

2개층 사질토지반에서 정방형 기초의 지지력 특성

Characteristics of Bearing Capacity under Square Footing on Two-layered Sand

김 병 탁* Kim, Byung-Tak
김 영 수** Kim, Young-Su
이 중 현*** Lee, Jong-Hyun

Abstract

This paper discusses the ultimate bearing capacity and settlement of square footings on the surface of sand under homogeneous and non-homogeneous(two layered) soil. For the behavior of shallow foundation, the model tests were performed to investigate the effects on the size of square footing, relative density of soil, the depth of upper layer-to-footing width ratio(H/B), the inclined degree of boundary surface(θ) blow upper layer and the soil modulus ratio. In the same relative density, the bearing capacity factor N_γ is not constant but is directly related to the footing width and the factor decrease with the increase of the footing width. The predicted value of ultimate bearing capacity by Ueno's method considering the footing size effect and confining stress effect agrees with measured value better than the classical bearing capacity equation and the value is up to 65% of the results of model test. Based on the results obtained from two-layered sand with $\theta=0^\circ$, it is found that the critical depth of upper layer of 2.0B seems to be large enough to eliminate the effect of lower layer on the ultimate bearing capacity. However, in the case of the relative density more than 73%, the result is available only when the settlement ratio(δ/B) is below 0.05. Based on the results obtained from two-layered sand with θ , it is found that the effect of the slope of boundary surface on the ultimate bearing capacity can be neglected as the relative density of the upper layer decreases and the width of the upper layer increases. The ultimate bearing capacity ratio in accordance with the increase of θ changes within the range of 0.82~1.2(for the relative density more than 73%) and 0.9~1.07(for the upper relative density of 50%). The change of this ratio is based on $\theta=0^\circ$.

요 지

본 연구는 균질 및 2개층 비균질지반에서 사질토지반 상에 놓인 정방형 기초의 극한지지력과 침하에 대하여 고찰하였다. 본 연구는 얇은기초의 거동에 대한 정방형 기초의 크기, 지반 상대밀도, 기초 폭에 대한 상부층의 두께 비(H/B), 상부층 아래 경계면의 경사(θ) 그리고 지반강성비의 영향을 규명하기 위하여 모형실험을 수행하였다. 동일 상대밀도에서 지지력 계수(N_γ)는 일정하지 않으며 기초 폭에 직접적으로 관련되며 지지력계수는 기초 폭이 증가함에 따라 감소하였다. 기초크기의 영향과 구속압력의 영향을 고려하는 Ueno 방법에 의한 극한지지력의 예측값은 고전적인 지지력 산정식보다 더 잘 일치하며 그 값은 실험값의 65% 이상으로 나타났다. $\theta=0^\circ$ 인 2개층 지반의 결과에 근거하여, 극한지지력에 대한 하부층 지반의 영향을 무시할 수 있는 한계 상부층 두께는 기초 폭의 2배로 결정되었다. 그러나, 73%의 상부층 상대밀도인 경우는 침하비(δ/B) 0.05이하에서만 이 결과가 유효하였다. 경계면이 경사진 2개층 지반의 결과에 근거하여, 상부층의 상대밀도가 느슨할수록 그리고 상부층의 두께가 클수록 극한지지력에 대한 경계면 경사의

* 1 정회원, 한국해양연구원, 박사후 연구원

** 2 정회원, 경북대학교 공과대학 토목공학과 교수

*** 3 정회원, 포스코개발 토목설계팀

영향은 크지 않은 것으로 나타났다. 경계면의 경사가 증가함에 따른 극한침하량의 변화는 경계면이 수평인 경우 ($\theta = 0^\circ$)를 기준으로 0.82~1.2(상부층 $D_r=73\%$ 인 경우) 그리고 0.9~1.07(상부층 $D_r=50\%$ 인 경우) 정도로 나타났다.

Keywords : Model test, Non-homogeneous, Settlement, Size effect, Shallow foundation, Ultimate bearing capacity

1. 서론

사질토 지반은 촘촘한 경우 일반적으로 상당한 지지력이 기대되며 변위량도 적으므로 구조물을 지지하는 지반으로 이용되고 있다. 특히 홍적층의 사질토 지반에서는 $N=30$ 이상의 단단한 지반이 많아서 일반적으로 구조물에 대해서는 양질의 지반으로 여겨지고 있다. 사질토 지반에서 얇은기초의 지지력에 대한 문제는 지난 수년동안에 많은 연구가 진행되어 왔으며 지금까지 꾸준히 연구가 수행되고 있다. 그러나, 실제적인 상황에 존재하고 있는 광범위한 지반 상대밀도, 유효응력 조건, 기초의 형상들에 대하여 극한지지력을 정확히 예측할 수 있는 산정식은 아직까지 제안되지 못하고 있다.

초기 해법들은 소형모형실험들의 결과(Meyerhof, 1950; de Beer, 1965; Vesic, 1973)에 근거하여 개발되었지만, 같은 시기의 대형모형실험 결과들은 실제 현장거동을 예측하기에는 이들 해법이 부적절함을 보여주었다(Muhs 1965). 지난 20여년간에 수행된 원심모형실험결과들은 기존 산정식의 적용성에 관한 유사한 모순점들을 제시하고 있다. 이러한 연구들의 결과에 의하여 개발된 대다수 해법들은 요구되는 재료의 강도정수 결정과 관련된 문제에 의하여 실제에 적용하기에는 어려움이 있어 왔다. Perkins와 Madson(2001)는 사질토에서 얇은기초의 거동에 관하여 비선형 강도거동과 진행성파괴(progressive failure)에 기인하는 기초의 크기효과를 고려하였다. 그에 의하면, 극한지지력에 관한 진행성파괴의 영향은 강도(strength) - 부피팽창(dilatancy)관계에 기초한 relative dilatancy index(IR)로 표현할 수 있는 것으로 밝히고 있다. 또한, Ueno 등(2001)는 사질토의 강도정수와 지지력에 관한 크기효과의 관계를 고찰하고 지지력에 관한 기초의 크기효과를 고려할 수 있는 극한지지력의 수정식을 제안하고 띠기초(strip footing)과 원형기초에 대하여 적용성을 검증하였다. 이와 같이, 얇은기초에 관한 많은 연구가 수십년간 수행되어 왔지만 아직도 얇은기초의 극한지지력을 정확히 예측할 수 있는 산정식은

제안되지 않고 있다. 이는 얇은기초의 명확한 이해의 부족에 기인하는 것으로 사료되며, 특히 현장지반과 같이 다양한 지층으로 이루어진 지반에 대한 거동특성의 규명이 명확하게 이루어지지 않고 있기 때문에 사료된다. 이에 본 연구에서는 보다 다양한 사질토 지반에 대하여 얇은기초의 거동특성을 파악하기 위하여 균질지반 및 2개층 비균질지반에 대하여 정방형기초의 지지력 - 침하 거동에 관한 모형실험을 수행하였다. 균질지반에 대하여는 정방형기초의 크기를 3가지로 달리하여 모형실험을 수행하였으며, 2개층 지반에 대하여는 상부층의 지반두께와 경계면의 경사에 따른 얇은기초의 지지력 - 침하 거동특성을 파악하기 위하여 경계면의 경사도를 4가지로 그리고 상부층의 지반두께를 6가지로 달리하여 모형실험을 수행하였다. 이들 실험결과에 근거하여, 본 연구에서는 얇은기초의 지지력과 침하에 대한 기초의 크기, 지반의 상대밀도, 2개층 지반에서의 상부층 지반두께와 경계면 경사의 영향성을 분석하였다.

