

재하속도를 이용한 중간토의 지지력 평가

Relationships of Loading Rates and
Bearing Capacities on Intermediate Soils

박 중 배*¹
Park, Joong - Bai

Abstract

In this study, the characteristics of bearing capacity and deformation of intermediate soils are investigated through centrifuge tests. The experimental parameters are footing width, initial stress condition of soils and relative loading rate defined relationship of loading rate and permeability of soils. It is examined that loading rate influences on the bearing capacities and deformations. Based on the test results, some problem of existing specification are introduced in the view of related loading rates and load intensities. Especially it is showed that load intensities magnitude are reversed in the same settlement ratio($s/B(\%)$), due to partial drained effect as well as loading rates in undrained condition based on the excess pore pressure and deformations measured under loading.

요 지

본 연구는 중간토의 지지력 및 변형특성을 조사하기 위해 원심재하장치(centrifuge)를 이용한 지지력 실험을 시행한 결과이다. 점성토에 비해 투수계수가 비교적 큰 중간토지반을 대상으로 재하 과정에서 발생하는 배수현상이 지반의 지지력에 미치는 영향을 조사하였다. 그 결과, 재하속도와 지반의 투수계수와의 관계, 즉 본 연구에서 정의한 상대재하속도와 하중강도의 관계로부터 기존 설계상의 문제점을 지적하였고, 또한 재하속도의 차이에 의해 동일 침하량비에서의 하중강도의 대소관계가 역전하는 현상은 비배수상태의 재하속도 의존성 뿐만 아니라 재하초기부터 발생하는 부분배수현상에 의한 것임을 재하중에 관측한 과잉간극수압의 거동과 변형거동을 중심으로 증명하였다. 나아가 중간토지반에 있어서 기초폭과 초기 지반응력 상태가 지지력에 미치는 영향을 조사하기 위하여 기초폭과 과압밀비를 변화시켜 중간토지반의 지지력 특성을 조사하였다.

Keywords : Intermediate soil, Relative loading rate, Bearing capacity, Partial drain, Deformation.

*1 정희원, (주)대우건설기술연구소 선임연구원

1. 서론

흙에는 전형적인 점성토나 모래뿐만 아닌, 모래와 점토의 중간적 성질을 가지며, 양 토질의 장·단점을 공유할 가능성을 가지고 있는 중간토도 상당히 존재한다. 그러나 이러한 중간토는 현행의 상시 설계시에 안전설계의 목적으로 점성토로 간주하여 비배수안전해석이 일반적으로 행하여지고 있다. 소성이 작은 중간토의 경우, 일축압축시험에서는 매우 작은 비배수 전단강도가 얻어져 현행의 설계법에 의한 전형적인 점토지반보다 약한 지반으로 평가되는 경우도 자주 있다. 이러한 결과, 성토 하중과 같은 재하의 경우는 낮은 안전율이, 지지압을 이용한 굴삭 등의 경우에는 과도한 주동토압과 과소한 수동토압이 설계치로 얻어져 막대한 비용의 지반개량 등이 필요하게 되어 버린다. 중간토는 전형적인 점성토에 비해 투수계수가 크며, 압축성이 작기 때문에 실제의 공사기간중에도 배수효과를 어느 정도 기대할 수 있다고 생각하면, 현행의 설계법에는 모순이 있다고 말하지 않을 수 없다. 이러한 중간토지반의 예로서는 우리나라 4대강의 연안부 및 일본열도와 샌프란시스코의 주변 해안부의 매립지반 등을 들 수 있다. 이러한 중간토에 관한 연구는 최근에 들어 영국의 Burland(1990, 1991(a), 1991(b)), 일본의 落合(1993) 등에 의해 활발하게 행해지고 있으나, 중간토의 장점을 살린 안정성의 평가법을 제안하는데까지는 이르지 못하고 있다. 이러한 중요한 이유는 그 성질이 극단이 다른 모래와 점성토의 천이영역으로 분류되어지는 사실로부터 추측할 수 있는 바와 같이 중간토의 재료 특성이 매우 복잡하다는 점 이외에 지금까지 행하여 온 연구의 대부분이 요소시험에 관한 것으로서, 중간토 지반의 경계치 문제, 즉, 지반이 하중을 받았을 경우의 변형, 파괴거동을 취급한 연구가 없다는 점을 들 수 있다. 거기에 현행의 설계기준이 안전측에 있기 때문에 실제의 파괴 예가 거의 없으며, 파괴라고 하는

극한상태의 유용한 데이터가 얻을 수 없을 뿐만 아니라, 이로 인해 설계법의 개선이 수행되어질 수 없는 상황도 현상을 타파하지 못하고 있는 원인이 되고 있다. 더불어 부분배수 상태(Asaoka(1992))가 상정되어지는 이러한 중간토 지반의 경우, 재하 과정에 발생하는 침하에는 국소적인 전단파괴의 진전에 의한 것과 배수에 의한 압밀압축에 의한 부분이 포함되어 있어, 비배수 조건이 만족되어지는 점토지반이나 정의 다이레이턴시를 나타내는 모래 지반과 같이 침하의 증대가 직접적으로 지반전체의 파괴에 연결되지 않는다는 복잡성도 포함하고 있다.

이러한 배경으로부터 본 연구는 모래와 중간토의 분기점에 위치한 소성지수가 아주 작은 시료와 점토와 중간토의 경계선에 위치한 중간토 시료를 가지고 모형실험을 하였다. 모형실험에서는 실지반의 응력 조건을 만족시킬 수 있는 원심모형실험장치를 이용하여 중산토지반의 지지력 및 변형특성에 관한 정량적 판단을 그 목적으로 재하속도, 기초폭, 지반의 초기 응력 조건, 시료의 종류 등을 실험조건으로 하여 하중강도와 침하량비의 관계, 실험중의 간극수압의 거동, 지반변형거동 등을 조사하고 고찰하였다.

2. 실험

본 연구에서의 실험은 원심재하장치를 이용한 모델실험으로서 이하 원심재하장치에 관한 간단한 설명과 상사성, 실험조건 및 그 방법에 관해 서술한다.

2.1 원심재하장치

토구조물의 응력은 그 대부분의 경우 흙의 자중에 의한 것이 지배적이다. 흙의 강도·변형특성은 다른 토목·건축재료와는 다르게 응력수준에 크게 의존한다. 따라서 자중응력이 극히 작은 축척모형을 이용하여 중력장의 실

구조물의 변형이나 파괴거동을 기대하기란 어렵다.

