そのため、設置時には各メジャリングマークを固定するロッドを使用し、設置後にロッドを抜去する。計測の対象としては図-6 に示す Ds1~Ds3 層、Ma12 層、Ds4~Ds5 層の上端部である。図-8 に区間変位測定器の計測深度を示した。

図-9 間隙水圧測定時のプローブ状況

測定は、ケーシング内へゾンデを挿入し、図-7 に示す 1m 毎に設置したメジャリングマーク間の距離変化を連続的に測定する。測定用ゾンデの精度としては、1/100mm である。

測定器は縮み側と伸び側の両方が測定できるが、今回は埋立に伴うメジャリングマーク間の縮み量を測定することより、地盤の圧縮量を測定した。

c) 多深度間隙水圧計

多深度間隙水圧計は、地中に設置したケーシング部品、

図-10 多深度間隙水圧計による間隙水圧測定位置

挿入式の圧力測定プローブおよび専用の道具より構成される。ケーシング部品はいろいろな長さのケーシングとそれ繋ぐ継ぎ手、継ぎ手に取り付けられてある観測ポートバルブを上下で外圧と遮断するパッカーからなる。

間隙水圧の測定については、各継ぎ手にプローブをセットし、観測用のポートバルブの水圧を測定する。間隙水圧測定時のプローブの状況を図-9に示す。設置後に生じる管の圧縮に対しては、座屈を防止するためテレスコピング（多深度間隙水圧計用ケーシングが2重管構造になったもの）を粘性土部分に配置し、圧縮を吸収する。図-10には多深度間隙水圧計による間隙水圧測定深度を示した。同図の1)～18)に示すようにMa12層の上、下端部には数多くの観測ポートを設けた。

4. 計測結果

(1) 区間変位測定器測定結果

区間変位測定器による1m毎の圧縮量測定結果を図-11に示す。同図では設置最下端であるDs4層よりの累積変

位量（累積圧縮量）として表している。なお、同期間の埋立履歴（盛土高さ変化）については後述する図-14の左上に示している。図-12は1m毎の区間変位量（区間圧縮量）を示したものであり、Ma12層については、上部の排水境界で圧縮量が急増することがわかる。あわせて時間の経過とともにそれらがMa12層の内部にまで及んでいく様子がわかる。これに対してMa12層の下部では、あまり圧縮の進んでいないことがわかる。特に下端部においては、後述する多深度間隙水圧計による測定結果より間隙水圧が消散しているにも関わらず、圧縮があまり生じていないことになる。これは図-6のB-1で見られるようにMa12層の下端部においては大きな圧密降伏応力を示しており、埋立荷重を加えても正規圧密領域に入っていないことによるものと思われる。図-12によると砂礫、砂、粘土の互層部であるDs1～Ds3層の圧縮量はMa12層に比べて小さいが、局部的に大きくなっているところが見られる。これらは主としてシルト・粘土層に相当するところが多く、互層部でも細粒分が多くなっている所では、圧縮量が大きくなる傾向が認められる。

(2) 多深度間隙水圧計測定結果

多深度間隙水圧計の測定結果を図-13に示す。また、各深度での経時変化図を図-14に示す。図-13によると、Ds1～3層の間隙水圧は低いですが、Ma12層については、層の中央部で水圧が高い状態である。図-14によると盛土とともに各部の間隙水圧は上昇しているが、Ds1～3層、Ds4層での間隙水圧は上昇していないことがわかる。これは砂礫、砂、粘土の互層部が排水能力の高い層であることを示している。一方、Ma12層各部の間隙水圧は引き続き盛土がなければ上昇せずに一部小さくなっているところも見受けられる。平成16年3月～5月に一部変化の激しいところが認められるが、これについては、周辺で杭打ちが行われたことより、その影響が表れているためと思われる。さらに平成16年8月以降、間隙水圧がわずかに大きくなっているのは周辺部で盛土造成がなされたことによるものである。Ma11(3)層でも間隙水圧は上昇しているが、その値はMa12層ほど顕著でない。さらにMa11(3)層とMa11(2)層間のDs6層の間隙水圧は地層の層厚が薄いにも関わらず、大きくは上昇していない。ただ、上部のDs1～Ds3層に比べると大きな値を示している。このことは、Ds6層も排水能力を有しているが、その能力はDs1～Ds3層ほど高くないことを示している。

