

양산-물금 총적점토의 토질특성에 관한 연구

A Study on the Characteristics of Alluvial Clay in Yangsan-Mulgum

이 달 원*
Lee, Dal Won

Summary

Experiments both in laboratory and field were performed to compare and analyze the characteristics of alluvial clay. The alluvial clay was sampled in test site in which large-scaled tests for the part of the site are under process to suggest the rational method for alluvial clay and the criterion for ground settlement monitoring system.

The followings were observed through the experiments :

1. Natural water content, plastic limit, and liquid limit of alluvial clay composed of highly fine grains were 40~80%, 10~20%, and 30~55%, respectively. The values of these properties were relatively small at the ground surface, while the values showed maximum at G.L.-10m and gradually decreased below the level.

2. Shear strength of alluvial clay was proportionally increased to the depth. Unconfined and triaxial compressive strengths were 0.2~0.6kgf/cm² and 0.1~0.3kgf/cm², respectively.

3. Compression index and secondary compression index showed maximum values at G.L.-10m and gradually decreased below the level. The value of consolidation coefficient was relatively large at the ground surface, constant with decreasing the depth, and increased when G.L. was below -20m.

4. Piezocone test appeared that alluvial clay with N value of 2~4 was uniformly distributed with 20~30m thickness from the ground surface, sand seam was nonuniformly distributed, and penetration pore pressure was 0.8~1 times of the hydrostatic pressure. Undrained shear strength and consolidation coefficient were 0.04~0.76kgf/cm² and $2.88 \times 10^{-4} \sim 1.33 \times 10^{-2}$ cm²/s, respectively.

* 한국토지공사 토지연구원

키워드 : 연약지반, 표준관입시험, 물리적 특성, 전단강도, 압밀 특성, 시험시공, Piezocone시험

I. 서 론

경제성장과 더불어 농업용지 및 주거용지의 수요가 날로 증가되고 있으나, 지반 조건이 양호한 사업지구의 개발이 고갈됨에 따라 개발여건이 열악한 연약지반으로의 전환이 불가피하므로 이에 대한 적극적인 대처방안이 요구되고 있고, 경제적으로 수요자의 욕구를 충족시킬수 있는 해안용지의 개발이 증가되고 있다.

해안용지의 개발지역은 점토 및 실트등의 연약한 상태로 구성되어 있어 지반의 공학적 성질이 복잡한 특성을 가지고 있으며, 지반의 강도가 작고 침하등의 변형이 크기 때문에 여러 가지 문제가 발생되고 있다.

연약지반은 성토나 구조물의 하중에 따라서 크게 침하를 일으키거나 조성부의 단부에서 전단파괴 및 압밀침하등에 의하여 안정상 문제가 발생하기 때문에 단지조성시에 연약지반은 단순히 지반의 강도만으로 판단하는 것이 아니라 대상으로 하는 성토나 하중상태에 따라서 크게 다르고, 성토의 시공속도 및 시공순서등의 상대적인 관계로서 결정된다.^{11,12,24)} 따라서 단지조성에서는 이들 문제의 해결과 안전하고 경제적인 설계 및 관리를 위하여 대상연약지반의 공학적 성질을 정확히 분석하여 필요한 대책을 강구하여야 한다.

연약지반을 개량하는 공법은 물리적, 화학적, 전기적 공법등 여러가지가 있으며, 각 공법들의 적용은 공학적으로 타당성 있는 이론에 근거하여 수행되고 있지만, 실제로 시공현장에서 발생하는 현상들은 설계치와 상당한 차이를 나타내고 있다.^{13,25)}

또, 연약지반 대책공법의 적용지반과 시공법등이 적재적소에 시공되어 충분한 압밀촉진 효과를 발휘하는지 의문의 여지가 있고, 이론적인 근거와 경험이 빈약함에도 불구하고 시공상의 필요에 따라 급하게 실시되고 있어 많

은 문제점이 발생되고 있다.

본 연구는 합리적인 연약지반대책공법의 제공과 침하계측관리의 수립을 위하여 현재 시공중인 사업부지를 선정하여 시험시공중에 있는 지반에서 시료를 채취하여 실시한 실내시험과 현장조사 자료를 바탕으로 흙의 공학적 성질을 비교분석하여 압밀에 의한 거동해석의 기초자료로 사용하고자 한다.