원심모형 실험은 실물의 1/n 모형을 ng의 원심가속도장에서 실물과 같은 자중응력 상태(그림1)(木村孟, 日下部治(1987))를 재현시키고자 하는 실험수법으로서, 이에 의해 축척모형에 실물과 같은 거동을 발생시킬 수 있다. 원심모형의 응력을 실물과 같은 레벨로 유지할 필요성은 실물과 같은 변형, 파괴를 발생시키는데 필요한 압축력이나 전단응력을 모형에 발생시키고, 또한는 역학적특성이 강한 응력의 존성을 나타내는 흙의 자중응력을 모형에 맞추기 위함이다.

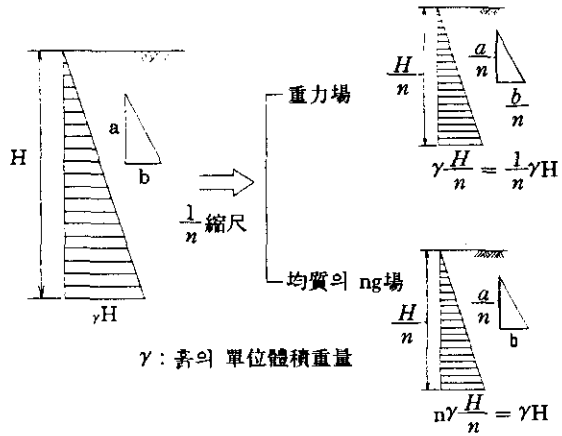


그림 1. 實物과 模型의 壓力分布

본 실험에 사용된 centrifuge는 그림2에 나타내는 바와 같이 TIT(Tokyo Institute of Technology)에 있는 것으로서 그 사양은 다음과 같다.

TIT MARK II CENTRIFUGE		
최대 가속도	150 g	
최대 회전수	330 rpm	
유효회전 반경	1230 mm	
시료용기 최대치(내부)	500 × 300 × 400 mm	
구동모터	형식	교류가변형 11 Kw
	회전제어범위	100~1350 rpm

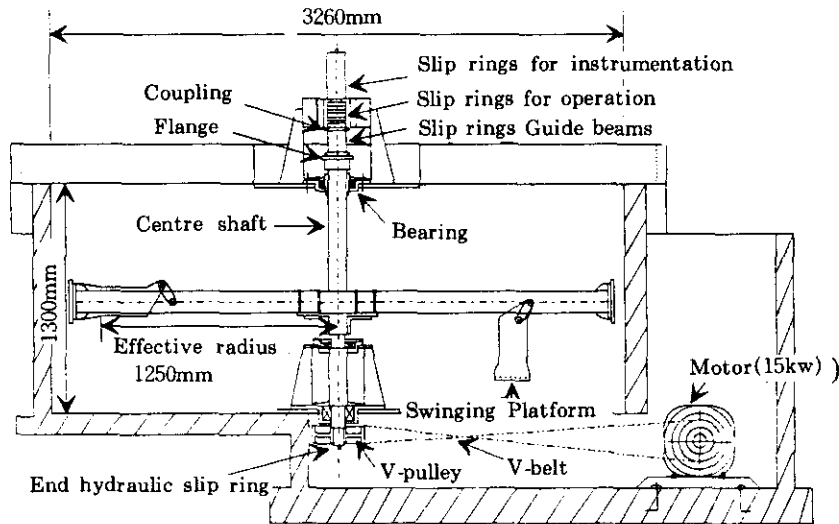


그림 2. T.I.T Centrifuge Mark II

2.2 본 실험에서의 상사성

이하에서는 실물의 $\frac{1}{n}$ 의 기하학적 축척모형을 실물과 똑같은 토질구성으로 작성, 이를 ng 의 원심가속도장에서 실물과 모형을 관련짓는 상사성(高田直俊, 日下部治(1987), Craig, Schofield(1988))에 관해 서술한다. 이하 첨자 m 은 모형을, p 는 실물을 나타낸다.

먼저 기하학적으로,

$$\text{길이 } l_m = \frac{l_p}{n} \quad (1)$$

$$\text{면적 } A_m = \frac{A_p}{n^2} \quad (2)$$

$$\text{체적 } V_m = \frac{V_p}{n^3} \quad (3) \text{이 된다.}$$

흙의 단위체적 중량 $r_m = n \cdot r_p$ 이므로, 흙의 중량 $W_m (= V_m \cdot r_m)$ 은

$$W_m = \frac{W_p}{n^2} \quad (4) \text{가 된다.}$$

깊이 $z_m (= \frac{z_p}{n})$ 에 있어서 자중에 의한 연직 응력 $\sigma_m (= r_m \cdot z_m)$ 은

$$\begin{aligned} \sigma_m &= r_m \cdot z_m = (n \cdot r_p) \frac{z_p}{n} = r_p \cdot z_p \\ &= \sigma_p \quad (5) \text{가 되어} \end{aligned}$$

실물과 모형의 연직응력은 일치하고, 모형과 실물의 재료는 동일하며 연직응력이 같으므로 모든 방향의 응력, 간극수압 또한 모형과 실물은 같게 된다.

따라서 변형률에 관해서는

$$\varepsilon_m = \varepsilon_p \quad (6) \text{가 된다.}$$

변형량 S_m 은 변형률 ε_m 을 길이 l_m 으로 적분한 것이므로 S 를 길이좌표로 하면,

$$S_m = \int_0^{l_m} \varepsilon_m ds = \int_0^{\frac{l_p}{n}} \varepsilon_p ds = \frac{S_p}{n} \quad (7)$$

가 된다.

다음으로 간극수 흐름은, 지반내 수중의 거리 Δl 을 속도 v_w 로 흐르는데 필요한 시간 t 는

$$t_m = \frac{\Delta l_m}{(v_w)_m} = \frac{\frac{\Delta l_p}{n}}{(v_w)_m} \quad (8)$$

$$t_p = \frac{\Delta l_p}{v_p} \quad (9) \text{이다.}$$

한편, 투수계수 k_w 는 재료정수인 절대투수계수 K , 물의 점성계수 μ , 물의 단위체적 중량 r_w 를 이용하면 $k_w = \frac{K \cdot r_w}{\mu}$ 의 관계가 있고, 모형과 실물의 투수계수는

$$(k_w)_m = \frac{K \cdot (r_w)_m}{\mu} \quad (10)$$

$$(k_w)_p = \frac{K \cdot (r_w)_p}{\mu} \quad (11) \text{이므로}$$

$$(k_w)_m = n \cdot (k_w)_p \quad (12) \text{가 얻어진다.}$$

모형과 실물이 대응하는 점과 점의 간극수압차 Δu 는 같으므로, $(\Delta u)_m = (\Delta u)_p$ 수두차 Δh 는

$$\begin{aligned} \Delta h_m &= \frac{\Delta u_m}{(r_w)_m} = \frac{\Delta u_p}{n \cdot (r_w)_p} \\ &= \frac{\Delta h_p}{n} \quad (13) \text{가 되며} \end{aligned}$$

또, $\Delta l_m = \frac{\Delta l_p}{n}$ 를 이용하면 동수구배 i_w 에 관해서는

$$\begin{aligned} (i_w)_m &= \frac{\Delta h_m}{\Delta l_m} = \frac{\frac{\Delta h_p}{n}}{\frac{\Delta l_p}{n}} \\ &= (i_w)_p \quad (14) \text{가 얻어져} \end{aligned}$$

Darcy법칙이 성립하는 경우, 유속 $v_w (= k \cdot i_w)$ 는

$$(v_w)_m = (k_w)_m (i_w)_m = n \cdot (k_w)_p (i_w)_p = n \cdot (v_w)_p$$

————(15)가 된다.

