

점토층 위 모래지반의 지지력비에 따른 얇은 기초의 지지력 거동

Behavior of Bearing Capacity for Shallow Foundation on a Sand overlying Clay Depending on Bearing Capacity Ratio

정민형¹⁾ 신효희²⁾ 이송^{3)*}
Jung, Min Hyung Shin, Hyo Hee Lee, Song

Abstract

When a structure which has relatively low load constructs on soft clay, the bearing capacity of the ground will be improved by sand overlying clay. In this condition, verifying the bearing capacity is difficult from the P.B.T etcetera in the in-situ. So, it is needed to estimate precise bearing capacity in the design process.

In this study, 2-dimensional chamber tests and FEM analyses are conducted to evaluate behavior of bearing capacity for shallow foundations on a sand overlying clay. Because depth ratio H/B and bearing capacity ratio q_c/q_s are selected as main factors, height of a sand, undrained shear strength of a clay and width of a loading are designated as variables. Results from chamber tests are very similar with those of FEM analyses. And it shows that punching shear mechanism is more suitable than the equation of Okamura et al.(1998). To make continual application of load spread mechanism, the equivalent load spread angle is proposed for H/B and q_c/q_s . Also, the linear regression equation of critical depth ratio H_f is suggested for q_c/q_s .

Keywords : Bearing capacity, Depth ratio, Bearing capacity ratio, Equivalent load spread angle, Critical depth ratio

1. 서론

연약점토층이 상대적으로 공학적인 면에서 덜 취약하거나 또는 상부하중이 상대적으로 크지 않게 되면, 얇은 기초의 시공은 타 공법에 비해 공기소요와 시공성에 있어서 우수성을 지니고 있다. 구조물의 안정성을 위한 연약 점성토의 지내력 확보를 위한 고전적인 방법으로 점성토 상부를 일부 조립토로 치환하는 방법이 배수공법 등에 비하여 시공성과 경제성을 띄고 있어, 현재도 암거, 옹벽, 관거 등 상대적으로 상부구조물 하중이 크지 않은 기초의 시공에 있어서 그 적용성이 높은 상황이다.

또한 준설매립지반 등의 장비주행성 확보를 위한 표층 개량의 경우에 있어서도, 점토층 상부에 보강재를 얹고 그 위에 지지력을 발휘해주는 복토층을 두어 지반 지지력을 증대시키고 있다.(양기석, 2009)

그러나, 이와 같은 점성토 지반위에 모래층이 존재하는 지반에 대한 얇은 기초 지지력 산정방법으로, 국내 상항

을 살펴보면 구조물 기초설계기준 해설(한국지반공학회, 2009)에서는 자세한 규정이 없이 하중확산각을 일정히 하여 해석하는 고전의 하중확산이론만을 매우 간략히 나타내고 있으며, 보강재 포설과 복토가 시행된 지반의 지지력해석에 널리 사용되고 있는 Yamanouchi(1985)식 역시 고전적인 2:1 분포법을 이용하고 있는 등, 고정된 하중각을 가진 하중확산이론에 근거한 지지력 산정이 주로 이루어지고 있다.

이와 같은 이층지반을 시공한 후 지지력 검증을 위한 평판재하실험은 이질층 조건의 경우 평판 규격의 한계로 실제 구조물과의 응력구분 차이가 발생하여 다층지반 여건에서는 평판재하실험을 통한 지지력 확인에 어려움이 뒤따른다. 따라서, 이와 같은 지반에서는 설계과정에 있어서 보다 정밀한 지지력 해석이 뒷받침 되어야만 한다.

또한, 상부치환이나 복토층 시공 후 구조물의 폭이나 장비의 폭이 상대적으로 좁은 경우, 비록 이질층이기는 하지만 연약 점토층을 배제하고 상부 지지층이 하중을 모두 받

1) 정회원, 서울시립대학교 토목공학과 박사과정
2) 정회원, 대림대학 토목환경과 전임강사
3) 정회원, 서울시립대학교 토목공학과 교수

* Corresponding author : scugeo@uos.ac.kr 02-2210-2272

• 본 논문에 대한 토의를 2011년 2월 28일까지 학회로 보내주시면 2011년 3월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

아출 수 있는 깊이인 한계깊이를 파악한다면, 이질층 해석에 대한 설계단계에서의 반영여부를 판단할 수 있다.

본 연구는 실내토조실험을 통하여 점토층 위 모래지반을 조성하여 점토층 위 모래층이 보강된 지반의 얇은 기초 지지력 실험을 수행하였다. 기초의 폭과 점토층의 강도를 달리하여 두 층의 자체적인 지지력비 q_c/q_s 와 모래층의 두께를 주요 변수로 선정하였다. 또한 실험의 검증을 위해 FEM 해석을 실시하였다.