II. 시험방법

현장시험 및 실내시험용 시료채취 위치는 현재 택지개발사업이 추진되고 있는 경남 양산군 동면 양산-물금지구내에 있으며, 지질은 경상남북도 일원에 널리 분포되어 있는 불국사 화강암류로 화강섬록암, 각섬석화강암, 흑운모화강암 및 안산암질이 기반암을 이루고 있으며, 그위를 점성토와 미세한 모래가 혼재되어 있는 제4기의 충적층으로 형성되어 있다.

연약지반개량 시험시공 지역에 대한 전반적인 지질발달상태 및 토질특성을 파악하기 위한 토질조사 및 Piezocone 시험위치도는 Fig. 1과 같다.

1. 현장시험

연약지반의 분포특성과 물리적 특성 및 역학적 특성을 파악하기 위하여 자연시료채취, 표준관입시험(SPT)²²⁾ 및 전자식 콘 관입시험(CPT) 등의 현장시험을 수행하였다.

가. 시추조사 및 시료채취

시추조사는 유압식 Rotary형 시추기를 이용하여 NX규격($\phi 76\text{mm}$)로 풍화암 1~2m까지 실시하였고, 연약층의 역학적 특성을 파악하기 위하여 계획된 깊이에서 4inch의 Thin wall tube가 부착된 Hydraulic piston sampler를 사용하여 자연시료를 채취하여 실내시

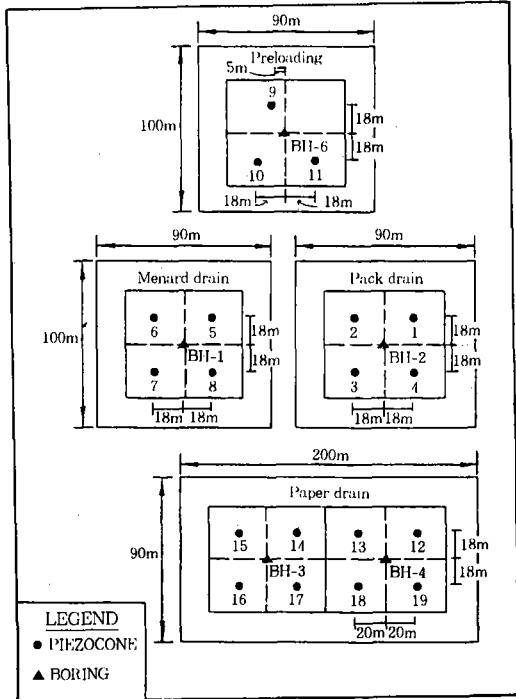


Fig. 1. Location of soil investigation and piezocone test

험을 실시하였다.

나. 표준관입시험

지층의 구조 및 조밀한 정도의 상대치(N치)를 구하기 위하여 시추조사와 병행하여 실시하였다.

다. Piezocone 시험

본 조사는 시험시공부지에 대하여 Piezocone을 이용한 정밀한 지층분석, 연속적인 원지반강도의 추이곡선 파악, 점토층내에 분포하는 sand seam 유, 무 및 발달정도의 파악, 토질정수의 추정등을 위하여 실시하였다.

공법별 콘관입시험 위치는 Fig. 1과 같이 Pack drain 공법부지 4개소, Menard drain 공법부지 4개소, Paper drain 공법부지 8개소, 그리고 Preloading 공법 3개소등 총 19개소에서 실시하였다. 조사장비는 콘 선단각(60°),

콘 단면적(10cm²), 슬리브의 단면적(150cm²), 불균등 면적비(0.8), 콘 관입속도(2~2.5cm/s)인 전기식 표준콘을 사용하였다.^{2,5,7,9)}

전자식 콘 관입시험기는 로드 cone를 장착하여 2~2.5cm/s의 관입속도로 지중에 압입하면서 소정의 심도까지 2cm의 간격으로 콘 선단지력(Qc), Sleeve의 마찰저항력(Fs), 관입공극수압(U)을 측정하였다. 그리고 콘 관입중에 발생하는 관입공극수압은 소산시험으로부터 1개소당 4점을 실시하였고, 시간은 정수압대비 50%의 수압소산이 이루어질때까지 실시하였다.

2. 실내시험

시험시공 지반의 물리적, 역학적 특성을 파악하여 층두께를 구분하고, 지반의 전단강도 및 압밀특성을 파악하기 위하여 불교란 시료를 채취하여 물리적시험을 실시하였다.

III. 결과 및 고찰

1. 연약지반의 물리적 특성

가. 심도에 따른 자연함수비, 액성한계의 변화
 실내시험 결과로부터 본 지역의 200 번째 통과량은 거의 90%이상으로 세립분의 함유량이 매우 높은 점토로 구성되어 있다.