따라서 시간의 관계는 식 (8)과 (15)로부터

$$t_m = \frac{t_p (v_w)_p}{(v_w)_m} = \frac{t_p (v_w)_p}{n \cdot (v_w)_p} = \frac{t_p}{n^2}$$

(16)의 관계가 얻어진다.

한편, 재하속도에 관한 상사성은 먼저 응력 제어에 의한 재하속도, 즉 단위시간당의 하중 강도 증분 \dot{q} 는 식(5)와 (16)에 의해

$$\dot{q}_m = \frac{q_m}{t_m} = \frac{q_p}{\frac{t_p}{n^2}} = n^2 \cdot \left(\frac{q_p}{t_p}\right) = n^2 \cdot \dot{q}_p$$

(17)가 되며

재하속도를 지반의 투수계수로 나눈 값, 즉 본 연구에서 정의한 상대재해속도는 식(12)와 식 (17)로부터

$$\left(\frac{\dot{q}}{k}\right)_m = n \cdot \left(\frac{\dot{q}}{k}\right)_p$$

————(18)가 된다.

2.3 실험조건

2.3.1 시료의 특성

본 연구에 사용한 시료는 소성지수 약 30인

해성점토에 모래 및 모래로 제작한 실트를 적정 비율로 혼합한 인공시료이며, 점토에 비해 투수계수가 크고 압축성이 적으며 모래에 비해서는 그 반대 특성을 가지고 있는 시료이다. 또한 이 시료는 소성지수가 2와 10인 저소성점토 즉, 중간토로서 간단한 특성을 표1에 나타내고 그 자세한 내용은 참고문헌(9)에 상세히 나타나 있다.

표 1. 시료의 특성

시료	GS	WL	WP	Ip	k(cm/sec)
M2	2.668	18.7	16.7	2	1.3E-5
M10	2.672	27.4	17.5	9.9	8.6E-8

2.3.2 실험조건

본 실험에서 지반의 배수조건은 centrifuge 운행시간의 단축을 위해 모든 경우에 있어서 상·하단을 배수조건으로 하였다. 기초는 강성이 높은 아크릴제의 사각형 기초이며 기초 윗면 중앙부에 점하중을 가함으로써 재하를 하였고, 기초의 밑면은 샌드페이퍼를 이용 거친 상태로 통일하여, 기초 밑면 또한 배수상태로 하였다. 이하 주요한 실험조건에 관하여 간략하게 설명하며, 기타 실험조건을 정리하여 실험 코드별로 표2에 나타낸다. 표 중의 NC는 정규 압밀지반을 OC는 과압밀지반을 나타낸다.

표 2. 실험조건

실험 CODE	시료	기초폭 B(cm)	재하속도 \dot{q} kPa/min	상대재하속도 \dot{q}/k (kPa/cm)	$\rho B/c_0$	OCR	비 고
NC1	M2	6	210	2.7E5	2.577	1	원심가속도:50g 기초형상:사각형 $\rho = (c_u - c_0)/z$ c_u : 지반강도 c_0 : 표면지반강도 z : 지반깊이
NC2	M10	6	200	3.9E7	2.567		
NC3	M2	3	190	2.4E5	1.288		
NC4	M10	3	140	2.7E7	1.284		
NC5	M10	6	2.2	4.3E5	2.567		
NC6	M2	6	2.2	2.8E3	2.577		
OC1	M2	6	170			4	
OC2	M10	6	180			4	

① 층두께 : 구속력의 영향, 경계조건의 명확화 및 자중압밀시간 등을 고려하여 결정하였으며, 교란의 영향을 최소화시키기 위해 압밀후 성형하는 방법은 배제하였다. ② 유효토포하중 : 자연퇴적한 정규압밀 지반은 이론적으로는 표면비배수 전단강도 c_0 가 영이어야 하지만, 실지반에서는 표면건조 등의 이유로 c_0 는 영이 아니고, 표면에 어느 정도의 강도를 가지고 있으며, 깊이 방향으로 강도가 직선적으로 증가한다. 본실험에서는 $\phi 2 \times 14.95\text{mm}$ 의 신주봉을 지반표면에 층상으로 나열하여 50g의 침수조건하에서 11kPa의 유효토포하중이 작용하도록 하였다. ③ 재하속도 : 재하방법으로는 응력 제어방식으로, 재하속도는 정규압밀지반의 기초폭 6cm에 대하여 각 시료별로 200kPa/min과 2kPa/min의 약 100배의 차이가 나는 두 가지의 재하속도를 기준으로 하였으나, 실험별로 약간의 차이는 있다. 이러한 재하속도를 실제의 공사속도로 바꾸면 급속재하의 경우, 1일 12ton/m², 완속재하의 경우, 0.12ton/m²으로서 실제 공사속도의 거의 대부분이 이 범위에 들어간다고 할 수 있다. ④ 기초폭과 과압밀비 : 변형영역 즉 용기의 측면 구속조건 등을 고려하여 본 연구에서는 기초폭을 6cm와 3cm로 결정하였다. 또 기초 저면의 粗·淸에 의해 지지력 및 변형특성이 다르기(Davis, Booker(1973), 木村·竹村(1987)) 때문에 본 연구에서는 기초 밑면 조건을 샌드페이퍼를 기초의 저면에 굳게 붙임으로써 전 실험에 있어서 같은 粗의 상태로 하였다. 더우기 기초폭 6cm의 급속재하 경우에서는 정규압밀 지반에 미리 44kPa의 프리로드를 부여하여 원심압밀한 후 표면과압밀비가 4인 지반에 관해서도 실험을 하였다.

2.4 실험방법 및 순서

중력장에서 0.1 kg/cm²의 압밀압력으로 90%의 압밀을 진행시킨 후, 간극수압계를 매설, 다시 같은 압밀압력으로 압밀시킨다. 압밀이

완료되면 각종 장치를 장착시킨 후 원심재하장치에 탑재시켜 원심압밀을 행한다. 이때 가능한 한 g 를 일정하게 상승시켰으며, 압밀 정도의 평가는 침하량과 지반의 중심부에 위치한 간극수압의 소산으로 판단하였다. 압밀이 종료되면 소정의 속도로 재하하고 이 과정이 끝나면 중력장에서 지반의 깊이 방향으로 함수비를 측정하여 원심압밀 상태를 확인하였다. 실험에 이용한 모형 시스템은 그림3과 같다.