이러한 실험 및 해석결과를 통하여 기존의 점토층 위 모래층이 존재하는 지반의 이론식과 비교분석을 수행하여 적합한 이론식을 검증하였다. 그리고, Yamanouchi (1985)식 등의 하중확산 메커니즘을 이용한 이론식의 적용성 확대를 위해 실내실험을 바탕으로 지지력비 q_c/q_s 에 따른 등가하중확산각을 제시하였고 역시 지지력비 q_c/q_s 에 따른 한계깊이를 고찰하였다.

2. 이론적 배경

점성토층 위에 모래지반이 위치한 경우의 얇은기초 지지력해석은 한계평형해석법, 강도정수평균법, 운동학적 이론을 이용한 상한해석 방법 등의 연구가 이루어져 왔다. 그러나 비교적 상세한 지지력을 구할 수 있는 상한해석법은 그 지지력계산이 상황에 따라 용이하게 구하기 어렵기 때문에, 이중 현재 설계실무에서는 비교적 정확한 지지력을 예측하면서 가장 손쉽게 대상지반의 지지력을 구할 수 있는 한계평형해석법이 주로 사용되고 있다.

한계평형해석법은 두 가지 모델로 나뉘는데 첫 번째는 앞서 밝힌 바와 같이 국내 설계에 주로 사용되고 있는 하중확산메커니즘 이론이 있고, 다른 하나는 Hanna and Meyerhof(1980) 등의 관입전단메커니즘이 있다.

2.1 하중확산 메커니즘

Fig. 1과 같이 하중확산모델에서는 사질토층이 작용하는 기초하중을 하부로 전달시키고 기초의 파괴는 하부의 연약점토지반에서 발생하는 것으로 가정하였다. 사질토층 내의 하중확산 메커니즘은 기초하중과 관련된 연직응력이 α 각 만큼 경사진 선 내부의 영역에 제한된다고 가정되고, 이에 의해 기초로부터의 하중은 사질토층의 바닥, 즉 점토층 상부에 하중 작용면적이 $B + 2H \tan \alpha$ 만큼 확대되어 균등하게 분산된다.

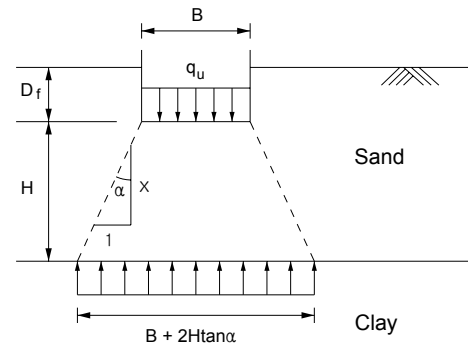


Fig. 1 Load spreading model

이와 같은 하중확산각 α 를 이용하여 $\phi = 0$ 의 상태인 점토위 모래층에 놓인 연속기초에 대한 극한지지력 q_u 를 다음 식과 같이 유도할 수 있다. 이는 모래층 자체의 지지력인 q_s 를 넘지 않아야 한다.

$$q_u = c_u N_c \left(1 + 2 \frac{H}{B} \tan \alpha \right) \leq q_s \quad (1)$$

여기서, q_s 는 모래층 자체만의 극한 지지력, B 는 기초의 폭, H 는 모래층의 두께, α 는 하중확산각, c_u 는 점토층의 비배수전단강도, N_c 는 점토층 비배수 재하에 대한 지지력계수이다.

하중확산메커니즘의 극한지지력을 결정하는 중요한 사항으로 하중확산각 α 를 어떻게 결정하느냐에 따라 지지력에 큰 영향을 미치고 있다. 그러나, 그 값의 산정은 여러 연구자마다 각기 다른 제안을 하고 있어 현재까지도 그 값 선택이 불분명한 상황이다.

Jacobsen, et al.(1977)은 점토와 사질토층 각각의 지지력 비율에 의해 하중확산각이 달라진다는 제안을 하였다. Jacobsen, et al.은 Fig. 1에서 $x = 2/\beta$ 를 제안하였고 하중확산각은 $\alpha = \tan^{-1}(\beta/2)$ 이 되며, β 는 다음 식 (2)로 제안되었다.

$$\beta = 0.1125 + 0.0344 \frac{q_s}{q_c} \quad (2)$$

Yamaguchi(1963)는 하중확산 메커니즘에 있어서 여타의 방법과는 달리 극한지지력이 점토층에 확산된 하중만이 아니라 기존의 하중확산메커니즘에 Fig. 2와 같이 모래지반에서의 상향마찰력을 고려하여 지지력에 포함하여

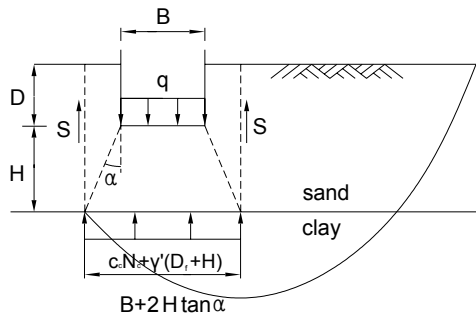


Fig. 2 Load spreading model proposed by Yamaguchi(1963) ($\alpha=30^\circ$)