자연함수비(Wn)의 범위는 Fig. 2(a)와 같이 40~80%로 분포되어 있으며 지표면(GL-3.0m)에서는 낮고, 심도가 깊어지면서 증가하여 GL-10.0m 부분에서 최대치를 나타내고 그 이후는 심도가 깊어짐에 따라 점차로 감소하는 경향을 보여주고 있다. 이와같은 현상은 하부층으로 갈수록 사질토층이 분포되어 있어 그동안 양면배수의 상태에 있었음을 알 수 있다.

액성한계(LL)의 범위는 Fig. 2(b)와 같이 30~55%의 범위로 자연함수비보다는 작은 불안정한 상태를 나타냈으며, GL-10.0m 부근에서 자연함수비와 같이 최대값을 보여주고

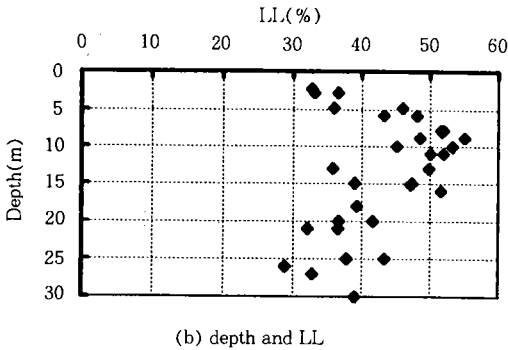
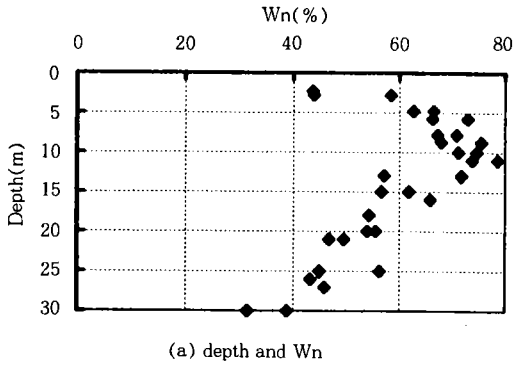


Fig. 2. Variations of natural water content and liquid limit according to depth

있다. 소성한계(PL)는 심도에 관계없이 10~20%의 범위로 나타났다.

나. 소성도와 초기공극비의 변화

조립토에 함유된 세립분과 세립토를 분류하기 위하여 사용되는 소성도는^{8,10,17)} A선 [$PI=0.73(LL-20)$]과 U선 [$PI=0.9(LL-8)$]으로 분류되는데, 이지역의 소성도표상의 분포는 Fig. 3(a)와 같이 $LL=30\sim55\%$, $PI=20\sim35\%$ 의 범위로 A선 위에 분포하며 CL과 CH로 구분된다.

그리고 액성한계와 소성지수의 관계에서 가장 최상의 극한인 U선에 가깝게 분포되어 있다.

초기공극비(e_o)는 Fig. 3(b)와 같이 1.00~2.00의 범위로, 자연함수비 및 액성한계와 유사한 분포경향을 나타내고 있으며, 지표면에

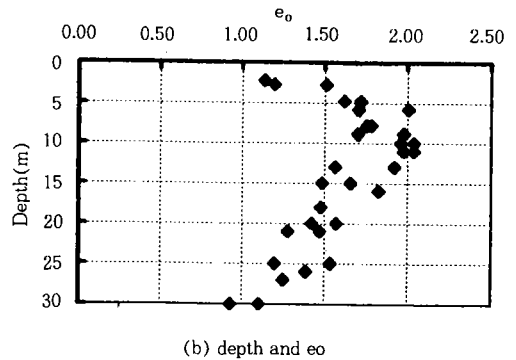
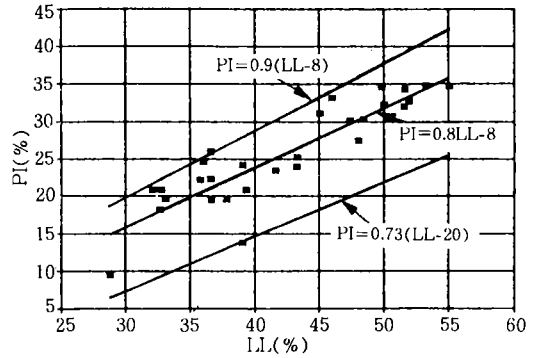