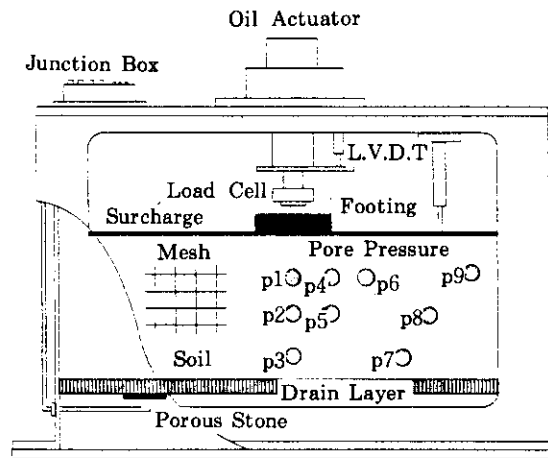


그림 3. 모형 시스템

3. 결과 및 고찰

3.1 하중강도와 침하곡선

재하실험으로부터 얻어진 하중강도-침하관계를 그림4에 나타낸다. 여기서 그림의 종축은 실험으로부터 얻어진 하중강도 q 를, 횡축은 기초의 침하량 s 를 기초폭 B 로써 정규화한 침하량비 $s/B(\%)$ 를 나타내고 있다. 모든 경우에 있어서 초기부분인 s/B 가 약 2%전후에서 약간의 변곡점이 나타나지만, 명확한 최대점을 나타내지 않고 하중강도는 침하와 함께 단조롭게 증가한다. M10에서는 재하속도가 작은 경우를 제외하고는 재하 초기 부분의 굴곡점에서

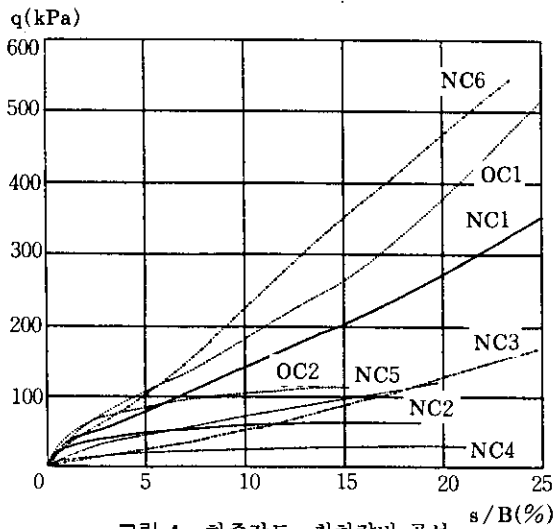


그림 4. 하중강도-침하량비 곡선

의 하중강도가 재하종료시까지 그다지 변화하지 않고 완만하게 증가하는 것에 비해, M2의 경우는 모든 경우에 있어서 재하후반부에서의 침하량비의 증가에 대하여 하중강도의 증가비율은 크며, 이러한 경향은 특히 재하속도가 작은 NC6에서 현저하게 나타나고 있다. NC5의 경우도 재하후반부의 재하강도 증가 비율은 다른 M10의 경우에 비하면 크지만, M2의 경우에 비교하면 그 증가비율은 작다.

이 하중강도-침하곡선으로부터 다음과 같이 말할 수 있다.

① 재하속도, 초기 지반조건 그리고 기초폭이 동일한 경우, 재하초기를 제외하면 M10 보다는 M2의 경우가 동일침하량비에 있어서 하중강도는 크게 나타난다. ② 같은 시료에 있어서, 재하속도가 동일한 경우에는 정규압밀지반 보다는 과압밀지반의 하중강도가 크게 나타난다. ③ 재하속도 및 초기지반조건이 같은 경우는 기초폭 6cm의 경우가 3cm의 경우보다 동일 침하량비에서 하중강도는 크다. ④ M2, M10 공히 재하속도에 의한 차이가 명확하게 나타나며, 재하속도가 작은 쪽이 재하후반부에 현저하게 큰 하중강도를 나타낸다.

한편 그림5는 M2, M10의 정규압밀지반에

대하여 폭 6cm의 기초를 사용한 실험의 재하 초기부의 하중강도-침하곡선이다. 이 그림으로부터 M2, M10 공히 재하초기부에서는 재하속도가 큰 쪽이 큰 하중강도를 나타내고, 또 재하속도가 큰 경우에는 M10이 M2 보다 크

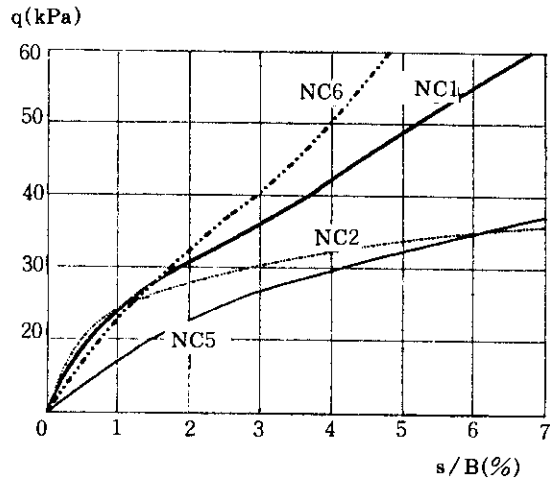


그림 5. 하중강도-침하량비 곡선(초기치)

며, 재하 후반부에서의 대소관계가 역전하고 있다. 이러한 원인으로서는 재하 초기부에서의 지반의 비배수적인 거동 즉, 그림6에 나타낸 비배수 강도의 변형률 속도의 의존성과 재하속도(박중배, 전몽각(1995))에 따른 배수효과와의 차이가 생각되어 질 수 있다. 한편 비배수압축 전단시험 결과인 그림 6으로부터 변형률 속도를 100 배 증가 시킴으로서 강도의 증가율은 M2

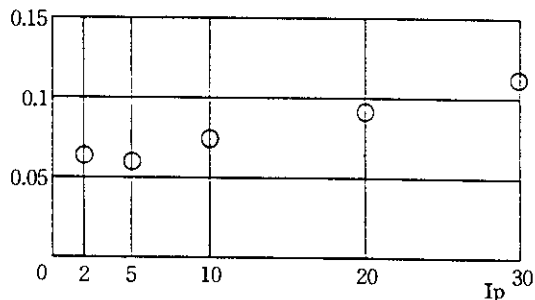


그림 6. 10배 증가시의 강도증가율과 I_p 의 관계

의 경우가 11%, M10의 경우가 15% 정도로 M10에서 크게 나타나고 있음을 알 수 있다. 그러나 그림5에서이 재하속도에 의한 하중강도의 차이는, 특히 M10의 경우, 침하량비가 극히 작을 때에는 급속이 완속보다 2배 이상의 하중강도를 나타내고 있어, 비배수강도의 변형률 속도의 의존성만으로는 이러한 차이를 설명할 수 없음을 알 수 있다.