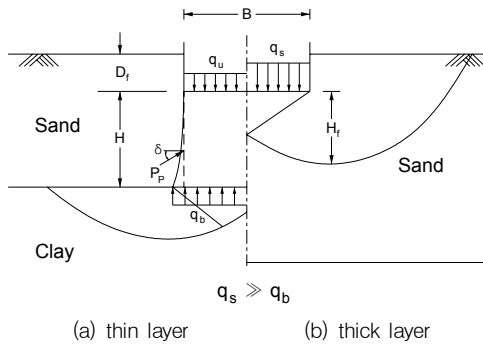


Fig. 3 Failure of soil below footing on sand layer above soft clay

식 (3)을 제시하였으나, 하중확산각을 30° 로 고정하였다.

$$q_u = c_u N_c \left(1 + \frac{2H}{B} \tan \alpha \right) + \gamma' D_f + \gamma' K_0 \tan \phi \frac{(H + D_f)^2}{B} \quad (3)$$

여기서, γ' 는 모래의 단위중량이고, K_0 는 정지토압계수이며, D_f 는 기초의 근입깊이이다.

Kenny & Andrawes(1997)의 연구에서는 실내실험을 통해 얻어진 하중확산각이 위와 같은 여러 연구자들의 하중확산각에 미치지 못하는 결과를 나타내었다. 더욱이 α 는 H/B 에 종속적인 결과를 보임으로써, 하중확산각을 일정하게 제시했던 기존 연구자들의 결과와 차이를 보였다. 이러한 연구결과를 고려해볼 때 현재까지도 하중확산 이론에 대한 연구가 더욱 필요한 상황으로 판단된다.

2.2 관입전단 메커니즘

Meyerhof(1974)는 Fig. 3(a)와 같이 얇은 기초가 연약한 점성토 지층 위에 조밀하지만 그 층이 얇은 지반에 놓인 경우, 점토층으로 모래층이 파괴 들어갈 것이라는

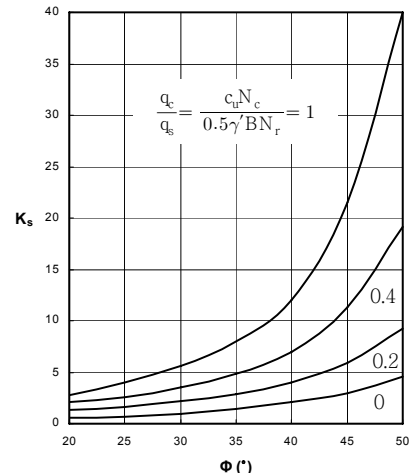


Fig. 4 Punching shear coefficient K_s (Hanna and Meyerhof, 1980)

가정에서 관입전단파괴 메커니즘을 제시하였다.

Fig. 3(a)와 같이 모래층의 극한 하중에서 대략적으로 각뿔대 모양을 갖고 전반전단파괴가 이루어지도록 점토층을 밀어내고, 모래의 내부마찰각 ϕ' 과 점토의 비배수 점착력 c_u 으로 인해 합성 파괴영역을 구축한다. 모래층의 파괴면에서의 힘은 기초 모서리로부터 수직면에 대해 상방향으로 평균적인 δ 각만큼 기울어서 수동토압 P_p 가 등가로 작용하는데, 실용적으로 이와 관련된 기초 모서리를 통하는 수직면에 대한 관입전단 저항은 계수 K_s 를 사용한다.

Hanna and Meyerhof(1980)는 이론적인 연구를 바탕으로 이와 같은 관입전단모델을 이용하는 데 있어서 K_s 의 값을 설계도표를 Fig. 4와 같이 제시하였고, 관입전단 메커니즘에 대한 식은 다음과 같다.

$$q_u = c_u N_c + \gamma' H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_s \frac{\tan \phi'}{B} + \gamma' D_f \quad (4)$$

2.3 Okamura의 파괴 메커니즘

Okamura et al.(1998)은 원심모형시험을 통해 기존에 제안되었던 지지력 방법을 검토하고 문제점을 보완하여 새로운 파괴 메커니즘을 제안하였고, 한계평형법에 근거한 새로운 지지력식을 제안하였다. 원심모형시험에서는 지지력을 결정하는 중요한 두 가지 요소, 즉 하중확산각 α 와 모래블록의 표면에 발생하는 전단저항에 초점을 두었다.