Fig. 3. Variations of plasticity chart and initial void ratio according to depth

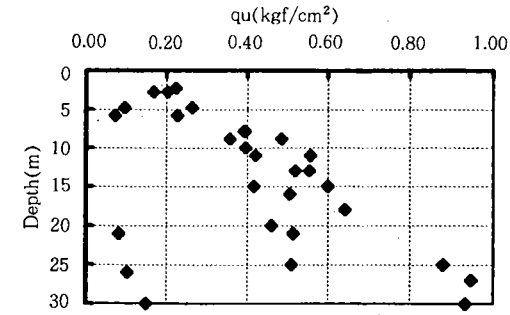
서 낮고, 점차로 심도가 깊어지면서 GL-10.0m 부근에서는 2.0으로 가장 크고 점차로 감소함을 보여주고 있다.

특히 이지역은 자연함수비가 액성한계보다 커서 점토슬러리 형태가 되기 쉽고, 예민비가 높아 하중이 작용하였을 경우 압축성이 클 것으로 판단된다.

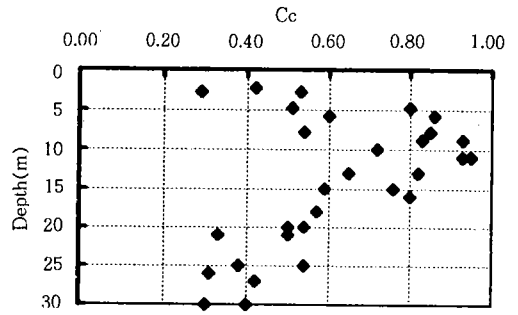
2. 연약지반의 강도특성

가. 심도에 따른 일축압축강도

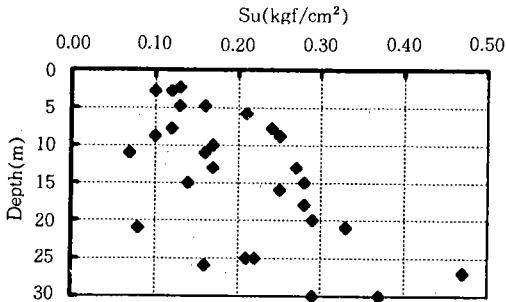
실내시험 결과로부터 구한 심도별 일축압축강도(q_u)는 지표면 부근(GL-5.0m)에서는 Fig. 4(a)와 같이 0.2kgf/cm^2 의 범위이고 심도가 증가할수록 점차로 증가함을 나타냈으나, 최대 및 최소치를 제외하면 $0.2\sim0.6\text{kgf/cm}^2$



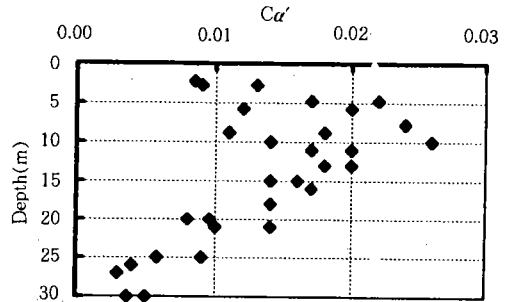
(a) depth and q_u



(a) depth and C_c



(b) depth and S_u



(b) depth and $C_{a'}$

Fig. 4. Variations of unconfined compression strength and undrained shear strength according to depth

Fig. 5. Variations of compression index and secondary compression index according to depth

의 범위를 나타내고 있다.

나. 비배수 전단강도

삼축압축시험으로부터 구한 비배수 전단강도 (S_u)는 Fig. 4(b)와 같이 최대 및 최소치를 제외하면 $0.1 \sim 0.3 \text{ kgf/cm}^2$ 의 범위로 심도가 깊어질수록 약간씩 증가하는 경향을 나타냈다.

3. 연약지반의 변형특성

가. 심도에 따른 압축지수와 2차압축지수

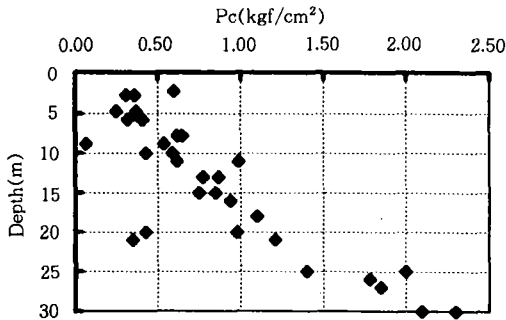
압밀침하량을 결정하는데 중요한 상수인 압축지수(C_c)는 Fig. 5(a)와 같이 지표면에서 $0.3 \sim 0.5$ 의 범위이고, 깊이가 깊어짐에 따라 GL-10m부근에서 최대치를 나타내며 그 이후는 점차로 감소하고 있다. 일반적으로 실내시험에 의한 압축지수는 시료채취부터 공시체

성형에 이르기까지 교란의 영향을 받기 때문에 실제의 압축지수보다는 작게 나타나므로 정규압밀과 과압밀로 구분하여 보정한 값을 사용하였다.