2. 얇은기초의 지지력계수(N_γ)에 대한 기초크기 효과

일련의 현장 말뚝재하시험 결과들에 근거하여 지지력계수(N_γ)가 일정하지 않으며, 기초 폭에 직접적으로 관련되는 지지력에 대한 경험식을 Shiraishi(1990)가 개발하였으며 다음의 식과 같다.

$$q_u = 0.5 S_\gamma \gamma B N_\gamma^* \left(\frac{B}{B^*} \right)^{-\beta} \quad (1)$$

여기서, S_γ 는 기초의 형상계수, γ 는 지반의 단위체 적중량, N_γ^* 는 임의 지지력계수, B^* 는 임의 기초의 폭, β 는 구속압에 대한 독립계수이다. Shiraishi(1990)는 한정된 현장실험을 통하여 β 값을 결정하였으며, $B^*=1.4\text{m}$ 일 때 $\beta=0.2$ 로 정의하였다. 그리고, 사질토 지반상($D_r=0\%$)에 놓인 얇은기초에 대한 원심모형실험 결과들은 식(1)의 경험식에 대한 신뢰성을 뒷받침하고 있으며, 그 결과들은 그림 1과 같다(Ueno 등, 2001).

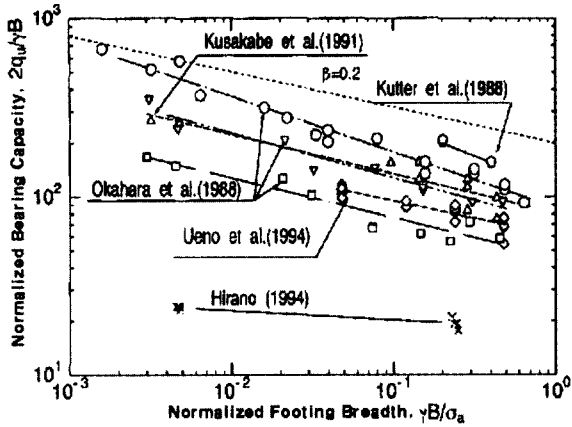
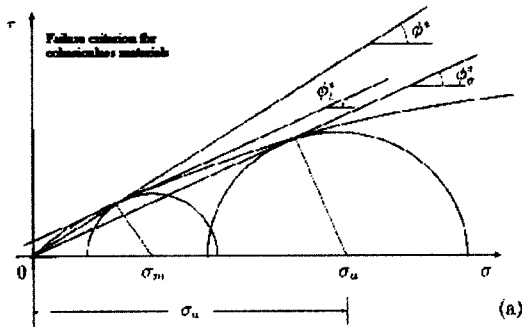
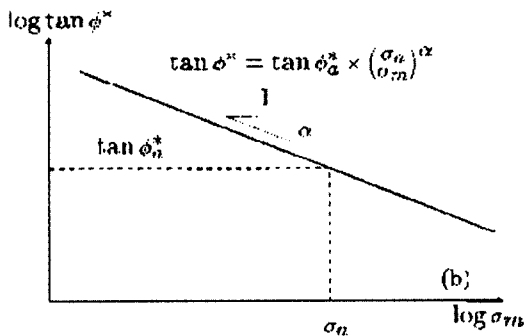


그림 1. 원심모형실험 결과에 근거한 정규화된 기초 폭($\gamma B/\sigma_a$)에 따른 지지력계수(N_γ)의 감소(Ueno 등, 2001)



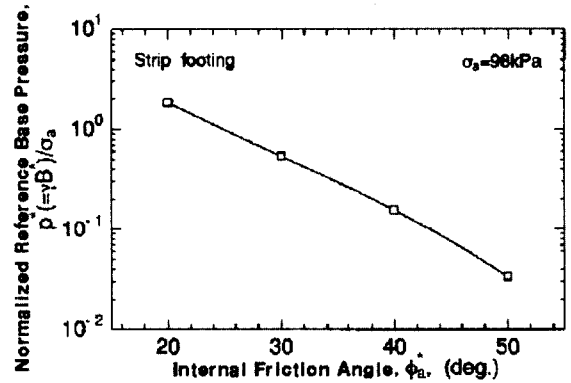
(a) 사질토의 비선형 파괴포락선



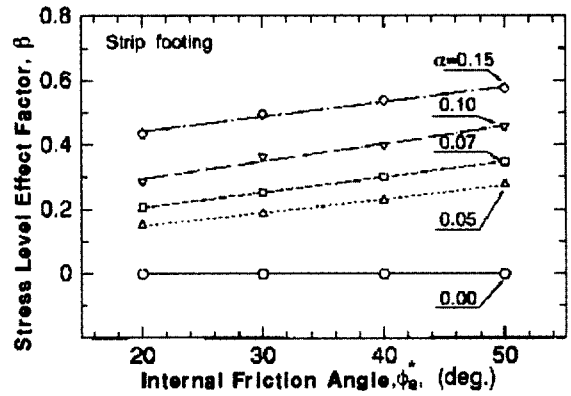
(b) $\tan \phi^*$ 와 σ_m 의 대수선형관계

그림 2. 전단강도의 구속압력에 의존하는 파괴규준

그림 1의 결과들은 상대밀도 57%~95%의 일본 내 사질토지반에서 띠기초와 원형기초에 대한 정규화한 기초폭($\gamma B/\sigma_a$) - 지지력($2q_u/\gamma B$)의 관계를 원심모형 실험을 통하여 나타낸 것으로서, 기초폭의 증가에 대하여 감소하는 지지력계수의 변화를 보여주고 있다. 그러나, β 와 B^* 의 의미는 Shiraishi(1990)가 명확히 밝히지 못하였으나, Ueno 등(2001)은 Maeda과 Miura(1999)가 사질토에 대하여 새로운 마찰파괴규준을 적용하여 제안한 확장 활동선(extended slip line) 방법을 이용하여



(a) B^* 의 변화



(b) β 의 변화

그림 3. 임의 활선 내부마찰각과 β 그리고 B^* 의 관계(Ueno et al., 2001)

내부마찰각에 의존하는 구속압과 β 와 B^* 에 의존하는 응력의 관계를 광범위한 조건별 연구에 의하여 규명하였다. Maeda과 Miura(1999)가 제안한 새로운 마찰파괴규준은 다양한 구속압력하에서 수행한 압밀-배수 삼축 시험의 결과들의 변형-파괴거동에 대하여 사질토의 역학적 특성을 분석하여 제안한 것으로 그림 2와 같이, 파괴시의 Mohr's 응력원 포락선이 직선적이지 않고 볼록한 즉, 곡선적인 형상을 하고 있으며 $\tan \phi^*$ 와 평균연직 응력, σ_m 의 관계는 대수선형적인 것이라고 밝혔다. Ueno 등(2001)에 의하면, 그림 2의 결과들을 이용한 β 와 B^* 의 변화는 그림 3과 같이 임의 활선 내부마찰각(ϕ_a^*)에 의존하는 것으로 제안하고 있다.

3. 모형실험

모형실험에서의 정방형 기초는 지반 성형이 완료된 후 기초를 지표면상($D_f=0$)에 설치하였으며 모형지반과 사용한 모형기초의 마찰성을 검토하기 위하여 정적 상

표 1. 모형실험에서의 지반 및 기초의 조건

구분	지반 조건			기초 조건		비고	
	상대밀도, D_r (%)		α^*	θ^* (deg)	형상		크기(cm)
	상부(U)	하부(D)					
균질	73 50		0.0	-	정방형	5 × 5 7.5 × 7.5 10 × 10	상대밀도와 기초 크기의 영향
비균질	73	50	0.0 ~ 8.0	0.0		5 × 5	
	50	73					
	73	50	1.0, 2.0	0, 5, 10, 15			

* α 는 얇은기초 아래의 지반층 두께와 기초 폭의 비(H/B), θ 는 얇은기초 아래의 지반 상부층과 하부층의 경계면 경사

부하중을 가한 상태에서 얇은기초의 수평력을 검토한 결과 하부지반과의 마찰을 거의 무시할 수 있는 결과를 얻을 수 있어 본 연구에서 사용한 모형기초는 smooth surface의 형식으로 간주하였다. 본 연구에서 수행한 모형지반 및 모형기초의 조건을 요약하면 표 1과 같다.