기초에 작용하는 하중은 하중확산각 α_c 로 점토의 표면

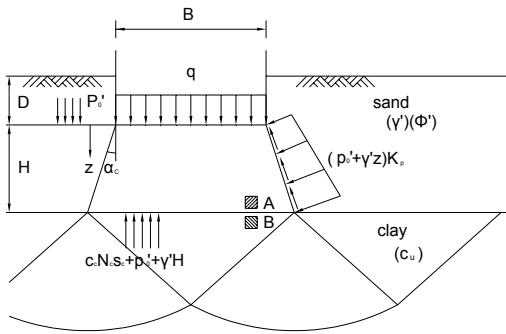


Fig. 5 Failure mechanism of Okamura et al.(1998)

에 전달되고 모래블록의 경계면에 작용하는 수동토압은 연직 유효응력의 K_p 배 만큼 작용하게 된다. 이와 같이 제안된 파괴 메커니즘으로부터 얻어진 연속기초에 대한 지지력식은 다음과 같다.

$$q_u = \left(1 + 2\frac{H}{B}\tan\alpha_c\right)(c_u N_c + p_0' + \gamma'H) + \frac{K_p \sin(\phi' - \alpha_c)}{\cos\phi' \cos\alpha_c} \times \frac{H}{B}(p_0' + \gamma'H) - \gamma' \left(1 + \frac{H}{B}\tan\alpha_c\right) \quad (5)$$

여기서, p_0' 는 유효상재하중이다. K_p 는 Rankine의 수동 토압계수로 Hanna and Meyerhof의 관입전단 토압계수 K_s 를 대체하여 제안한 값이며 모래블록의 하중전달면에 작용하는 수동토압을 좀 더 현실적으로 고려하기 위해 사용되었다. 하중확산각 α_c 는 모래의 내부마찰각 ϕ , 점토의 정규화된 평균수직응력 σ_m/c_u 의 함수로 그 값을 산정하는데, σ_m/c_u 는 정규화된 점토의 지지력 및 정규화된 근입깊이를 사용하는 등, Okamura의 식은 설계 실무에서 실용적으로 사용하기에 많은 고려요소를 필요로 한다.

3. 실내실험

점토층 위 모래지반에 위치한 얇은 기초의 지지력 분석을 위하여 연속기초 형태의 2차원 실내토조실험을 수행하였다.

3.1 실험 대상 시료

연약한 점토층을 구성할 실험 시료는 내부마찰각이 거

Table 1 Properties of samples

	Gs	LL (%)	PI (%)	#200 (%)	USCS
Clay	2.70	41.01	19.55	95.66	CL
Sand	2.65	N.P	N.P	4.00	SW

Table 2 Strength parameters of samples

	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)	wn (%)	γ_t (kN/m ³)
Sand	41.7	0.7	-	7.0	16.5
Clay 1	-	-	3.53	54.2	16.5
Clay 2	-	-	10.79	45.4	17.0
Clay 3	-	-	13.83	42.5	17.2

의 없이 비배수조건을 만족시킬 수 있는 부산 인근에서 채취한 점토를 선정하였고, 지지층 역할을 하기 위한 시료로는 점착력이 거의 없으며 내부마찰각 발현이 우수한 특성의 강모래를 선정하였다. Table 1은 실험에 사용된 시료의 물성값을 나타낸 것이다.

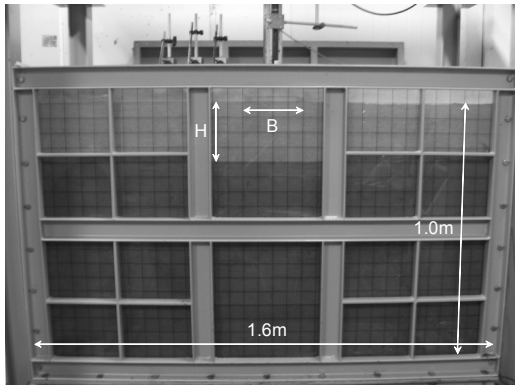
점토는 연구 목적상 서로 다른 비배수전단강도가 필요했기 때문에 함수비 조절을 통해 교란상태에 대한 세 가지 비배수전단강도의 점토 시료를 준비하였다. 점토의 비배수전단강도는 각 함수비에서 일축압축실험을 각각 3회 실시하여 그 평균값을 사용하였다.

지지층이 되는 모래층의 경우, 모래층의 단위중량을 높게 조성하게 되면 모래층 조성 과정에서 점토층에 영향이 크게 가해지게 되므로, 일반적인 모래의 단위중량보다는 다소 작으나, 예비실험을 통하여 점토층에 영향을 미치지 않고 모래층을 층다짐하여 형성할 수 있는 조건의 단위중량을 16.5kN/m³으로 결정하였다.

정해진 단위중량으로 모래 공시체를 제작하여 압밀비배수 삼축압축실험을 시행하였고, 모래의 강도정수는 Table 2와 같이 점착력은 거의 무시할 만한 수준이었다. 산정된 내부마찰각은 41.7°이나, 단위중량을 결정하기 위한 모래층만의 지반조성과정에서 예비의 지지력실험결과를 Meyerhof 지지력 계수로 역해석한 결과 내부마찰각이 42° 근처로 산정되어 본 연구의 모래층 자체의 내부마찰각을 42°로 결정하였다. 이는 다소 큰 내부마찰각이나, 본 연구와 같은 지반 조건에서 Meyerhof(1974)는 47°를, Kenny and Andrawes(1997)는 48.5°를 사용한 사례가 있다. 이들 강도정수는 Table 2에 나열되었으며, 이러한 값은 3.3절의 q_0/q_s 범위를 만족시켰다.