5. 圧密特性の評価

2章で述べたように、洪積粘土層の圧密降伏応力(P_c)については、ひずみ速度依存性があり、事前に行う室内

図-11 区間変位測定器測定結果（累積変位量）

図-12 区間変位測定器測定結果（区間変位量）

図-13 多深度間隙水圧計による間隙水圧測定結果

試験結果からだけでは、実地盤での挙動が十分に予測できない面があった。このことより、今回測定された区間毎の圧縮量と間隙水圧の測定結果より原位置におけるMa12層の圧密降伏応力を評価することとした。

図-15はMa12層の各点における過剰間隙水圧の経時変化を示したものである。左上の図は計測地点における盛土高を示しているが、盛土の進行と共に過剰間隙水圧が大きくなっていることがわかる。ただ、盛土の進行は地表面の各箇所でも異なっており、周辺の盛土高が図-15左上に示した盛土高と同じでない。このことより盛土に伴って発生する過剰間隙水圧は、周辺部での盛土進行の影響を受けたものとなっている。なお、平成16年3月～5月に一部変化の激しいところが認められるが、これらについては、前述したように新交通駅舎工事などにより、周辺で杭打ちが行われた影響が表れているものと推察される。

図-16は区間変位測定器計測により得られた各深度での1m間の圧縮量を時系列で示したものである。これらのデータはMa12層全層について得られているが、図-16では代表的なもののみ示している。図-17は実測の区間圧縮量と過剰間隙水圧より各深度毎のe-log P関係を示したものである。ここで、有効応力(P)は図-16に示す各盛土時点での全応力をブーシネスクの方法で求め、多深

注) 測定番号の深度については図-10 に示している。

図-14 過剰間隙水圧経時変化

図-15 Ma12 層の過剰間隙水圧の経時変化

図-16 Ma12 層の区間 (1m 間) 圧縮量の経時変化

図-17 実測の e - $\log$ 曲線

図-18 小振幅荷重圧密試験の e -log P 曲線

図-19 圧密降伏応力 (P_c) の実測値と室内試験値との比較

度間隙水圧計で得られた過剰間隙水圧を差し引いて求めたものである。プロットされている各点は図-16 の各点に相当している。一方、間隙比については、埋立前の採取試料に対して室内試験より求められていた平均的な間隙比 (e_0) から、実測された区間圧縮量より得られる間隙比減少分 (Δe) を差し引いて求めたものである。

図-18 に示す室内試験で得られた e -log P 曲線を図-17 に併記する。同図には、深度毎に実測の e -log 曲線より得られた圧密降伏応力 (P_c) を示している。これらの点は、図-16 において矢印として示しており、Ma12 層上部において過圧密領域から正規圧密領域に移っていくことがとらえられている。同図の各欄には、全応力、過剰間隙水圧、有効応力の値を示しているが、全応力は矢印

図-20 P_c の実測値と室内試験値の深度方向分布

図-21 ひずみ速度 ($\dot{\epsilon}$) と P_c との相関

で示す時点において、盛土荷重ならびに海底地盤構成土層の荷重よりブーシネスクの方法⁶⁾にて各計測深度での全応力を求めたものである。次に過剰間隙水圧は、図-12に示す多深度間隙水圧計の計測結果より、図-16の矢印を示す時点での過剰間隙水圧を求めた値である。そして、有効応力は全応力より過剰間隙水圧を差し引いた値である。

図-16, 17によると圧密の進行に伴って Ma12 層上部では過圧密領域から正規圧密領域に移っているが、深度 GL-98m 以深では計測時点で正規圧密領域に入っていないことがわかる。図-16 には過圧密領域のひずみ速度を示しているが、全般に深度が深くなるにしたがって、ひずみ速度が小さくなっていることがわかる。

図-19 と図-20 は室内試験より得られた P_{ct} と Ma12 層の実測より得られた P_{cm} の比較図である。ここで室内試験より得られた P_c 値については、計測地点が B-1 地点に近いことより、埋立前の B-1 地点でのデータとの比較を行っている。また、図-17 には同一深度での小幅載荷試験より得られた e -log 曲線を併記している。これらによると、現地計測で求められた圧密降伏応力 (P_{cm}) は、室内試験で求められた値 (P_{ct}) と比べて、同程度かもしくは小さくなっている。計測点数が少なく、判然としないう面があるが、概ね $P_{cm} = (0.8 \sim 1.0) P_{ct}$ となっている。