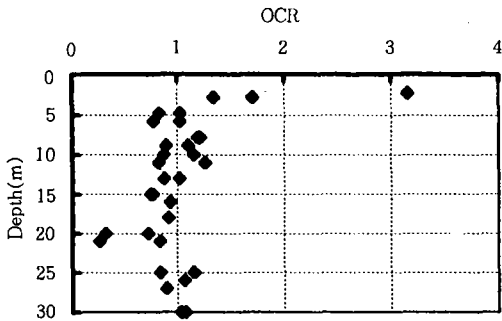
이차압밀침하는 유기질토와 압축성이 큰 무기질토일수록 그리고 소성이 높을수록 크게 나타난다.^{1,23)} 이차압축지수($C_{a'}$)는 응력의 증가에 따라 다르게 나타나지만, 이지역에서는 Fig. 5(b)와 같이 $0.004 \sim 0.025$ 의 범위로 분포되어 있으며, 지표면 부근에서는 작고 심도가 깊어짐에 따라 GL-10m부근에서 최대치를 나타내며 그 이후는 점차로 감소하여 압축지수와 유사한 분포경향을 나타내고 있다.

나. 심도에 따른 선행압밀하중과 압밀계수

Fig. 6(a)는 깊이에 따른 선행압밀하중(P_c)



(a) depth and Pc



(b) depth and OCR

Fig. 6. Variations of preconsolidation pressure and overconsolidation ratio according to depth

을 나타낸 것으로 심도에 따라 증가하고, 과압 밀비(OCR)는 Fig. 6(b)와 같이 상부에서 (GL-3m) 약간의 과압밀의 변화를 보이다가 GL-5m부터는 정규압밀상태를 나타내고 있다.

시료가 교란되면 선행압밀하중(P_c), 압밀계수(C_v), 압축지수(C_c), 2차압축지수(C_d)는 작게 평가되는데,^{16,20} 압밀계수(C_v)는 Fig. 7과 같이 $2.2 \times 10^{-4} \sim 2.0 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$ 의 범위로 분포되어 있으며 지표면에서는 크게 나타나고 점차적으로 일정하다가 GL-20.0m부터 증가하고 있다.

다. 압축지수와 액성한계의 변화

Fig. 8은 압축지수(C_c)와 액성한계(LL)의 관계를 나타낸 것으로 관계식은 $C_c = 0.021LL$

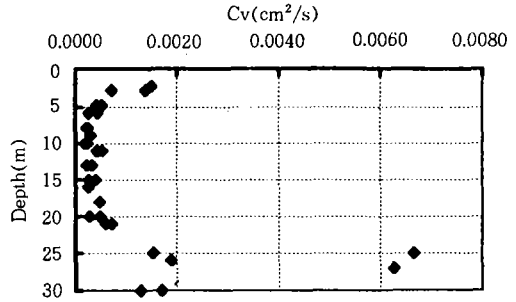


Fig. 7. Variations of consolidation coefficient according to depth

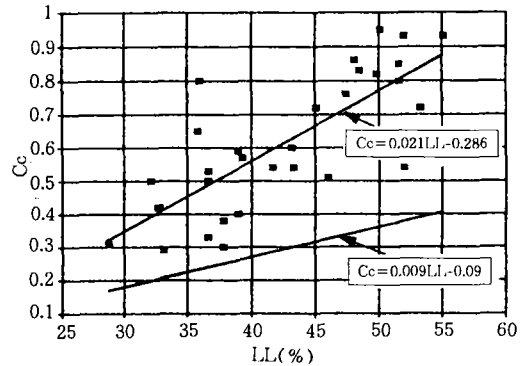


Fig. 8. Relationship between compression index and liquid limit

-0.286 으로 Terzaghi와 Peck이 제안한 경험식($C_c = 0.009(LL-10)$)과 Skempton의 경험식($C_c = 0.007(LL-7)$)과^{8,23} 비교하여 보면 상당히 큰 값을 나타내고 있다. 그리고 압축지수와 공극비와의 관계식은 $C_c = 0.57(e_o - 0.3)$ 로 나타났다.