3.2 하중강도비와 상대재하속도의 관계

그림4에 나타낸 바와 같이 연약한 중간토지반의 경우, 하중강도는 침하와 함께 증가하며, 명확한 극한지지력을 정의하는 것은 그다지 쉽지 않다. 따라서 여기서는 지반의 지지력을 하

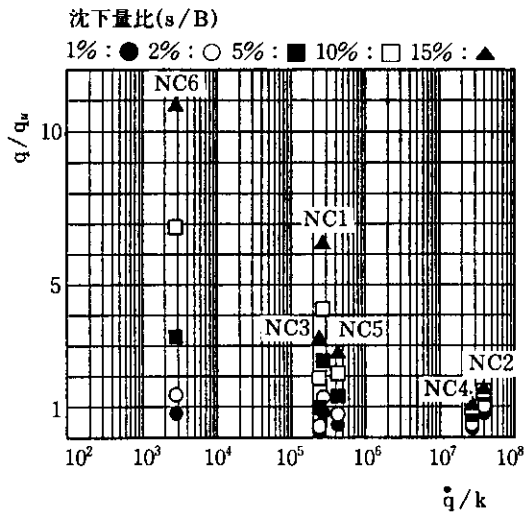


그림 7. 하중강도비와 상대재하속도

중강도가 아닌 침하량을 기준한 하중강도로서 다루기로 한다. 그림7은 그림의 상부에 나타난 침하량비에 대응하는 하중강도비와 본 연구에서 정의한 상대재하속도와와의 관계이다. 그림의 종축은 실험으로부터 얻어진 하중강도 q 와 비배수조건을 가정하여 소성론에 의해 계산한 지지력 q_u 와의 비 q/q_u 이다. q_u 는 각 실험에서 지

반의 응력이력으로부터 비배수강도 분포를 구하여, 기초폭과 지반표면 강도 c_0 로서 무차원화한 지반 깊이 깊이 방향의 비배수강도증가율 $\rho B/c_0$ 와 지지력계수 N_c 의 관계로부터 결정된 N_c 를 $q_u = c_0 \cdot N_c$ 에 대입하여 구하였다. 따라서 종축의 1의 값은 비배수상태에서의 극한지지력에 대응한다. 또 횡축은 상대재하속도를 나타내는 것으로, 재하속도 $\dot{q}(\frac{\delta q}{\delta t})$ 를 압밀 압력이 49kPa일때의 지반 투수계수로 나눈 값으로서 지반의 압밀속도에 대한 상대적인 재하속도를 나타낸다. 그림으로부터 상대재하속도가 10^7 보다 큰 범위에서는 침하량비의 차이에 의한 하중 강도의 차이는 작고 q/q_u 또한 1정도를 나타내고 있어, 이 범위에서는 비배수상태를 가정한 지지력 평가가 타당하다는 것을 알 수 있다. 그러나 상대재하속도가 10^6 보다 작아 지게 되면, 침하량비가 크게 됨에 따라 q/q_u 는 1보다 훨씬 크게 되어 비배수조건하에서의 지지력은 실제의 지지력을 과소 평가하게 됨을 알 수 있다. 즉, 서론에서 서술한 바와 같이 중간토에 대한 현행의 비배수 상태를 가정한 설계법에는 여기서 사용한 상대재하속도가 10^6 이하로 되면 많은 문제가 있음을 알 수 있다.

3.3 간극수압의 거동

본 연구에서 사용한 투수계수가 큰 시료의 경우에는 재하시에 배수효과가 기대될 수 있다. 지반내의 국소적 혹은 전체적인 배수상태를 조사하기 위해서는 간극수압의 거동을 관측할 필요가 있다 본 연구에서는 모형지반내에 9개의 간극수압계를 매설(그림3)하여, 재하에 동반되는 지반내 간극수압의 거동을 조사하였다. 여기서는 그림7에 나타낸 상대재하속도를 중심으로 3개의 영역으로 구분 검토하고, 하중강도에 대한 과잉간극수압의 거동을 그림8에 나타낸다.

그림7에 있어서 상대재하속도가 10^7 이상 보다 큰 영역인 NC2에서는 재하초기부터 재하

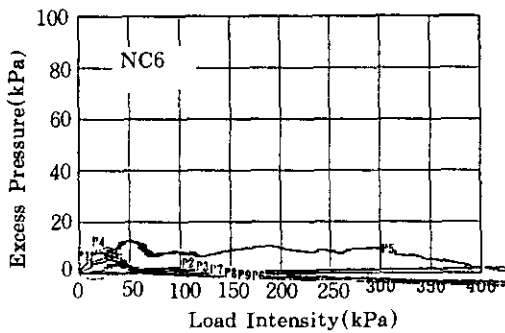
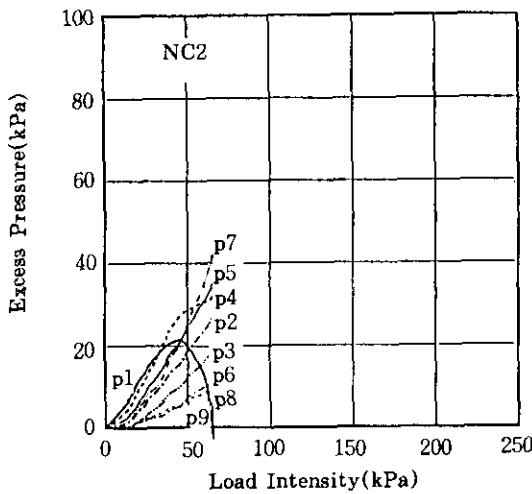
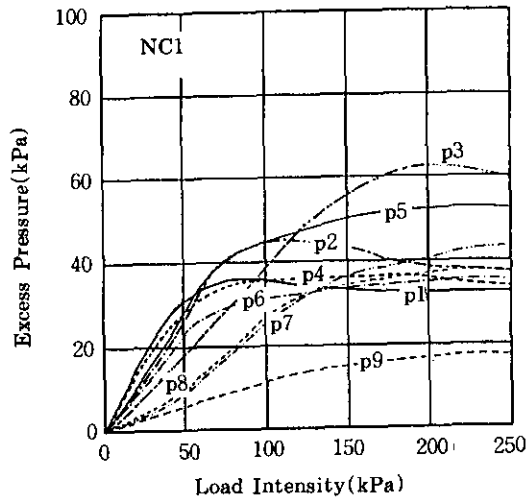