3.2 실험 방법 및 절차

실험 방법으로 비배수전단강도가 다른 세 가지 점토를



(a) Front shape and scale of chamber



(b) Upper shape of chamber

Fig. 6 Figures of chamber

토조에 조성한 후 각 점토층에 대해 결정된 단위중량으로 모래층을 폭과 높이를 달리해가며 조성한 후 지지력실험을 수행하였다. 토조 크기는 폭, 높이, 너비를 1.6m × 1.1m × 0.3m로서 조성된 지반의 높이는 1.0m가 되도록 하였다. 기초는 연속기초가 될 수 있도록 장변은 모두 토조의 너비 0.3m에 맞추었으며, 재하폭 B는 이론상 모래층의 지지력 범위가 예상되는 연구 범위에 포함될 수 있도록 0.1m, 0.2m, 0.3m의 세 가지의 강성기초 조건으로 결정하였다.

모든 실험은 근입깊이를 무시한 얇은 기초 조건으로 실시하였다. 침하계는 재하판 위에 설치하여 로드셀의 하중과 같이 데이터 로거를 통해 하중에 따른 침하 데이터를 얻었다.

B=0.1m의 경우에 대해서 모래층의 높이 H는 지지력이 수렴되는 H/B까지 지지력 실험을 수행하였다. B=0.2m의 경우는 점토층의 영향권의 범위가 벗어나는 우려를 방지하기 위해 H/B=2.0까지 실험을 수행하였으며, B=0.3m의 경우는 토조 측면의 영향이 발생할 수 있

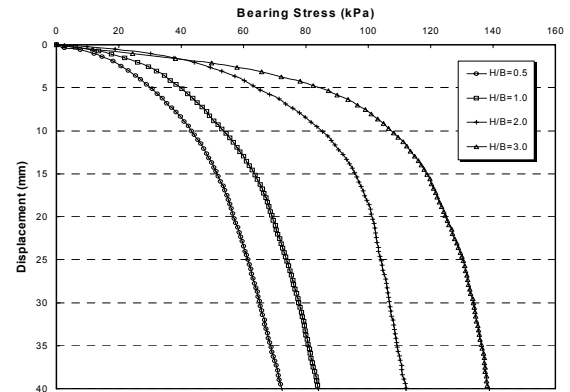


Fig. 7 Stress-Strain curves of tests
(B=0.2m, $c_u=10.79\text{kPa}$)

으므로, H/B=0.5인 상태에 대해서만 실험을 수행하였다. 실험방식은 응력-변형곡선에 있어서 보다 세밀한 데이터를 얻기 위해 변형제어로 결정하였으며, 재하속도는 0.005B/min의 속도로 수행되었다.

3.3 실험 결과

2차원 토조실험에서 B=0.2m이고 $c_u=10.79\text{kPa}$ 인 경우에 대한 의한 응력-침하곡선을 Fig. 7에 나타내었다. 곡선의 형태는 역시 모래층의 깊이가 깊을수록, 즉 H/B가 클수록 응력-침하곡선은 오른쪽에 위치하였다.

극한지지력 결정에 있어서 명확한 지지력의 최대점이 나타나지 않을 경우의 극한지지력 결정방법으로 국내의 구조물기초설계기준(2009)에서는 항복지지력 결정방법을 통해 항복지지력을 결정하고 그 값의 1.5배를 극한지지력으로 하거나, 또는 재하 폭의 10%, 즉 0.1B 침하일 때의 응력을 극한지지력으로 결정하고 있다. 그러나, 항복지지력을 통한 극한지지력 산정은 허용지지력과 관련한 안전율의 비율에 근거하고 있으므로 응력-침하곡선에서 직접 극한지지력을 구하는 것이 합리적이라고 판단된다. 또한 본 실험결과 극한지지력 지점이 0.1B~0.2B 사이에 분포하고 있어 0.1B의 침하량에 대한 지지력을 극한지지력으로 일반화시키기에 다소 무리가 있다.

Vesic(1973)은 응력-침하 곡선의 기울기가 0이 되거나 일정하게 되는 경우를 극한지지력이 된다 하였으며, 또한 Brand et al.(1972)의 연약지반에 대한 현장실험결과 분석에서도 하중-침하곡선의 직선부 시점을 극한지지력으로 선택하였다. 이는 Fig. 7과 같이 본 연구의 응력-침하곡선이 극한 지지력에 해당되는 0.1B~0.2B의 침하

Table 3 Results of bearing capacities of tests

c_u (kPa)	B(m)	q_c/q_s	H/B	q_u (kPa)
3.53	0.1	0.161	0.5	20.9
			1.0	28.7
			2.0	44.2
			3.0	69.2
			4.0	98.2
			4.5	107.6
			5.0	116.7
	0.2	0.081	0.25	16.2
			0.5	22.2
			0.75	26.8
			1.0	30.3
			1.5	40.5
			2.0	65.0
			0.3	0.054
10.79	0.1	0.492	0.5	54.5
			1.0	67.1
			2.0	100.6
			3.0	119.7
	0.2	0.246	0.25	51.6
			0.5	59.1
			0.75	68.3
			1.0	80.6
			1.5	97.9
			2.0	120.5
0.3	0.164	0.5	63.6	
13.83	0.1	0.631	0.5	67.8
			1.0	83.4
			1.5	99.8
			2.0	115.1
	0.2	0.315	0.5	74.1
			1.0	98.9
			1.5	124.6
			2.0	149.9
	0.3	0.210	0.5	80.4

지점에서 직선부 시점이 발생한 바, 직선부 시점을 극한 지지력으로 결정하였다.