図-21 は、図-16 に示したグラフより過圧密領域の平均的なひずみ速度と現地計測から得られた圧密降伏応力 (P_{cm}) の相関を取ったものである。同図によると、ひずみ速度が遅くなるにしたがって、多少 P_c が小さくなっているが、その傾向は必ずしも明瞭ではない。次に、埋立前海底地盤の有効土被り荷重 (P_o) に対して、ひ

ずみ速度によって P_{cm} がどのように変化するかを把握するために、現地計測により得られた圧密降伏応力 (P_{cm}) を埋立前海底地盤の有効土被り荷重 (P_o) で除した値 (P_{cm}/P_o) との相関を取ったものが図-22 である。同図ではひずみ速度と P_{cm}/P_o (すなわち OCR) の傾向が明瞭に表れている。実測によるひずみ速度は深度が深くなるにしたがって小さくなっており、OCR も深度とともに小さくなっている。一方、図-6 によると埋立前に実施した室内試験より得られた OCR は深度とともに大きくなる傾向を示している。これらのことより、当該地の Ma12 層上部はひずみ速度の低下とともに OCR が低下する可能性のあることを示唆している。

既往文献^{6), 11), 12)}等では、室内試験を中心として大阪湾海成粘土のひずみ速度と P_c との関係が示されている。今回の現地計測において埋立荷重は一定ではなく、新たな盛土による荷重増加や沈下の進行に伴う浮力発生による荷重減少などが経時的に発生している。また、ひずみ速度も複雑な荷重条件のもとで一定期間の平均的な値で求めている。一方、室内試験においては、ひずみ速度を一定に保つことが可能であり、そこで示されているひずみ速度と今回現地計測で得られたひずみ速度を比較することができない。今回、現地計測で得られた過圧密領域のひずみ速度は $1 \times 10^{-6} \sim 10^{-7}$ (%/min) とかなり小さいものである。一方、表-1 によると室内試験での小幅載荷試験結果によると圧密降伏応力に近いところでのひずみ速度は $3 \times 10^{-4} \sim 6 \times 10^{-4}$ (%/min) であり、現地計測のひずみ速度に比べると 2~3 オーダー大きい。既往文献¹¹⁾によるとひずみ速度が 2 オーダー小さくなると圧密降伏応力は、0.8~0.9 倍となっており、今回の室内試験と現地計測結果から得られた P_c の比と一致している。圧密降伏応力がひずみ速度によって変わることは高位構造を有する擬似過圧密粘土特有の傾向であり^{6), 9), 10)}、このことが現地の実測データより、室内試験値と対比する状態で確認された意義は大きいものと考えられる。

6. まとめ

前章までの結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 大阪湾海底地盤は擬似過圧密状態であると言われており、洪積粘土層の圧密降伏応力 (P_c) など圧密特性については不明確な部分が多かったが、今回、各種計

図-22 ひずみ速度 (ϵ) と P_{cm}/P_o との相関

表-1 室内試験でのひずみ速度と現地計測によるひずみ速度

海底面からの深度(m)	70	72	77	81	85	90
現地計測地点での深度(m)	91	93	98	102	106	111
小幅載荷圧密試験で求められた圧密降伏応力 P_c (kN/m ²)	890	900	900	860	950	1090
室内試験によるひずみ速度(%/min)	4.67E-04	3.43E-04	3.21E-04	4.34E-04	4.06E-04	6.63E-04
現地計測によるひずみ速度(%/min)	6.38E-07	4.18E-07	1.59E-07	2.86E-07	2.01E-07	1.67E-07

注) 現地計測地点での深度は、埋立層上面からの深度である。

測を行い、その性状がかなり明らかとなった。

- 2) 圧密降伏応力についてはひずみ依存性が高いと言われてきたが、実地盤のひずみ速度が小さい領域で圧密降伏応力を確認することができた。
- 3) 室内試験結果と比べると、現地計測で求められた圧密降伏応力は小さくなっており、その値は室内試験値の 0.8~1.0 倍であった。ひずみ速度は 2~3 オーダー現地計測データの方が小さく、既往文献¹¹⁾によるひずみ速度による圧密降伏応力低下傾向と一致するものであった。現地計測で確認できたのは Ma12 層の上部であるが、下部層においても同様な傾向を示す可能性が高いものと推察される。
- 4) Ma12 層の圧縮特性についても上部層では正規圧密領域に入り、圧縮性が高くなっていたが、下部層においては計測段階では過圧密領域であり、大きな圧縮量は観測されていない。
- 5) 大阪湾洪積粘土の擬似過圧密特性については、これまで主として室内土質試験だけで確認されてきたものであるが、今回、一部ではあるが現地計測により確認できた。
- 6) 海成粘土層間の砂礫、砂、粘土の互層部においても、今回の計測により、相応の排水能力を有することがわかった。