3.1 모형실험 시료

모형실험에서 사용한 낙동강 유역(화원지역)의 모래에 대한 물리적 특성치는 표 2와 같다. 조성된 지반은 시료의 유효직경에 대한 정방형 기초의 환산직경 비가 실제와 다름으로써 내적크기 효과(internal scale effect)가 발생하여 얇은기초의 거동에 영향을 줄 수가 있으나, 본 연구에서는 시료의 유효직경에 대한 정방형 기초의 환산직경 비가 내적크기 효과를 무시할 수 있는 50보다 크기 때문에 사용한 낙동강 모래와 얇은기초의 내적크기 효과는 무시할 수 있다(Peterson, 1988).

3.2 모형 얇은기초

모형실험에서 모형 기초의 제원은 사진 1과 같은 아크릴 재질의 정방형 기초(B/L=1.0)를 사용하였다. 모형 실험에 앞서 연직하중이 가해질 경우 정방형 기초의 가장자리와 중심부의 변위 차가 발생하는지를 검토하고 본 실험에서 수행하기 위한 강성기초로서의 거동을 나타낼 수 있는 적절한 기초의 두께를 결정하였다. 실험에 사용한 정방형 기초의 두께는 30mm로 결정되었다. 그리고, 본 연구에서는 정방형 기초의 크기에 따른 거동특성을 파악하기 위하여 3가지(B=5, 7.5, 10cm) 크기의 기초를 사용하였다.

3.3 모형지반 성형

사실토 지반의 성형방법에는 모래의 낙하방법에 따라 중량 낙하법과 공중 낙하법이 있으나, 외부 공기흐름의 영향을 최소화할 수 있다면 모래지반의 높은 균질성을 얻을 수 있는 공중 낙하법으로 모형지반을 성형하였다. 성형한 모래지반의 상대밀도는 모래지반을 성형하기 전에 수 차례에 걸쳐 반복 실험하여 얻어진 낙하높이 - 유출 구멍크기 관계로부터 결정할 수가 있다(김병탁, 2000; 이종현, 2001). 본 연구에서의 모형지반의 조건들을 요약하면 그림 4과 같다. 모형 균질지반은 공중 낙하법(traveling spreader법)에 의해 지반을 3층으로 나누어서 낙동강 모래를 평균 125cm의 낙하고로 공중 낙하하여 지반을 성형하였다(그림 4-a). 모형 비균질 지반에 대한 성형시에는 본 연구목적에 부합하는 임의 깊이(H= α B)를 기준으로 2개층의 상부와 하부의 상대밀도를 서

표 2. 본 연구에서 사용한 모래의 물성치

비중, G_s	D_{50} (mm)	D_{10} (mm)	C_u	C_c	e_{max}	e_{min}
2.675	0.27	0.14	2.0	1.35	1.10	0.80

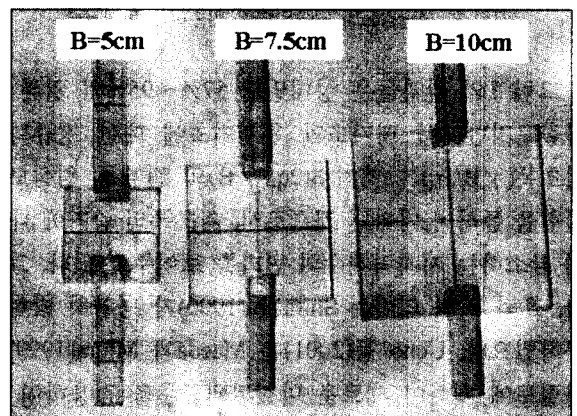


사진 1. 사용한 모형 정방형 기초

로 달리 성형하기 위하여 먼저 하부층 상대밀도에 대하여 모래를 자유낙하한 후, 다소 불규칙한 지반면을 진공기로 평탄하게 하고 다시 상부층의 상대밀도로 지반을 성형하였다(그림 4-b). 그리고, 본 연구의 실험조건에서 2개층 비균질지반의 경계층 경사(θ)를 달리하여 모형지반을 성형하는 경우에는 모형토조의 내부에 각 경계층 경사와 일치하는 사각형 가이드 판을 미리 설치하고 가이드 판을 기준으로 경계층 면을 형성하였다(그림 4-c). 그리고 경계면이 경사진 2개층 지반에서 상부층의 두께는 기초의 중심에서 결정하였다. 공중 낙하법에 의하여 조성된 지반은 상대밀도의 편차는 약 2% 정도로 매우 균질한 것으로 알려져 있으나, 본 실험에서 조성된 모형지반의 상대밀도 편차가 $\pm 4\%$ 로 나타났다. 사진 2

는 2개층 비균질지반에서 경계면이 경사진 경우에 대한 모형지반의 성형과정중 하부지반의 성형을 완료한 장면을 촬영한 것이다.

3.4 모형실험 장치

본 연구를 위하여 사용한 모형토조는 사진 2에서와 같이 가로 760mm, 세로 760mm, 그리고 높이 500mm 크기의 토조이다. 얇은기초의 거동에 영향을 미칠 수 있는 하중방식에는 여러 가지가 있으나, 본 연구에서는 연직하중에만 국한하여 얇은기초의 거동특성을 관찰하였다. 연직하중 재하지점에서 기초와 재하봉은 고정상태로 설치되었다. 그리고, 연직하중의 재하는 최대 200kg의 하중을 가할 수 있는 공기압 실린더를 설치하여 이용하였으며, 공기압 실린더와 재하봉 사이에는 최대 130kg ($B=5\text{cm}$ 인 경우)과 1000kg($B=7.5, 10.0\text{cm}$ 인 경우)의 하중을 측정할 수 있는 하중계(load cell)를 설치하여 직접 연직하중을 측정하였다. 얇은기초에 가한 연직하중은 하중제어방식으로 재하하였으며, 하중재하시 기초의 연

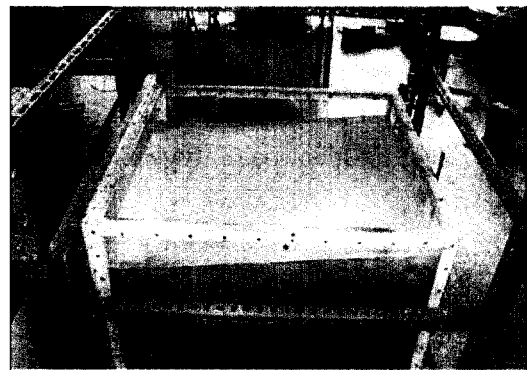
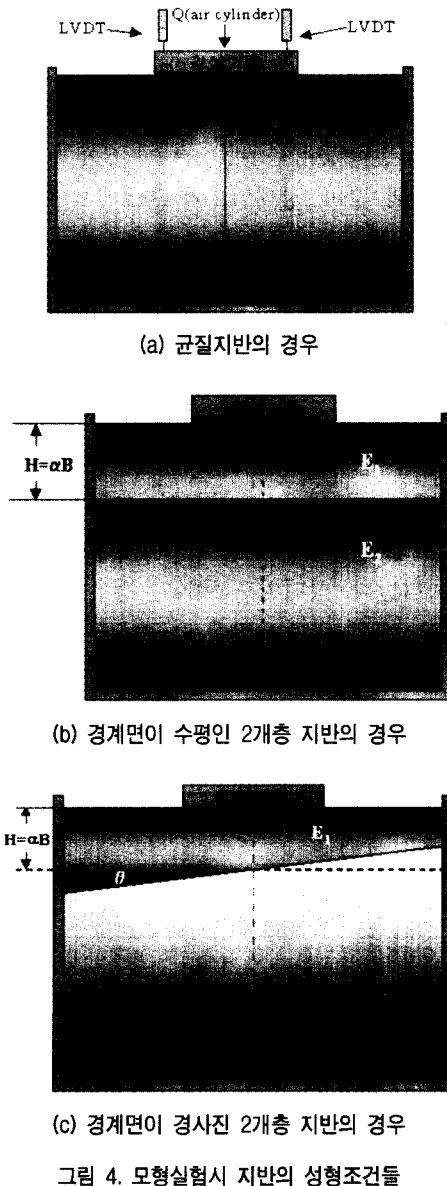