Table 3은 이와 같은 방법으로 본 토조실험의 극한지지력을 결정한 것으로, 각 조건에 따라 q_c/q_s 를 구하여 깊이 비 H/B에 대하여 나타낸 것이다. 여기서, 점성토 자체만의 지지력을 q_c , 모래 자체만의 지지력은 q_s 로써, $\phi = 0$ 와 $c=0$ 의 조건으로부터 극한지지력 이론식을 통해 구하였다.

4. FEM 해석

실내토조실험의 검증을 실시하기 위해 FEM 해석을 수

Table 4 Input parameters of FEM analysis

Soil		E (kPa)	ν	c (kPa)	φ (°)	ϕ (°)	k (m/day)
Clay	3.53kPa	200	0.30	3.53	0	0	1×10^{-4}
	10.79kPa	700	0.30	10.79	0	0	1×10^{-4}
	13.83kPa	1000	0.30	13.83	0	0	1×10^{-4}
Sand		2×10^4	0.25	10-3	42	12.5	1×100

행하였다. 또한 FEM 해석은 토조실험 조건의 제약이 있었던 B=0.2m와 B=0.3m에 대해서 지지력이 수렴되는 조건의 H/B까지 해석을 실시하였다.

4.1 해석방법 및 입력 데이터

FEM 해석에서도 실내실험조건과 같이 2차원 평면변형 조건으로 해석을 진행하였다. 해석에 사용된 프로그램은 설계 실무에서 2차원 지반공학 유한요소 해석에 자주 사용되는 PLAXIS^{2D} 8.2 version을 이용하였다.

해석 수행에 필요한 물성값을 다음의 Table 4에 정리하였다. 물성값은 실측값을 바탕으로 하되, 탄성계수와 프아송비 등은 대표적인 값을 이용하였다. Table 4에 빠진 단위중량의 경우 Table 2의 값을 그대로 적용하였다. 모래 점착력의 경우 프로그램 자체의 오류발생을 방지하기 위해 이론적으로 점착력을 무시할 수 있는 수준의 값으로 결정하였고, 내부마찰각 역시 모래 단일의 재하실험 결과와의 비교를 통해 42°로 결정하였다. 모래의 부피팽창각 ψ 는 널리 이용되고 있는 식 (6)을 채용하였다. 보통 석영질 모래의 한계상태의 내부마찰각 ϕ'_c 은 32°로 알려져 있어(Burd & Frydman, 1997) 12.5°의 부피팽창각을 적용하였다.

$$0.8\psi = \phi'_p - \phi'_c \quad (6)$$

여기서, ψ 는 부피 팽창각 (°)이고, ϕ'_p 는 최대 내부마찰각, ϕ'_c 는 한계상태의 내부마찰각이다.

FEM 해석은 실내실험 조건을 바탕으로 진행하였고, 앞서 밝힌 바와 같이 B=0.2m와 B=0.3m의 경우는 모래층의 지지력에 도달할 때까지의 H/B까지 해석을 수행하였다. 적용된 요소망의 크기는 Fig. 8과 같이 모든 재하 폭에 대하여 높이는 10B를, 수평방향은 대칭을 이용하여 전체의 반을 이용한 후 20B를 적용하였다. 이는 실내실험과 같은 지지력비 q_c/q_s 를 유지하면서도 토조크기에 대

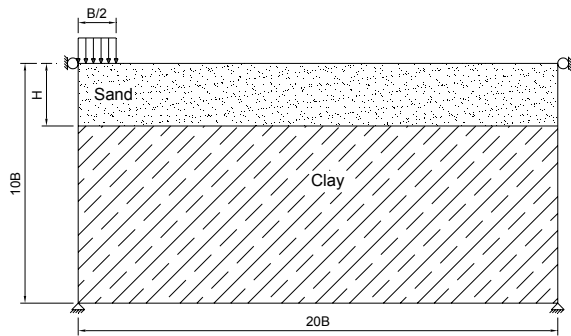


Fig. 8 Schematic of FEM analysis

한 영향을 최대한 배제하여 실내실험의 유효성을 살펴보기 위한 것이다.