これらの結果は、神戸空港を築造するにあたって重要な情報であり、これらのことを加味して地盤問題解決に取り組んできた。これらの情報は今後も空港を維持管理していく上でも貴重な情報になっていくものと思われる。

謝辞:最後に本計測にあたってお世話になりました関係各位に厚く感謝申し上げます。あわせて、各種技術課題を検討する委員会が設けられていましたが、熱心にご審議していただいた委員各位に深謝いたします。

参考文献

- 1) 土質工学会関西支部・大阪湾海底の地盤研究委員会：大阪湾海底地盤，171p, 1990.
- 2) 土質工学会関西支部・大阪湾地盤情報の活用に関する研究委員会：海底地盤—大阪湾を例として—，590p, 1995.
- 3) 大阪湾地盤情報の研究協議会・大阪湾地盤研究委員会：ベイエリアの地盤と建設—大阪湾を例として—，505p, 2002.
- 4) 山本浩司，田中泰雄，三村衛，大島昭彦，松井保：大阪湾海成粘土層の土質特性と地盤工学的課題，土と基礎，Vol.53, No.6, pp.10~12, 2005.
- 5) Mimura, M. and Jang, W. Y. :Verification of the elasto-viscoplastic approach assessing the long-term deformation of the guasi-overconsolidated Pleistocene clay deposits, 地盤工学会論文報告集，Vol.45, No.1, pp.37~49, 2005.
- 6) Tanaka, H., Udaka, K. and Nosaka, T. : Strain rate dependency of cohesive soils in consolidation settlement, *Soils and Foundations*, Vol.46, No.3, pp.315~322, 2006.
- 7) 長谷川憲孝，山本卓生，高橋嘉樹，南部光広，杉浦良行：神戸空港における海底地盤の地盤構成，第 41 回地盤工学研究発表会，CD-ROM, 2006.
- 8) 長谷川憲孝，山本卓生，高橋嘉樹，南部光広，塚本登士：神戸空港における海底地盤の土質特性，第 41 回地盤工学研究発表会，CD-ROM, 2006.
- 9) 大阪湾海底地盤情報の活用に関する研究委員会：海底地盤，(社)土質工学会関西支部，pp.76~86, 1995.
- 10) 最上武雄編：土質力学，技報堂，pp.226~264, 1969.
- 11) Imai, G., Ohmukai, N. and Tanaka, H.:An isotaches-type compression model for predicting long term consolidation of KIA clays, Proceedings of the Symposium on geotechnical Aspects of Kansai International Airport, pp.49~64, 2005.
- 12) Kobayashi, M., Furudo, T., Suzuki, S. and Watabe, Y.: Modeling of consolidation characteristics of clays for settlement prediction, Proceedings of the Symposium on geotechnical Aspects of Kansai International Airport, pp.65~76, 2005.

(2006. 5. 17 受付)

IN-SITU CONSOLIDATION BEHAVIOR OF PLEISTOCENE CLAY BELOW SEABED AT KOBE AIRPORT

Noritaka HASEGAWA, Tamotsu MATSUI, Yasuo TANAKA, Yoshiki TAKAHASHI
and Mitsuhiro NAMBU

Thick deposits of Pleistocene strata are found at deeper depths below the seabed at Kobe Airport which was constructed offshore of Kobe Port. The Pleistocene Clays at the Osaka Bay are quasi-over-consolidated and their consolidation properties have not been well understood. Moreover, the drainage capacity of gravel or sand strata that interlay between the Pleistocene Clays was not clearly understood. In order to examine the settlement behavior of the Clays, a special precise measurement system over a unit depth of 1 or 3 m intervals was installed to measure both the compressions as well as the excess pore water pressures over the entire depths of the Upper Pleistocene Clays. The measurements covered the compressions of Upper Pleistocene Sand and Gravel layers, and those of Ma12 and uppermost Ma11 Clays that are to be brought into a normally consolidated state due to the airport fill load. Based on the measurements, it was found that the pre-consolidation pressure, p_c , of Ma12 is function of the strain rate that is highest near the upper drainage boundary and also that the field p_c value is smaller than that of the laboratory result because of the low strain rate in the field. The drainage capacity of sand and gravel layers was also found to be good.