사진 2. 2개층 비균질지반의 하부지반 성형완료 장면 (경사 5°인 경우)

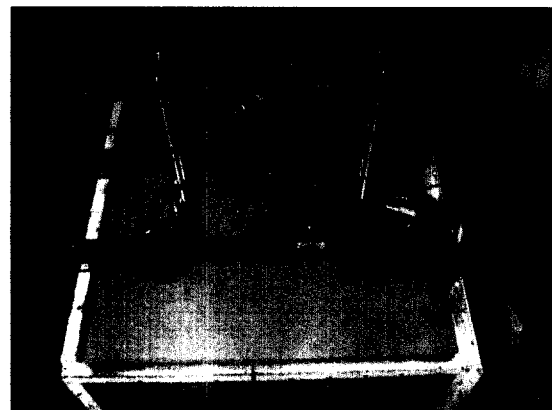


사진 3. 모형실험전 설치 완료장면

표 3. 균질지반에서의 모형실험 결과

실험조건	$D_r = 73\% (e=0.881)$			$D_r = 50\% (e=0.95)$		
	B=5cm	7.5cm	10cm	B=5cm	7.5cm	10cm
극한지지력, q_u (kg/cm ²)	2.0	2.92	3.71	0.53	0.83	1.04
$N_\gamma (=2q_u / \gamma B)$	563.4	548.4	522.5	154.7	161.5	151.8
극한침하량 δ_f (mm)	4.56	8.18	11.78	12.5	17.75	21.42
δ_f / B	0.09	0.109	0.118	0.25	0.237	0.214

직침하량을 측정하기 위하여 기초의 양 끝면에 2개의 변위계를 설치하여 측정하였다. 하중계와 변위계는 동적 데이터변환기(MT-16)에 연결되고 측정값들은 PCMCIA 카드를 통하여 노트북에 저장하였다. 사진 3은 모형실험전 하중계와 변위계를 모형기초상에 설치한 장면으로 설치 완료된 후에 촬영한 것이다.

4. 실험결과 및 분석

본 연구에서 수행한 균질지반과 비균질지반에서의 각 실험조건들에 대한 얇은기초의 극한지지력(q_u), 지지력계수(N_γ)와 극한침하량(δ_f)을 요약하면 표 3과 표4와 같다. 극한지지력은 지지력 - 침하 관계에서 극한상태의 값이며 $\delta_f / B=0.25$ 이내에서 극한상태가 나타나지 않을 경우 $\delta_f / B=0.25$ 일때의 지지력으로 결정하였고, 극한침하량은 극한지지력이 발생하는 시점의 침하량으로 결정하였다.

4.1 균질지반에 대하여

일반적으로 얇은기초의 파괴형태는 3가지로 구분하고 있다. 본 연구의 균질지반에 대한 파괴형태는 상대밀

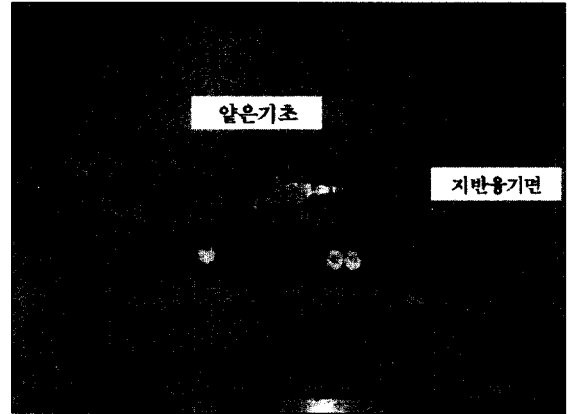


사진 4. 모형실험 후 모형지반의 파괴면 형상 (B=5cm인 경우)

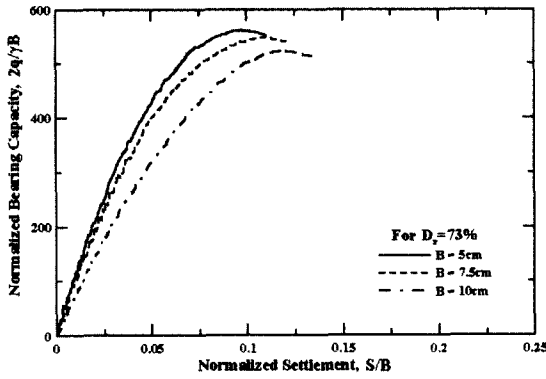
도가 73%인 조밀한 지반에서 $\delta_f / B=9\sim 12\%$ 정도로 전반전단파괴(general shear failure)와 상대밀도가 50%인 지반에서 $\delta_f / B=21\sim 25\%$ 정도로 국부전단파괴(local shear failure)로 구분할 수 있었으며, 파괴면을 실험 후 확인할 수 있었다(사진 4 참조). 균질지반의 실험에서는 얇은기초의 극한지지력과 침하에 대한 기초 폭과 상대밀도의 영향성을 고찰하였다.

표 3에서와 같이, 상대밀도가 50%에서 73%로 증가함에 따라 극한지지력은 평균 3.6 배로 크게 증가하였다. 그림 5는 균질지반에서 각 상대밀도에 대한 지지력(q) - 침하(δ) 관계를 각각 γB 와 기초 폭에 대하여 정규화한 것을 나타낸 것이다. 그림에서와 같이, 상대밀도가 증가할수록 $2q / \gamma B$ 가 급격히 증가한 후 갑작스러운 파괴가 발생하는 변형연화(strain-softening)현상과 상대밀도 50%인 지반에서는 $\delta_f / B=10\%$ 이상에서는 $2q / \gamma B$ 가 매우 완만하게 증가하는 변형경화(strain-hardening)현상이 나타났다. 상대밀도 50%인 경우에서 B=5cm의 실험결과는 매우 작은 응력에서 급격한 침하를 보이고 있는데, 이는 기초의 설치시에 문제가 있었기 때문이다.

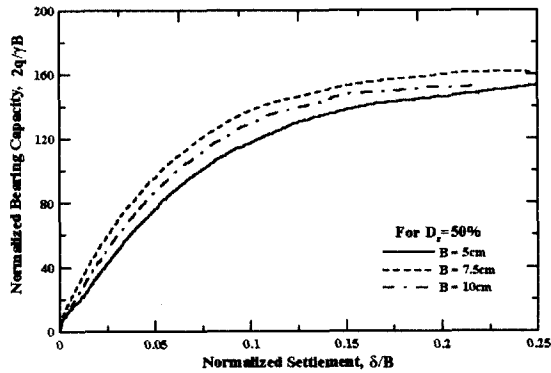
표 4. 2개층 비균질지반에서의 모형실험 결과

지반조건	$D_r = 73\% (U^*) \ \& \ D_r = 50\% (D^*)$								$D_r = 50\% (U^*) \ \& \ D_r = 73\% (D^*)$							
	α^*	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	8.0	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	8.0	
q_u (kg/cm ²)	0.53	0.94	1.49	2.26	2.40	2.43	2.13	2.0	2.0	1.31	0.72	0.67	0.60	0.53		
δ_f (mm)	12.5	6.90	7.38	7.63	6.32	5.79	5.10	4.56	4.56	5.52	6.09	8.1	12.5	12.5		
δ_f / B	0.25	0.138	0.148	0.152	0.126	0.116	0.102	0.976	0.0976	0.110	0.122	0.162	0.25	0.25		
α^*	1.0				2.0				1.0				2.0			
θ^*	0°	5°	10°	15°	0°	5°	10°	15°	0°	5°	10°	15°	0°	5°	10°	15°
q_u (kg/cm ²)	1.49	1.21	1.09	0.98	2.40	1.82	1.65	1.55	0.72	0.62	0.60	0.51	0.60	0.56	0.52	0.50
δ_f (mm)	7.38	8.98	6.54	6.12	6.32	7.45	6.16	6.42	6.09	5.51	5.78	6.54	12.5	12.5	12.5	12.5
δ_f / B	0.148	0.179	0.131	0.122	0.126	0.149	0.123	0.128	0.122	0.110	0.116	0.131	0.25	0.25	0.25	0.25

* U와 D는 각각 2개층 지반에서 상부층과 하부층, α 와 θ 는 각각 2개층 지반에서 상부층의 두께비(=H/B)와 경계면 경사를 의미한다.