본 연구에 적용된 구설모델은 여타 이질층 지지력에 대한 FDM이나 FEM 해석에 주로 적용된 Mohr-Coulomb 파괴모델을 적용하였다. 하중재하방식은 해석 단계마다 일정하중을 가하는 일종의 하중제어방식을 선정할 수 있었으나, 예비해석결과 하중증분에 따라 해석결과에 차이가 비교적 크게 발생하여 실내실험 조건과 마찬가지로 일정한 변형을 지반에 가하여 그 힘을 얻는 방식의 변형제어 하중재하 방법을 선택하였다. 변형은 0.4B까지 수행하였으며, 자연스럽게 실내실험과 마찬가지로 강성기초의 조건이 되었고, 바닥면이 거친 기초로서 해석이 되었다. 또한, 단계하중보다 많은 데이터 포인트는 보다 정확한 응력-침하 관계를 얻을 수 있게 하였다.

4.2 해석 결과

Fig. 9는 B=0.1m, $c_u=10.79\text{kPa}$ 조건에서 H/B에 따른 응력-침하곡선을 도시한 것으로, 같은 조건의 토조실험에 대한 응력-침하곡선도 도시하였다.

응력-침하 곡선은 비교적 비슷한 형태의 모습을 나타내었지만, FEM 해석의 경우 극한지지력지점인 직선의 시점부가 실내실험에 비해 약간 불분명하게 나타났으며, 곡선의 형태도 실제 점토 및 모래의 비선형성에 의하여 상대적으로 FEM 해석의 초기 침하가 비교적 크게 나타났다. 그러나 0.1B~0.2B 지점 사이에서 직선부를 선정하여 극한지지력을 비교하면, 실내실험 물성값 선정도 Mohr-Coulomb의 파괴이론이며, FEM 해석도 그대로 적용되었기 때문에 극한지지력에 있어서는 곡선의 형태보다도 비슷한 결과가 도출되었다.

단지 H/B=0.5인 경우에 있어서 극한지지력의 차이가

Table 5 Results of bearing capacities of FEM analysis

c_u (kPa)	B (m)	q_c/q_s	H/B	q_u (kPa)	
3.53	0.1	0.161	0.5	24.5	
			1.0	30.3	
			2.0	45.6	
			3.0	70.0	
			4.0	101.1	
			4.5	116.0	
	0.2	0.081	0.5	26.3	
			1.0	33.4	
			1.5	45.2	
			2.0	63.2	
			3.0	104.0	
			4.0	154.5	
	0.3	0.054	0.5	28.1	
			1.0	39.4	
			2.0	74.2	
			3.0	131.2	
			4.0	206.8	
			4.5	251.6	
10.79	0.1	0.492	0.5	69.0	
			1.0	76.9	
			2.0	106.4	
			3.0	112.5	
	0.2	0.246	0.5	67.3	
			1.0	80.7	
			1.5	102.4	
			2.0	121.0	
			3.0	171.8	
	0.3	0.164	0.5	71.9	
			1.0	93.0	
			2.0	138.7	
			3.0	217.3	
			4.0	310.1	
	13.83	0.1	0.631	0.5	88.2
				1.0	100.7
				1.5	113.2
				2.0	130.4
0.2		0.315	0.5	90.5	
			1.0	105.5	
			1.5	125.4	
			2.0	156.5	
			3.0	214.7	
0.3		0.210	0.5	91.5	
			1.0	111.3	
			2.0	175.4	
			3.0	253.6	
			3.5	297.2	
0.4			3.5	297.2	
			4.0	349.7	

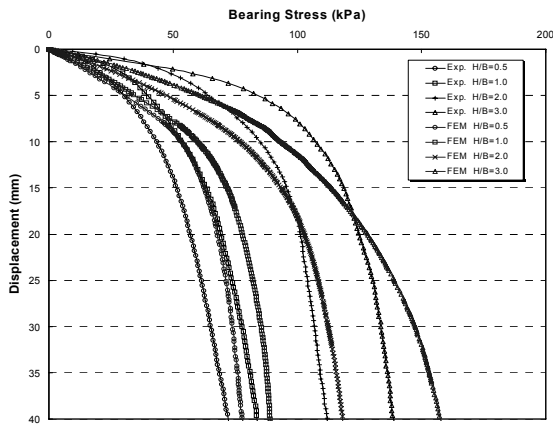


Fig. 9 Comparison with FEM analysis and test for strain-displacement ($B=0.1m$, $c_u=10.79kPa$)

Table 6 Regression equations of ultimate bearing capacity for H/B ($x=H/B$)

q_c/q_s	Experiment		FEM	
	Equation (kPa)	R^2	Equation (kPa)	R^2
0.054	-	-	$q_u=23.027e^{0.548x}$	0.995
0.081	$q_u=14.476e^{0.737x}$	0.984	$q_u=21.999e^{0.481x}$	0.989
0.161	$q_u=18.535e^{0.411x}$	0.988	$q_u=20.515e^{0.395x}$	0.998
0.164	-	-	$q_u=60.031e^{0.418x}$	0.998
0.210	-	-	$q_u=76.935e^{0.388x}$	0.996
0.246	$q_u=47.011e^{0.485x}$	0.990	$q_u=58.463e^{0.348x}$	0.993
0.315	$q_u=60.155e^{0.469x}$	0.990	$q_u=75.168e^{0.352x}$	0.997
0.492	$q_u=44.534e^{0.408x}$	1.000	$q_u=58.660e^{0.294x}$	0.992
0.631	$q_u=57.702e^{0.353x}$	0.993	$q_u=78.056e^{0.250x}$	0.999

비교적 크게 발생하였다. 본 연구의 점토는 국부전단파괴의 형태가 발생하는 연약점토로 판단이 되고, 모래층이 얇은 경우 실험은 국부전단파괴가 발생한 것으로 보인다. 그러나 FEM 해석에서는 모래층이 얇은 경우에서도 국부전단파괴의 효과가 발생되지 않았기 때문에 차이가 발생한 것으로 판단된다.