그림 8. 간극수압의 거동

종료시까지 과잉간극수압은 하중강도의 증가에 거의 비례하여 증가하고, 하중강도에 대한 그 값 또한 매우 크게 나타나, 지반은 전체적으로 비배수상태에 있다는 것을 알 수 있다. 이에 대해 상대재하 속도가 보다 작은 10^3 의 부근에 있는 NC6에서는 p5에서 간극수압이 약간 발생하고 있으나, 하중 강도가 다른 경우에 비해 현저하게 큼에도 불구하고 과잉간극수압은 재하초기부터 종료시까지 거의 영에 가까운 값으로 나타나고 있어 지반은 배수상태에 가까운 상태에 있다고 할 수 있다. 즉, 이러한 경우에는 재하초기부터 유효응력의 증가가 현저하고, 그림4에서 재하후반부의 하중강도의 증가 비율이 현저하게 증가함은 배수가 그 원인이라 생각된다. 또, 상대재하속도가 10^4 부터 10^6 의 범위에 위치하는 NC1의 과잉간극수압은 하중강도가 약 50kPa까지는 하중강도에 거의 비례하여 증가하지만 하중강도가 50kPa를 넘으면 간극수압의 하중강도에 대한 증가비율 즉, 그림에서의 곡선의 구배는 급격하게 변화하여, 재하 중반부터 과잉간극수압은 일정치 내지는 감소하고 있다. 이로부터 재하초기에는 비배수상태에 있었던 것이 재하가 진행됨으로써 부분배수상태로 변화하고 있음을 알 수 있다. 즉, 이 부분배수정도와 그림4에 나타난 재하후반부의 하중강도 증가 비율과 좋은 대응성을 나타내고 있다. 또, 거의 비배수상태에 있다고 생각되는 NC2에서는 P4와 P5가 P2보다 큰 값을 나타내고 있으나, NC1에서는 재하가 진행됨에 따라 이들의 간극수압은 감소하고, 감소하는 침하량 또한 P2가 P5보다 작은 것으로부터 유효응력의 증가가 연직방향으로 발달하고 있음을 알 수 있다.

더우기, 여기서 NC1, NC2의 경우, 기초 부근 특히 기초의 바로 밑에 위치하는 간극수압계의 거동을 살펴보면, 기초부터 먼곳에 위치하는 간극수압계의 거동과 다르게 침하량비 s/B 가 1~2% 부근에서 침하량비에 대한 증가 비율, 즉 그림에서의 기울기가 약간 작게 나타나고 있어, 재하초기에 있어서도 정도는 작지

만 부분배수가 발생하고 있음을 알 수 있다. 이로 부터 기초의 바로 밑에서는 부분배수의 정도가 다른 부분 보다 크다는 것을 추측할 수 있고, 이는 「3.1 하중강도와 침하곡선」에서 초기와 후반의 하중강도 역전 현상은 비배수강도의 변형률 속도의 의존성 뿐만아니라 배수 영향에 의한 결과임을 알 수 있고, 후술하는 「3.6 기초폭의 영향」에서 서술한 대로 기초폭의 효과는 배수의 영향에 의한 것임을 알 수 있다.

3.4 지반변위

지반의 변위는 멤브레인에 새겨둔 mesh를 사진촬영하여 mesh의 교점 좌표를 x-y analyzer로 읽어 관측했으나, 어느 정도의 오차가 포함되어 있다. 그 때문에 기초의 침하량비가 작고, 지반의 변형량 또한 작은 범위에서는 지반의 변화상태를 정확하게 포착하기는 상당히 곤란하다. 따라서 지반의 변형거동이 명확하게 관측되는 기초의 침하량비(s/B)가 약 15%인 시점의 지반 변형을 상대재하속도를 중심으로 고찰하기로 한다.

실험 결과인 변위 vector를 그림9에, 그림10에 최대전단변형률 contour를 나타낸다. 그림9로부터 NC2에서는 간극수압의 거동에서 설명한 바와 같이 지반은 재하초기부터 종료시까지 기초의 직하에서 약간의 부분배수가 발생하지만 거의 비배수상태에 가깝고, 재하에 동반되는 체적변화가 거의 발생하지 않기 때문에 기초의 관입량과 동량의 수평변위가 측방으로 발생하고 있다. 그림8의 간극수압의 거동으로부터 어떠한 경우에도 전단에 의해 P2 보다 P5의 쪽의 값이 크게 나타나고 있어 응력이 측방방향으로 탁월하게 발휘되고 있음을 알 수 있다. 또, 이러한 경우에는 기초의 앞은 곳에 변형이 집중하고 단부에서는 상방향의 변위가 발생하고 있어 전반 전단과괴가 발생하고 있다. 즉, 지반은 점성토적인 변형거동을 나타내고 있음을 알 수 있다. 또한 그림10에서와 같이 전단변형률의 발생영역은 비교적 기초의 앞은