4. Piezocone 시험에 의한 토질분류와 강도정수의 추정

가. 조사위치별 토질분포특성

조사결과 N치 2~4의 대단히 연약한 점토층이 원지반에서 20~30m 두께로 균일하게 분포하고, 30m이하에서는 N치 11~13 정도의 모래질 실트층이나 모래층으로 분포되었다.

지층별 흙의 역학적·물리적 특성을 파악하

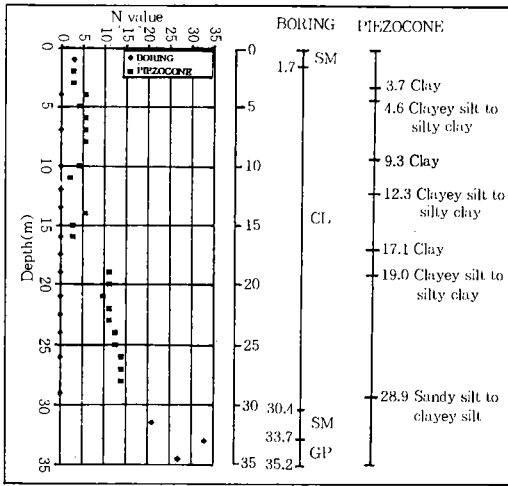


Fig. 9. Result of the piezocone test at paper drain site

기 전에 보오링 주상도와 공극수압을 보정한 콘저항값(Q_T)을 기준으로 30m이상은 점토층, 하부는 사질토층으로 구분하였다. 측정자료는 $Q_T \sim F_r$ 차트와 $Q_T \sim B_q$ 차트를 이용하여 토질 분류를 실시하였으며,^{6,15,18,19} 분류된 영역에 대한 N치를 추정하였다.

Fig. 9는 Paper 드레인 공법을 시험시공하는 지역의 Piezocone 조사 결과를 나타낸 것이다.

(1) 점토층

① 점토층에서는 콘 관입중 발생하는 간극수압이 정수압의 2.5배에서 최대 4배까지 측정되었다. $Q_T \sim F_r$ 차트를 이용한 토질분류에서는 Sensitive fine grained으로 분류되고 $Q_T \sim B_q$ 차트의 경우는 Clay로 분류되었다. 따라서 흙분류 차트에 대한 신뢰도에 근거하여 조사지역의 상부층은 연약한 점토층인 것으로 나타났다.

② 관입 공극수압 곡선을 인지할 수 있는 Sand seam은 점토층내에서 선단지저력은 3.0~4.0MPa, N치는 평균 11정도로 측정되었다. 전 조사위치에 대해 Sand seam은 불규칙한 깊이로 소수가 분포되어 있으며, 관입공극수

압은 정수압의 0.8~1.0배로 측정되었다.

③ 점토층에서 깊이에 따른 Q_T 의 편차는 0.5MPa이하의 낮은 값을 나타냈다.

④ 조사위치별로 Q_T 에 의해 추정된 N치는 원지반에서 초기 10m이내에서는 2이하이고, 점토층의 평균적인 N치는 3정도로 나타났다.

(2) 사질토층

① 사질토층은 Silty sand to sandy silt와 Sand to silty sand로 분포하고 본 층의 상부에서는 모래질 실트층이 다수 존재하였다.

② 깊이에 따른 Q_T 의 편차는 3MPa이상으로 사질토층내에 모래질 실트층이나 점토질 실트층이 산발적으로 협재하고 있다.

③ 조사위치별로 Q_T 에 의해 추정된 N치는 사질토층에서는 11이상이고, 협재된 모래질 실트층에서는 4정도로 나타났다.

④ 사질토층은 관입간극수압이 정수압의 0.7~1.0배로 나타났으며, 변화폭이 커 점토층이 사질토층내에 협재하는 것으로 나타났다.

나. 토질정수의 추정

(1) 비배수 전단 강도

콘 관입 시험결과를 이용한 비배수 전단강도(S_u)의 추정은 다음과 같이 Schmermann (1975)식을 이용하였다.²¹⁾

$$S_u = \frac{q_c - \sum \gamma z}{N_c}$$

여기서, $\sum \gamma z$: 심도 z에서 전체 상재하중

N_c : 깊은 기초의 심도보정계수

분석결과 추정된 비배수 전단강도의 분포특성은 다음과 같다.