(a) 상대밀도 73%인 경우



(b) 상대밀도 50%인 경우

그림 5. 균질지반에서 각 상대밀도에 대한 $2q/\gamma B - \delta/B$ 관계

기초 폭이 2배 증가함에 따라 파괴시 기초의 침하량 비 (δ/B)는 상대밀도 70%인 경우 약 31% 증가하나, 상대 밀도 50%인 경우에는 접지면의 증가에 의한 입자의 맞물림(interlocking) 증가에 기인하여 약 15% 정도 감소 하였다.

Terzaghi의 지지력 방정식에 근거한 사질토($c=0$)의 지지력 계수(N_r)는 $2q_u/\gamma B$ ($D_r=0$ 인 경우)로 정의할 수 있으며, 본 연구에서는 각 상대밀도에 대하여 522.5 ~ 563.4 ($D_r=73\%$)와 151.8 ~ 161.5 ($D_r=50\%$)의 범위로 결

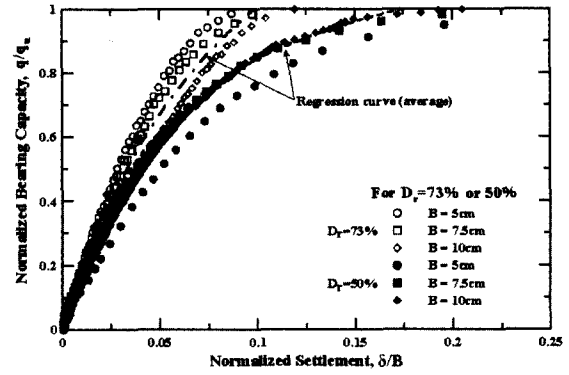


그림 6. 균질지반에서 각 상대밀도에 대한 $q/q_u - \delta/B$ 관계

정되었다. 그러나, N_r 는 동일 상대밀도에 대하여 일정한 것이 아니라 기초 폭의 증가에 대하여 감소하는 결과를 얻을 수 있었으며, 이러한 결과는 원심모형실험을 통하여 Ueno 등(2001)이 기초 폭의 영향을 고려한 실험결과와도 유사하다고 할 수 있다 (그림 1). 기존의 지지력 방정식에 의하면, 극한지지력은 기초 폭에 비례하는 것으로 알려져 있으나, 실험결과는 기초 폭이 2배 증가하지만 극한지지력은 상대밀도 73%인 경우 약 1.85배 그리고 상대밀도 50%인 경우 약 1.96배 정도만 증가하고 있는 것도 기초 폭의 효과를 반영하는 것으로 사료된다. 극한지지력의 산정에 있어서는 Ueno 등(2001)이 제안하는 방법에 의한 예측값과 기존 Terzaghi (1943)와 Meyerhof (1963)에 의한 예측값을 실험결과와 비교하면 표 5와 같다. 표의 결과와 같이 기초의 크기와 구속압력을 고려하는 Ueno et al.의 방법이 기존의 내부마찰각에 대하여 동일한 지지력계수(N_r)를 적용하는 방법들보다 높은 정확도를 나타내고 있다. Ueno et al.의 극한지지력은 실험결과의 65%~120% 정도의 예측을 할 수 있는 것으로 나타났다.

균질지반에 대한 실험결과들을 $q/q_u - \delta/B$ 관계와 같이 정규화한 거동으로 나타내면 그림 6과 같다. 그림에

표 5. 각 상대밀도에서의 극한지지력 예측값과 실험값의 비교

Dr (%)	B (cm)	실험값 (kg/cm ²)	Ueno et al. 방법						내부마찰각 ϕ	Terzaghi's q_u (kg/cm ²)	Meyerhof's q_u (kg/cm ²)
			$\tan \phi_a^{1)}$	$\alpha^{1)}$	N_r^{*}	$B^{*2)}$ (m)	$\beta^{2)}$	$q_u^{3)}$ (kg/cm ²)			
50.0	5.0	0.53	0.73	0.081	52.0	3.425	0.3	0.63	32.0	0.073	
	7.5	0.83						0.84		0.110	
	10.0	1.04						1.0		0.147	
73	5.0	2.0	0.88	0.113	120.0	0.95	0.46	1.65	36.0	0.154	
	7.5	2.92						2.05		0.230	
	10.0	3.71						2.4		0.308	

¹⁾ 그림 2에 기초하여 삼축시험의 결과로부터 결정, ²⁾ 그림 3으로부터 각 상대밀도에 해당하는 ϕ_a 에 대한 값, ³⁾ 식 (1)를 이용하여 결정

서와 같이, 각 상대밀도에 대하여 $q/q_u - \delta/B$ 관계는 기초 폭에 관계없이 거의 유사한 거동을 나타내고 있으며, 이들 실험결과들에 근거하여 평균적인 지지거동 함수를 회귀분석을 통하여 제시하면 다음의 식들과 같으며, 결정계수(R^2)는 모두 0.94 이상으로 결정되었다.

$$\text{상대밀도 50\%인 경우: } \frac{q}{q_u} = \frac{1.338 \delta/B}{0.059 + \delta/B} \quad (1)$$

$$\text{상대밀도 73\%인 경우: } \frac{q}{q_u} = \frac{2.0 \delta/B}{1.0 + \delta/B} \quad (2)$$

4.2 2개층 비균질지반에 대하여

2개층 비균질지반의 얇은기초에 대한 지지특성은 동일한 정방형 기초($B=5\text{cm}$)에서 상부층의 두께(H), 비균질지반의 강성비($E_{s(u)}/E_{s(D)}$) 그리고 경계면 경사(θ)의 영향성에 대하여 파악하였다.

4.2.1 경계면이 수평인 경우

2개층 비균질지반에서 경계면이 수평으로 존재하는 경우에 대해서는 상부층 상대밀도의 크기와 상부층의 두께에 따른 극한지지력과 극한상태의 침하량이 어떻게 변화할 것이며, 극한지지력과 극한침하량의 변화에 영향을 미치지 않는 한계 상부층 두께에 대하여 고찰하였다.

그림 7는 2개층 비균질지반에서 각 실험조건에 따른 지지력 - 침하 관계를 모두 도시한 것이다. 2개층 지반에서의 지지거동 양상은 상부층이 $D_r=73\%$ 인 경우에 상부층의 두께가 $0.0 \sim 1.0B$ 그리고 상부층이 $D_r=50\%$ 인 경우에는 상부층의 두께가 $0.0 \sim 0.5B$ 에서 각각 극부전단파괴와 전반전단파괴의 형태를 보여주고 있다. 이는 상부층의 두께가 상부층이 $D_r=73\%$ 인 경우 $1.0B$ 이상 그리고 상부층이 $D_r=50\%$ 인 경우 $0.5B$ 이상의 2개층 지반에서는 얇은기초의 지지거동이 상부층에 상당히 의존하고 있음을 보여주는 결과이다. 상부층이 $D_r=50\%$ 인 경우를 기준으로 한 상부층이 $D_r=73\%$ 인 2개층 지반의 극한지지력 비는 $0.72 (\alpha=0.5) \sim 4.0 (\alpha=2.0)$ 로서 $H=0.5B$ 이하에서 하부층의 지반강성이 큰 2개층 지반의 경우가 극한지지력이 크게 나타났다.