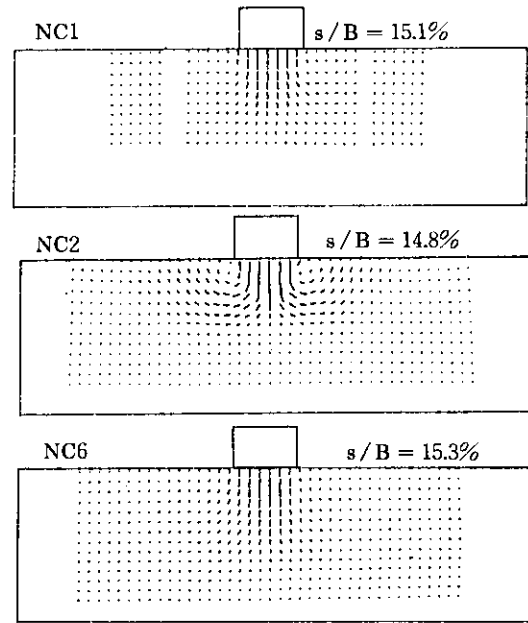


그림 9. 변위 VECTOR

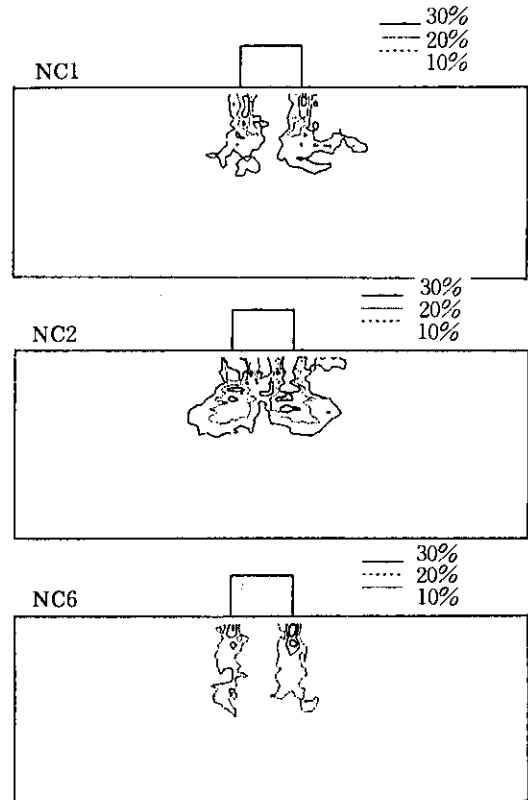


그림 10. 최대전단변형률 CONTOUR

곳에 머물고 또한 등고선과 등고선과의 사이가 좁고, 전단변형이 기초 바로 밑에 집중하고 있으며, 다른 경우에 비교하여 그 값이 크다. 이에 반해 NC6에서는 이러한 변형패턴과 크게 다르게 나타나 동 정도의 기초 관입량에도 불구하고 수평변위는 대단히 작게 나타나고 있다. 전술한 바와 같이 이러한 경우에는 간극수압은 거의 발생하지 않고, 지반 전체적으로 배수상태가 되어 있어, 특히 기초의 바로 밑에서는 배수에 의해 큰 압축현상이 발생하고 있고 전단전단이 아닌 국부적인 파괴 형태로 나타나 전형적인 배수상태인 느슨한 모래지반의 변형 형상과 유사한 형태임을 알 수 있다. 또, 이 경우는 지반이 깊은 위치까지 연직변위가 나타나고 있어 지반은 배수 즉, 압축변형에 의해 매우 경화되어 있는 것으로 생각될 수 있고 그림4의 재하후반부의 하중강도 증가비율이 크게 된 것은 이때문이라 생각되어진다. 그림 10으로부터도 등고선의 값은 작고, 변형의 범위가 기초단부부터 지반의 심부까지 끼치어 압축변형이 탁월하게 나타나고 있음을 알 수 있다. 이에 대해, 부분배수가 되는 영역의 NC1은 비배수상태에 가까운 경우보다는 수평변위가 작고, 연직변위가 탁월하게 발달되어 있으나, 배수상태에 가까운 NC6과 비교하면 수평변위는 크게 나타나고 있어, 이들의 중간적인 변형 거동을 나타내고 있다. 즉, 비배수 영역에 가까울수록 전단변형이 발생하는 범위가 수평방향으로 넓게 나타나 있고, 또 기초의 바로 밑에서는 역삼각형의 썩기 형상이 보인다. 그러나 변형 집중현상은 관찰되지 않았다.

3.5 지반의 초기 조건의 영향

연약한 정규압밀점토에서는 간극비가 크기 때문에 압축성은 매우 크며 강도는 극히 작다. 따라서 프리로딩에 의해 지반을 과압밀상태로 하여 간극비를 작게 하는 것은 압밀침하량의 제어 그리고 비배수강도의 증가에 매우 유효한 수단이다. 본 연구에서는 프리로드를 작용시켜 지반을 과압밀상태로 하는 효과가 중간토에 어

는 정도 있는가를 조사하기 위해 M2, M10에 대하여, 지표면에서의 과압밀비가 4의 지반을 작성하여, 폭 6cm의 기초를 사용하여 급속재하 지지력실험을 하였다. 그림11은 과압밀지반과 정규압밀지반에 대한 실험결과를 비교한 그림이며, 과압밀지반의 하중강도와 정규압밀지반

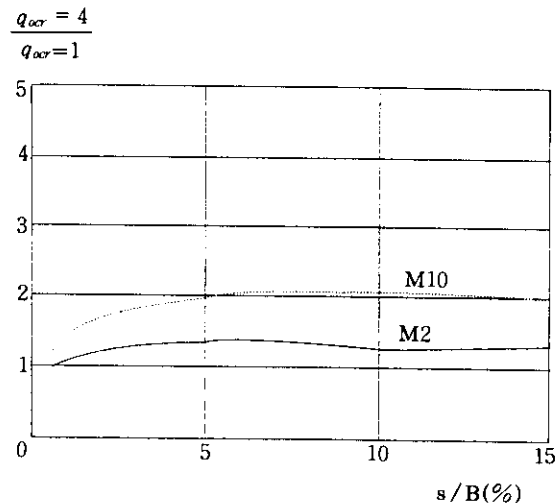


그림 11. 프리로드의 효과

반의 하중강도비와 침하량비 s/B 의 관계를 나타내고 있다. 양 시료 공히 초기에는 작은 값을 나타내고 있으나, $s/B=5\%$ 시점부터 거의 일정치가 되어, 그 값은 M10의 경우에는 거의 2에 가까운 값이 되고, M2의 경우에는 보다 다소 큰 값을 나타내고 있다. 본 연구에서 사용한 시료 중에서는 모래성분 함유율이 작은 M10의 쪽이 프리로딩의 효과가 크며, 보다 점성토적 성질을 보유하고 있음을 알 수 있다.

3.6 기초폭의 영향

Terzaghi의 지지력 공식에 의하면 점토지반에서 기초폭은 지지력에는 영향을 끼치지 않지만, 모래지반에 있어서는 지지력은 기초폭에 비례하여 증가한다. 여기서는 중간토 지반의 지지력이 기초폭에 어떻게 영향을 받는가에 대하여 검토한다. 그림12는 정규압밀지반에 대하여 행한 폭 3cm와 6cm의 기초의 급속재하

실험의 결과를 비교한 그림이며, 동일 침하량 비에서의 기초폭 6cm와 3cm의 하중강도의 비를 나타내고 있다. 동일한 방법과 조건으로 실험한 상대밀도가 약 43%, 55%의 느슨한 모래지반의 결과도 병기하고 있다. 모래지반에서는 기초 폭에 의한 강도의 차이가 전반부에서 상대밀도가 작은 경우에 약간 크게 나타나고 있지만, 6cm와 3cm의 하중강도비는 거의 2정도의 값으로 나타나고 있다. 이에 비해 중간토지반에서는 특히 M2의 경우 재하초기부터 큰 값을 나타내고 침하와 함께 그 값은 작아지고 후반부에서는 2에 가까운 값이 된다. 금희의 실험에서는 단위시간당 재하강도증분은 기초 폭에 의하지 않고 일정하며, 따라서 동일한 하중강도에 달하는 시간 또한 기초폭에 관계없

로부터 중간토지반에 있어서는 재하초기에는 비배수적인 거동을 나타내고 재하가 진행되면 배수를 동반하는 점토지반(淺岡, 1989)과는 다르게, 재하초기부터 배수현상이 발생하여, 그 정도는 폭이 작은 경우일 수록 크게 되는 것으로 예측되어진다. 한편 재하후반부에서는 거의 2에 가깝게 되어 일정치로 나타나고 있다. 이는 재하후반부에서는 기초폭 6cm의 경우에도 상당부분의 부분배수가 발생하고 있으며(그림 8의 간극수압의 거동으로부터 특히 M2의 경우, 기초폭 B에 해당하는 깊이에 위치하는 p1의 값이 $s/B=6\%$ 전후부터 감소하고 있다) 이것이 기초 폭 3cm의 경우와 거의 같은 정도로 되어 일정치로 되어 있는 것으로 사료된다.