① 비배수 전단강도의 분포는 깊이에 따라 증가하는 경향을 나타내고, 조사위치별로 강도에 대한 심도분포는 유사한 경향을 나타내지 않으며, 강도의 변화폭은 ± 0.2 의 비교적 균질한 강도분포를 나타냈다.

② 조사위치별 비배수 전단강도는 0.04(최

소)~0.76kgf/cm²(최대)의 분포를 나타냈고 (평균 : 0.28kgf/cm²) N치로 환산하면 N<2 (S_u < 0.25kgf/cm²) 에서 N < 4(0.25 < S_u < 0.5kgf/cm²)의 범위로 나타났다.

(2) 공극수압 소산시험 결과에 의한 압밀특성 관입중에 발생한 과잉공극수압이 정수압까지 도달되는 데는 상당한 시간이 소요되나, 본 시험에서는 점토층에서 평균 1시간동안 소산시험을 실시하였다.

소산시험결과에 따른 수평방향 압밀계수의 추정은 Baligh & Lavedoux(1986)에 의해 제안된 방법^{3,4)}을 사용하였고, 압밀계수 C_h값은 다음식을 이용하였다.

$$C_h = \frac{R^2 T}{t}$$

- 여기서, C_h: 수평방향 압밀계수(cm²/s)
- T: 시간 계수
- R: 콘의 반경(1.785cm),
- t: 소요시간(s)

시간계수를 추정하기 위한 방법으로 Stiffness Ratio에 따른 이론적 공극수압 소산곡선을 이용하고 이때 I_R(=G/S_u)과 A_f(과괴시 Skempton's 공극압계수)는 지반의 강도와 관련하여 추정하였다. 조사지역에 대한 공극수압 소산곡선과 정수압곡선을 비교한 결과, 2.88 × 10⁻⁴(최소)~1.33 × 10⁻²cm²/s(최대)의 분포를 나타냈고(평균 : 3.99 × 10⁻³cm²/s) 정수압까지 소산되는데는 상당한 시간이 소요됨을 알 수 있었다. 그리고 조사위치별로 조사 심도에 대하여 유사한 경향은 나타내지 않고, 표준편차 2.76의 산만한 분포를 나타냈다.

Fig. 10은 Paper드레인공법의 시험시공지역에 압밀계수분포를 나타낸 것으로 1.01 × 10⁻³(최소)~9.6 × 10⁻³cm²/s(최대)의 범위로 산만하게 분포하고 있지만, 최대 및 최소치를 제외하면 2.0 × 10⁻³~6.0 × 10⁻³cm²/s의 범위로 실내시험에 의한 압밀계수(C_v)보다 상당히

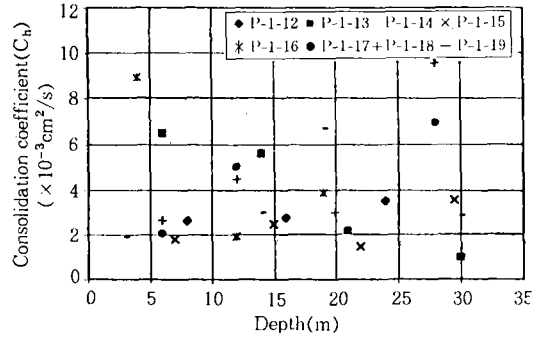


Fig. 10. Distribution of consolidation coefficient at paper drained site

큰값을 나타냈다.

V. 결 론

본 연구는 합리적인 연약지반대책공법의 제공과 침하계측관리의 수립을 위하여 현재 시공중인 사업부지를 선정하여 시험시공중에 있는 지반에서 시료를 채취하여 실시한 실내시험과 현장조사 자료를 바탕으로 흙의 공학적 성질을 비교분석한 것으로 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 물리적 성질은 세립분의 함유량이 매우 높은 점토로 구성되어 있고, 자연함수비 40~80%, 소성한계 10~20%, 액성한계 30~55%의 범위로 지표면에서는 낮고 심도가 깊어지면서 GL-10.0m 부분에서 최대치를 나타내며 그 이후는 점차로 감소하는 경향을 보여주고 있다.

2. 강도는 심도가 증가할수록 점차로 증가함을 나타냈고 일축압축강도는 0.2~0.6kgf/cm², 삼축압축시험으로부터 구한 비배수 전단강도(S_u)는 0.1~0.3kgf/cm²의 범위로 나타났다.