그림 8는 2개층 지반에서 $q/q_u - \delta/B$ 관계를 각 상부층 상대밀도에 대하여 도시한 것이다. $q/q_u - \delta/B$ 관계는 상부층의 상대밀도에 따라 다소 다른 양상을 보여주고 있다. 즉, 상부층이 $D_r=73\%$ 인 경우에는 $D_r=73\%$ 와 50% 인 균질지반의 $q/q_u - \delta/B$ 곡선의 중간정도에서 2개

층 지반의 곡선이 나타나고 있으나, 상부층이 $D_r=50\%$ 인 경우에는 2개층 지반 $q/q_u - \delta/B$ 곡선이 $\delta/B=2.5\%$ 까지는 거의 $D_r=73\%$ 인 균질지반의 곡선과 일치하며 증가되는 응력에 대해서는 상부층의 영향에 의하여 침하가 추가적으로 발생하는 양상을 나타내고 있다.

그림 9는 2개층 지반에서 상부층 두께에 따른 극한지지력 비($q_u(\alpha)/q_u(\alpha=0)$)와 파괴시 침하량 비($\delta_{R(\alpha)}/\delta_{R(\alpha=0)}$)의 변화를 도시한 것이다. 극한지지력 비와 파괴시 침하

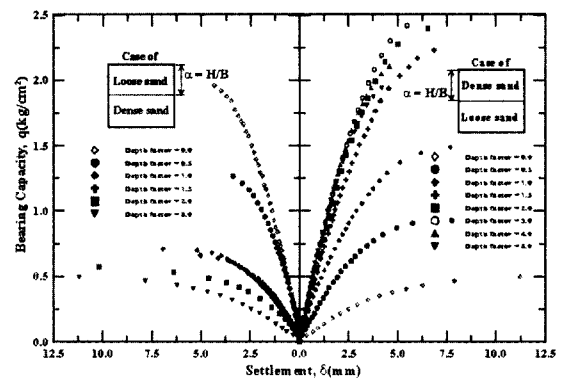
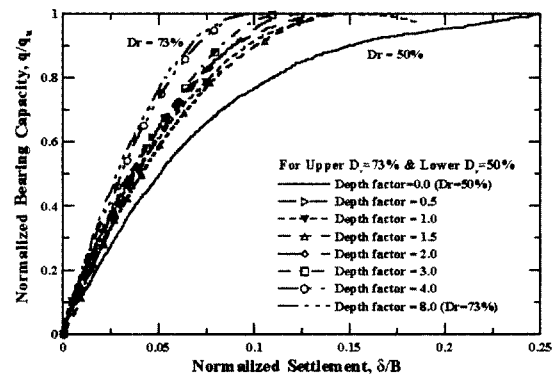
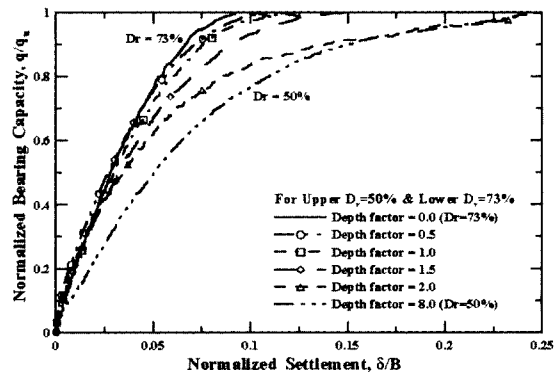


그림 7. 2개층 비균질지반에서 각 실험조건에 따른 지지력 - 침하관계

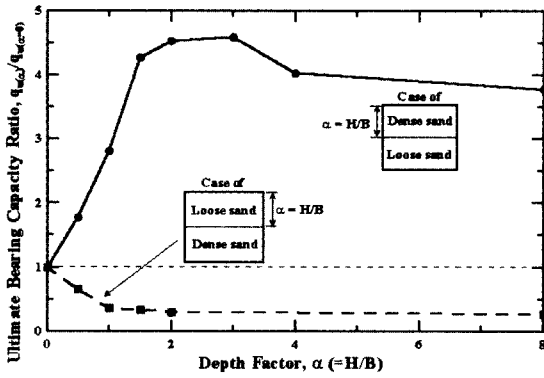


(a) 상부층이 조밀한 경우

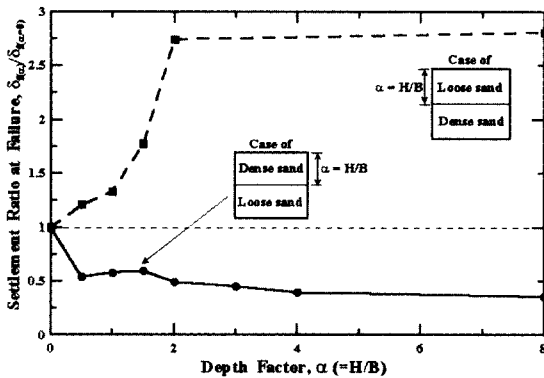


(b) 상부층이 느슨한 경우

그림 8. 2개층 비균질지반에서의 상부층의 각 상대밀도에 대한 $q/q_u - \delta/B$ 관계



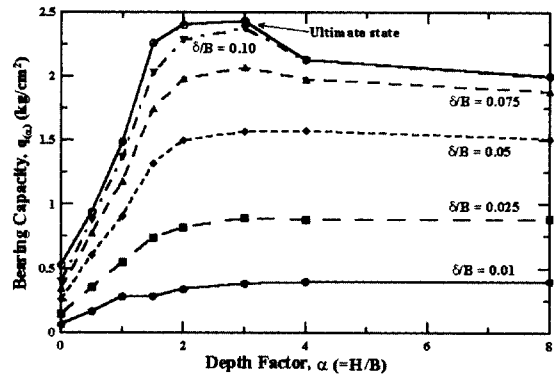
(a) 극한지지력 비



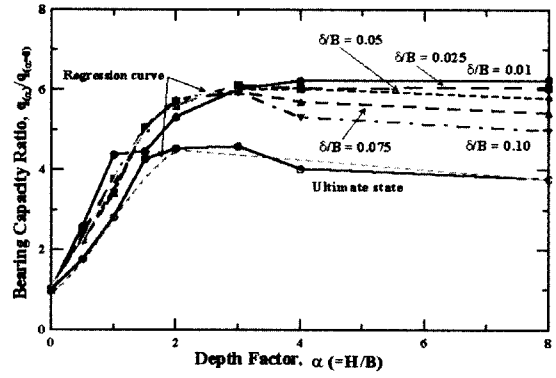
(b) 파괴시 침하량 비

그림 9. 2개층 비균질지반에서 상부층 두께(H)에 따른 극한지지력 비 ($q_{u(\alpha)}/q_{u(\alpha=0)}$)와 파괴시 침하량 비 ($\delta_f(\alpha)/\delta_f(\alpha=0)$)의 변화