4. 결론

본 연구에서 사용한 중간토에 대하여 재하과정중에 발생하는 부분배수 현상이 지반강도 거동에 끼치는 영향을 조사하기 위하여 원심모형 실험장치를 이용한 지지력실험을 시행하여 얻은 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 중간토의 하중강도-침하관계는 재하초기에는 재하속도, 소성지수가 큰 경우, 하중강도는 크지만, 재하속도가 진행됨에 따라 소성지수가 작은 경우의 하중강도 증가는 현저하게 되어 재하속도, 소성지수에 관한 하중강도의 대소 관계가 역전한다. 이러한 원인은 지반의 재하중에 대한 배수 정도의 차이에 의한 기초 바로 밑의 체적압축의 차이에 있다.

2. 재하속도를 지반의 투수계수로 나눈 값인 상대재하속도가 작게되면 침하와 함께 하중강도가 직선적으로 증가하고, 기초폭에 대한 침하량비 s/B 가 20%까지는 명확한 파괴점은 나타나지 않으며 하중강도는 비배수조건을 가정해서 구한 극한지지력에 비해 매우 큰 값을 나타낸다. 이러한 경우, 종래의 비배수안정해석에 이용한 설계에 의하면 과도한 안전률을 나타낸다. 따라서 지지력으로서의 전반전단파괴를 가정한 소성론에 의한 지지력보다는 상부구

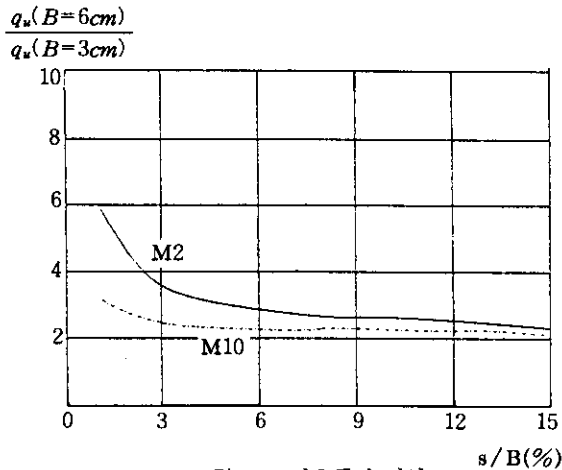


그림 12. 기초폭의 영향

이 같다. 山口·村上(1978)는 유한점토층의 대재하중에 대한 압밀진행속도는 기초폭이 작은 쪽이 크게 나타나고 있음을 보고하고 있으며, 따라서 기초폭 3cm의 경우가 6cm에 있어서의 압밀이 보다 빨리 진행된다. 따라서 기초폭 3cm의 쪽이 동일시간에 있어서의 부분배수정도가 크게 되어, 결과적으로 배수에 의한 침하량이 크게 되며 역으로 동일침하량비에서의 지지력은 압밀배수의 정도가 작은 기초폭이 큰 경우일수록 크게 되는 것으로 사료된다. 이

조물에 대응한 허용침하량에 대한 하중강도를 이용해야한다.

3. 중간토의 하중강도-침하관계에 끼치는 기초폭의 영향은 기초폭에 의해 배수영역 즉 배수장이 다르기 때문에 동일 시간에서는 기초폭이 작을수록 부분배수의 정도는 크게 되고 또한 초기부에서는 동일 침하량비에서의 지지력은 기초폭이 클수록 크게된다.

4. 재하속도가 클 경우, 소성지수가 큰 시료일수록 프리로딩에 의한 지지력은 증대하고, 보다 점성토적인 거동을 나타낸다.

5. 중간토에 있어서 상대재하속도가 작을 경우의 지반 변형은 기초 바로 밑에서 압축변형에 의한 경화 현상이 발생하고 변형 거동은 전반전단이 아닌 국부전단형태를 나타낸다. 또한 상대재하속도가 큰 경우에는 기초 바로 밑의 얇은 곳에 변형집중 현상을 나타내고 썩기형태의 변형이 나타나 전형적인 점성토적 변형 거동을 나타낸다.

참고문헌

1. Georgiannou, V.N., Burland, J.B. and Hight, D.W.(1990):Undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension, Geotechnique, Vol.40, No.3, pp. 431~449.
2. Georgiannou, V.N., Hight, D.W. and Burland, J.B.(1991a):Undrained Behaviour of Natural and Model Clayey Sands., Soil and Foundations, vol31, No.3, 17~29pp, Sept, 1991.
3. Georgianou, V.N., Hight, D.W. and Burland, J.B.(1991b):Behaviour of clayey sands under undrained cyclic triaxial loading., Geotechnique, Vol.41, No.3, 383~393pp.
4. 落合英俊, 大嶺聖(1993):砂と粘土の混合土の壓縮および強度特性, 土と基礎 Vol.41, No.7, pp. 11~16.
5. Asaoka(1992):Prediction of the partially drained behavior of soft clays under embankment loading., Soils and Foundations Vol.32, No.1, pp. 41~58.
6. 木村 孟, 日下部 治(1987):講座, 遠心模型實驗, 2.序論, 土と基礎 Vol.35, No.11, pp. 68~74.
7. 高田直俊, 日下部 治(1987):講座, 遠心模型實驗, 3.原理, 土と基礎, Vol.35, No.12, pp. 89~94
8. Craig, W.H., R.G. and Schofield, A.N.(1988):Centrifuges in soil mechanics, A.A.Balkema, Rotterdam.
9. 박중배, 전몽각(1995):중간토의 역학적 특성에 관한 실험적 연구, 한국지반공학회, Vol.11, 3, pp. 113~122.
10. Davis, E.H. & Booker, J.R.(1973):The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays., 4, pp. 551~563.
11. 木村・竹村(1987):帯基礎による正規壓密粘性土地盤の變形・支持力に関する研究 土木學會論文集 第382號/Ⅲ-7.
12. 山口柏樹, 村上幸利(1978):Some analytical results of a plane strain consolidation problems of a clay layer with finite thickness, S&F, No.1.
13. 淺岡 顯, 金谷 嘉久, 中野 正樹(1989):粘土地盤の壓密變形と支持力に及ぼす透水係數の影響, 第34回土質工學シンポジウム, pp. 83~90.

(접수일자 1996. 3. 15)