3. 압축지수(C_c)와 2차압축지수(C_{a'})는 심도가 깊어짐에 따라 GL-10m부근에서 최대치를 나타내고 그 이후는 점차로 감소하고 있다. 또한 압밀계수는 2.2 × 10⁻⁴~2.0 × 10⁻³cm²/s

의 범위로 분포되어 있으며 지표면에서는 크게 나타나고 점차적으로 일정하다가 GL-20m 부터는 증가하는 경향을 나타냈다.

4. Piezocone 조사결과 N치 2~4의 대단히 연약한 점토층이 20~30m 두께로 균일하게 분포하고, Sand seam이 불규칙한 상태로 분포되어 있으며 관입공극수압은 정수압의 0.8~1.0배로 측정되었다. 그리고 추정된 비배수 전단강도는 $0.04 \sim 0.76 \text{kgf/cm}^2$, 압밀계수는 $2.88 \times 10^{-4} \sim 1.33 \times 10^{-2} \text{cm}^2/\text{s}$ 의 범위로 나타났다.

참 고 문 헌

1. Atkinson, J. H and P. L. Bransby. 1977. The mechanics of soils, An introduction to critical state soil mechanics, Mcgraw hill.
2. ASTM. 1886. Standard test method of deep, quasi-static, cone and friction-cone penetration tests of soil. ASTM committee.
3. Baligh, M.M. and J. N. Levadoux. 1986. Consolidation after piezocone penetration, II : Interpretation, J. of geotechnical eng., ASCE, 112(7)
4. Baligh, M. M. 1976. Cavity expansion in sand with curved envelopes, J. of geotechnical eng., ASCE, 102(11) : 1131-1146.
5. Baligh, M. M., V. Vivatrat and C. C Ladd. 1980. Cone penetration in soil profiling, J. of geotechnical eng., ASCE, 106(4) : 447-461.
6. Campanella, R. G. and P. K. Robertson. 1989. Guidelines for geotechnical design using the cone penetrometer test and pore pressure measurement., Hogentogler and Company, Inc.
7. Campanella, R. G., P. K. Robertson and D. Gillespie. 1983. Cone penetration testing in Deltaic soils, Canadian Geotechnical Journal, 20(1) : 23-35
8. Das, B. M. 1985. Principles of geotechnical engineering. PWS Engineering Publishers.
9. Gupta, R. C and J. L. Davidson. 1986. Piezoprobe determined coefficient of consolidation, Soils and foundations 26(3)
10. Davis, S. N., H. W. Campbell, H. W. Bently and T. J. Flynn. 1985. Ground water tracers, National Ground Water Association 6375.
11. 藤田圭一, 1995. 軟弱地盤對策工法總技術, 東和技術編輯部譯.
12. 海野陸滋, 垂水尙志. 1993. 地盤工學, コロナ社
13. 稻田倍. 1994. 軟弱地盤の土質工學, 鹿島出版社
14. 姜义默, 李達遠, 趙在弘. 1996. 굴착사면의 안정해석과 보강설계법, 한국농공학회지, 38(5)
15. Kovacs, W. D and L. A. Salomone. 1982. SPT hammer energy measurements, J. of geotechnical division, ASCE, 108(4) : 559-620
16. 松井敏夫. 1980. 築波研究學園都市地盤圖, 日本建築保全センタ.
17. NAVFAC. 1982. Soil mechanics design manual 7.1,
18. Robertson P. K., R. G. Campanella and A. Wightman. 1983. SPT-CPT correlations, J. of geotechnical division, ASCE, 109(11) : 1449-1460.
19. Robertson P. K., R. G. Campanella, P. T. Brown and K. E. Robinson. 1988. Predic

- tion of wick drain performance using piezometer cone data, Canadian Geotechnical Journal, 25(1).
20. Sanglerat, G., G. Olivari and B. Cambou. 1984. Practical problems in soil mechanics and foundation engineering, Elsevier.
21. Schmertmann, J. H. 1975. Measurement of in-situ shear strength. Precedings of the specially conference on in-situ measurement of soil properties. ASCE. Vol.2 : 57-138.
22. Singh, A. 1981. Geotechnical testing and instrumentation, APT Books INC.
23. Terzaghi, K., R. B. Peck and G. Mesri. 1996. Soil Mechanics in Engineering Practice, John wiley and sons.
24. 土質工學會編. 1979. 盛土の調査設計から施工まで, 現場技術者のための土と基礎シリーズ.
25. 土質工學會編. 1992. 軟弱地盤の理論と實際, 土質基礎工學ライブラリ-37.

(접수일자 : 1997년 1월 6일)