량 비는 상부층 두께가 zero인 균질지반의 극한지지력 ($q_{u(\alpha=0)}$)과 파괴시 침하량 ($\delta_f(\alpha=0)$)을 기준으로 각 상부층 두께에 대한 극한지지력($q_{u(\alpha)}$)과 파괴시 침하량($\delta_f(\alpha)$)의 비로 나타내었다. 파괴시 침하량 비는 상부층이 $D_r=50\%$ 인 경우에 $H=2.0B$ 까지 급격히 증가하고 $H=2.0B$ 이상에서는 일정하였으며, 상부층이 $D_r=73\%$ 인 경우에는 $H=0.0\sim 0.5B$ 에서 큰 감소를 보이고는 $H=0.5B$ 이상에서는 매우 완만한 감소양상을 나타내었다. 극한지지력 비에 있어서는 상부층이 $D_r=50\%$ 인 경우에서 상부층의 두께가 증가함에 따라 $q_{u(\alpha)}/q_{u(\alpha=0)}$ 가 급격히 감소한 후 거의 일정하고 있으며 2개층 지반에서 하부층의 영향을 무시할 수 있는 한계 상부층 두께(H_{crit})는 $1.0B\sim 2.0B$ 로 결정할 수 있다. 그러나, 상부층이 $D_r=73\%$ 인 경우에는 상부층의 두께 증가에 대하여 $q_{u(\alpha)}/q_{u(\alpha=0)}$ 가 증가하지만 $H=1.5\sim 4.0B$ 에서는 $D_r=73\%$ 인 균질지반에 대한 $q_{u(\alpha)}/q_{u(\alpha=0)}$ 보다 큰 값을 나타내고 있다. 이는 상재응력에 의하여 발생하는 상부층의 침하와 주변지반의 상재하중 증가에 따른 하부층 느슨한 지반의 맞물림이 증가



(a) 지지력($q_{(\alpha)}$) - H/B의 관계



(b) 지지력 비($q_{(\alpha)}/q_{(\alpha=0)}$) - H/B의 관계

그림 10. 2개층 비균질지반에서 각 침하량 비(δ/B)에 대한 지지력 ($q_{(\alpha)}$) 및 지지력 비($q_{(\alpha)}/q_{(\alpha=0)}$) - H/B의 관계 (상부층이 조밀한 경우)

하기 때문으로 사료되며, 상부층 두께가 증가함에 따라 상재응력에 의하여 지반의 다이러턴시(dilatancy)에 의한 부피팽창으로 인하여 $D_r=73\%$ 인 균질지반에 대한 $q_{u(\alpha)}/q_{u(\alpha=0)}$ 값에 접근하는 것으로 사료된다. 2개층 지반 (상부층 $D_r=73\%$ 인 경우)에서 각 침하량 비(δ/B)에 대한 $q_{(\alpha)}$ - H/B 관계의 결과를 도시한 그림 10-(a)에서와 같이, $\delta/B=0.0\sim 0.05$ 에서의 상부층 두께에 따른 $q_{(\alpha)}$ 값은 증가한 후 일정한 양상을 보이며, 2개층 지반에서 하부층의 영향을 무시할 수 있는 한계 상부층 두께(H_{crit})는 상부층 $D_r=50\%$ 인 경우와 거의 동일하게 $2.0B$ 로 결정할 수 있다. $\delta/B=0.05$ 이상의 침하를 발생시키는 상재응력에서는 앞서 설명한 맞물림과 다이러턴시에 의한 지지력의 증가와 감소를 보이고 있다. 따라서, 이에 대한 보다 명확한 규명을 위하여 경계면에서의 파괴형상의 변화에 대하여 연구할 필요가 있을 것으로 사료된다. 그림 10-(a)의 결과에 대하여 지지력($q_{(\alpha)}$)을 $D_r=50\%$ 인 균질지반의 지지력($q_{(\alpha=0)}$)으로 정규화한 결과를 도시하면 그림 10-(b)와 같다. 그림에서와 같이, $\delta/B=0.0$

1~0.10에서의 $q(\alpha)/q(\alpha=0) - H/B$ 관계는 $H=3.0B$ 까지는 거의 동일한 거동을 보이고 $H=3.0B$ 이상에서는 $q(\alpha)/q(\alpha=0)$ 값이 δ/B 의 증가에 대하여 감소하고 있으며, 이를 회귀분석을 통한 실험식으로 제시하면 다음과 같고, 결정계수(R^2)는 0.98로 결정되었다.

$0.0 < \delta/B \leq 0.10$ 과 $0.0 \leq H/B \leq 3.0$ 에 대하여:

$$\frac{q(\alpha)}{q(\alpha=0)} = \frac{6.07}{1 + 4.63e^{-2H/B}} \quad (3)$$

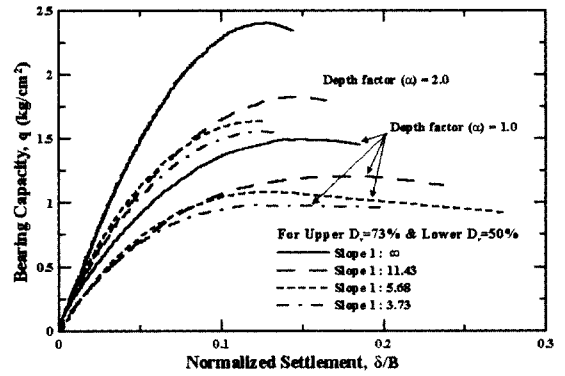
4.2.2 경계면이 경사진 경우

2개층 비균질지반에서 경계면이 경사져 있는 경우의 얽은기초의 지지거동 특성을 파악하기 위하여 3가지 경우의 경계면 경사(θ)와 2가지 경우의 상부층 두께에 대하여 모형실험을 수행하고 결과를 분석하였다.

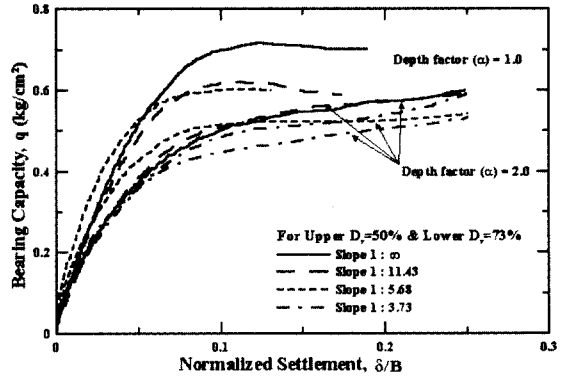
그림 11는 경계면의 경사와 상부층 두께에 따른 지지력 - 침하 관계를 각 상부층 상대밀도에 대한 실험결과를 도시한 것이다. 그림에서와 같이, 경계면이 경사를 갖는 2개층 지반의 지지력 - 침하 곡선은 상부층의 상대밀도가 조밀한 경우에서 상부층의 두께가 증가할수록 경계면이 수평인 경우보다 완만한 형태로 나타나고 있는 반면에 상부층의 상대밀도가 50%인 경우에는 거의 유사한 거동양상을 보이며 극한지지력만 작아지는 것을 알 수 있다. 그리고, 상부층 $D_r=50\%$ 인 경우에서 경계면이 경사를 갖는 2개층 지반의 지지력 - 침하 곡선은 경사도에 관계없이 거의 $\delta/B=0.08$ 까지는 거의 유사한 거동을 보이고 있다. 특히, 상부층의 두께가 $2.0B$ 이고 상부층 $D_r=50\%$ 인 경우에는 경계면이 경사를 갖는 지반과 수평인 지반의 지지력 - 침하 곡선은 거의 유사하며 극한지지력의 차이도 크지 않음을 알 수 있다. 따라서, 상부층의 상대밀도가 느슨할수록 그리고 상부층의 두께가 클수록 2개층 지반에서 극한지지력에 대한 경계면 경사의 영향은 크지 않은 것으로 나타났다. 경계면의 경사가 증가함에 따른 극한침하량의 변화는 경계면이 수평인 경우를 기준으로 $0.82 \sim 1.2$ (상부층 $D_r=73\%$ 인 경우) 그리고 $0.9 \sim 1.07$ (상부층 $D_r=50\%$ 인 경우) 정도로 나타났다.

그림 12는 경계면의 경사와 상부층 두께에 따른 극한 지지력 비($q_{u(\theta)}/q_{u(\theta=0)}$) - 경사(θ) 관계를 각 상부층 상대밀도에 대한 실험결과로 도시한 것이다. 극한지지력 비는 경계면이 수평인 경우의 극한지지력($q_{u(\theta=0)}$)을 기준으로 각 경계면 경사에 대한 극한지지력($q_{u(\theta)}$)의 비로 나타내었다. 그림에서와 같이, 경계면 경사의 증가에

대하여 $q_{u(\theta)}/q_{u(\theta=0)}$ 값은 감소하여 나타나며, 상부층 $D_r=73\%$ 인 경우에는 $q_{u(\theta)}/q_{u(\theta=0)}$ 값의 감소성이 상부층의 두께에 큰 영향을 받지 않고 있으나 상부층 $D_r=50\%$ 인 경우에는 상부층의 두께에 따라 크게 다르게 나타났다. 그리고, 상부층 $D_r=50\%$ 인 경우에서 상부층의 두께가 2배 증가함에 따라 $\theta=15^\circ$ 에서 극한지지력이 약 24% 증가하였다. 본 실험결과에 근거하여 경계면 경사에 따른 극한지지력의 변화에 대한 실험식을 회귀



(a) 상부층이 조밀한 경우



(b) 상부층이 느슨한 경우

그림 11. 2개층 비균질지반에서 경계면 경사(θ)와 상부층 두께($H=\alpha B$)에 따른 $q - \delta/B$ 관계

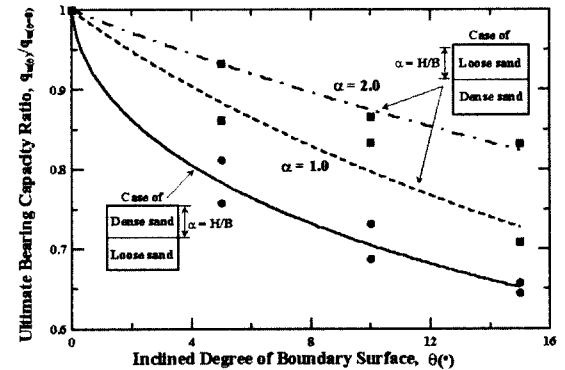


그림 12. 2개층 비균질지반에서 경계면 경사도(θ)에 따른 극한지지력 비($q_{u(\theta)}/q_{u(\theta=0)}$)의 변화

분석하여 제시하면 다음의 식들과 같다.

$$\text{상부층 } D_r=73\% \text{인 경우 : } \frac{q_{u(\theta)}}{q_{u(\theta=0)}} = \frac{1}{1 + 0.08 \theta^{0.665}} \quad (4)$$

상부층 $D_r=53\%$ 인 경우 :

$$\frac{q_{u(\theta)}}{q_{u(\theta=0)}} = \frac{1}{1 + 0.028 \theta^{0.958}} \quad \text{for } H/B=1.0 \quad (5)$$

$$\frac{q_{u(\theta)}}{q_{u(\theta=0)}} = \frac{1}{1 + 0.0094 \theta^{0.98}} \quad \text{for } H/B = 2.0 \quad (6)$$

5. 결론

본 연구에서는 얇은기초의 지지거동에 대한 영향을 미치는 다양한 인자들의 조건하에서 모형실험을 수행하고, 균질 사질토지반의 극한지지력에 대한 예측결과와 실험결과를 비교 검토하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 사질토지반의 지지력 계수(N_r)는 동일 상대밀도에 대하여 고전적인 결과와 같이 일정한 것이 아니라, 기초 폭의 증가에 대하여 감소하는 결과를 얻을 수 있었다. 기초의 크기와 구속압력을 고려하는 Ueno 방법의 결과가 기존의 내부마찰각에 대하여 동일한 지지력계수(N_r)를 적용하는 고전적인 방법들보다 높은 정확도를 나타내고 있으며, 실험결과의 65% ~ 120%의 예측을 할 수 있는 것으로 나타났다.
- (2) $\theta=0^\circ$ 인 2개층 지반에서 정방형기초의 지지력 - 침하 거동 양상은 상부층이 $D_r=73\%$ 인 경우 상부층의 두께가 1.0B 이상 그리고 상부층이 $D_r=50\%$ 인 경우 0.5B 이상에서는 상부층에 상당히 의존하고 있는 것으로 나타났다. 극한지지력에 대한 하부층 지반의 영향을 무시할 수 있는 한계 상부층 두께는 기초 폭의 2배로 결정되었다. 그러나, 73%의 상부층 상대밀도인 경우는 침하비(δ/B) 0.05이하에서만 이 결과가 유효하였다.
- (3) $\theta=0^\circ$ 인 2개층 지반에서, 상부층이 $D_r=73\%$ 인 경우, 상부층의 두께 증가에 대하여 극한지지력이 증가하지만 $H=1.5 \sim 4.0B$ 부근에서는 $D_r=73\%$ 인 균질지반의 극한지지력보다 큰 값을 나타내고 있다. 이는 상부층 두께가 증가함에 따라 상부층의 침하와 주변지반의 상재하중 증가에 따른 하부층 느슨한 지반의 맞물림 증가와 지반의 다이러턴시에 의한 체적팽창에 기인하는 것으로 사료된다.

- (4) 경계면이 경사진 2개층 지반에서 상부층의 상대밀도가 느슨할수록 그리고 상부층의 두께가 클수록 극한지지력에 대한 경계면 경사의 영향은 크지 않은 것으로 나타났다. 경계면의 경사가 증가함에 따른 극한침하량의 변화는 경계면이 수평인 경우를 기준으로 0.82 ~ 1.2(상부층 $D_r=73\%$ 인 경우) 그리고 0.9 ~ 1.07(상부층 $D_r=50\%$ 인 경우) 정도로 나타났다.
- (5) 모형실험결과들에 근거하여, 균질지반에서의 정규화한 기초의 거동과 2개층 지반에서의 경계면 경사에 따른 극한지지력을 추정할 수 있는 실험식을 회귀분석을 통하여 제안하였다.

참고 문헌

1. 김병탁 (2000), "비균질 사질토 지반에서 말뚝의 수평거동 연구", 박사학위논문, 경북대학교.
2. 이종현 (2001), "비균질 사질토 지반에서 얇은기초의 거동 연구", 석사학위논문, 경북대학교.
3. de Beer, E.E. (1965), "Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand", Proc., Symp. on Bearing capacity and settlements fo Found., Duke University, Durham, N.C., pp.15-33.
4. Maeda, K. and Miura, K. (1999), "Confining stress dependency of mechanical properties of sands", Soils and Found., Tokyo, 39(1), pp.53-67.
5. Meyerhof, G.G. (1950), "The bearing capacity of sand", PhD thesis, University of Lodon, London.
6. Meyerhof, G.G. (1963), "Some recent research on the bearing capacity of foundations", Canadian Geotechnical Journal, 1(1), pp.16-26.
7. Muhs, E. (1965), "Discussion", Proc., 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., University of Toronto Press, Toronto, 3, pp. 419-440.
8. Perkins, S.W. and Madson, C.R. (2000), "Bearing capacity of shallow foundations on sand: A relative density approach", J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engrg., ASCE, 126(6), pp. 521-530.
9. Peterson, R.W. (1988), "Laboratory investigation of the penetration resistance of fine cohesionless materials", Proc. of 1st Int. Symp. on Penetration Testing, Orlando, pp.895-901.
10. Shiraishi, S. (1990), "Variation in bearing capacity factors of dense sand assessed by model loading tests", Soils and Found., Tokyo, 30(1), pp.17-26.
11. Terzaghi, K.(1943), Theoretical soil mechanical, Wiley, New York.
12. Ueno, K., Miura, K., Kusakabe, O. and Nishimura, M. (2001), "Reappraisal of size effect of bearing capacity from plastic solution", J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engrg., ASCE, 127(3), pp.275-281.
13. Vesic, A.S. (1973), "Analysis of ultimate loads of shallow foundations", J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 99(1), pp.45-73.

(접수일자 2001. 5. 4)