5. 결과분석

5.1 회귀분석식

실내토조실험과 FEM 해석의 결과인 Table 3과 Table 5의 결과를 통해 각 q_c/q_s 에 따라 H/B를 변수로 하는 회귀곡선식을 Table 6에 제시하였다. 비록 데이터의 수가 적은 경우도 있었지만, 결정계수가 모두 0.98 이상으로 회귀곡선의 도시가 적절히 산정되었다.

회귀식의 형태는 모래층의 상대적인 깊이가 깊어질수록 지지력의 증가 정도가 더 커지는 지수함수의 형태를 나타내었다. 이는 수식적으로 모래층 두께가 깊어짐에 따라 지지력이 선형적으로 증가하게 되는 일정 하중확산각의 하중확산이론과 분명한 차이를 나타내고 있는 결과라 할 수 있다.

5.2 이론식의 비교분석

Fig. 10은 실내토조실험의 결과를 각 조건별로 구분하여 H/B에 대하여 나타내었고, 여기에 FEM 해석결과와 곡선과 Yamaguchi(1963), Jacobsen et al.(1977), Hanna and Meyerhof(1980), Okamura et al.(1998)의 이론식에 각 실험조건으로써 얻어진 값으로 도시하였다.

먼저 실내실험과 FEM 해석의 결과를 살펴보면, 4.2절의 이유로 약간의 차이가 발생하였지만, 극한지지력 곡선의 형태가 거의 유사하게 거동하여, 실내실험 결과의 현실성이 높은 것으로 판단된다.

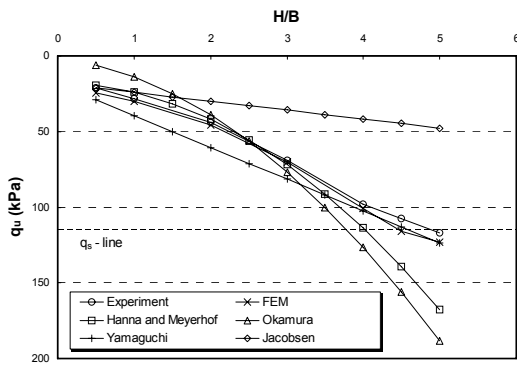
이론식과의 비교를 살펴보면, 일정한 하중확산각을 갖는 Yamaguchi식의 곡선은 실험 및 FEM 해석 곡선과 큰 차이를 보이고 있었으며, Jacobsen식의 곡선은 비록 하중확산각이 q_c/q_s 에 따라 달라지기는 하나, H/B에 대하여 선형적 증가를 보임으로써 이 역시 실험 및 FEM 해석과 큰 차이를 보였다. 이러한 결과를 통해, 하중확산각은 q_c/q_s 및 H/B에 영향을 받는 함수인 것으로 판단될 수 있다.

하중확산 메커니즘의 경우와 달리 관입전단 메커니즘인 Hanna and Meyerhof식의 경우 본 연구의 곡선 형태와 상당히 좋은 적합성을 보이고 있다. Okamura식 역시 곡선의 형태가 비교적 실험 및 FEM 해석과 유사한 모습을 보이고 있으나, Fig. 10(a) 및 Fig. 10(d)와 같이 점토의 비배수전단강도가 낮은 경우는 낮은 H/B에서 극한 지지력이 상당히 과소평가되는 모습을 보였다.

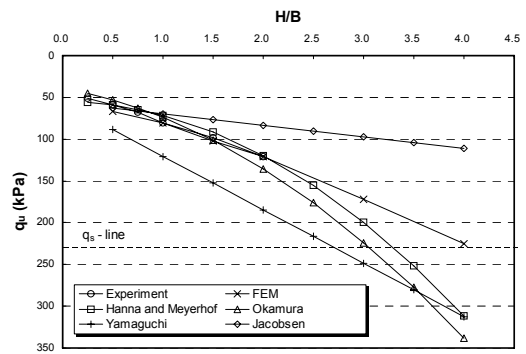
이는 Okamura et al.(1998)의 연구가 본 연구에 비해 큰 강도의 점토로 연구가 진행된 차이인 것으로 판단된다. 또한 H/B가 증가할수록 Hanna and Meyerhof식의 곡선에 비해 본 연구의 결과 곡선과 편차가 크게 발생하고 있었다. 이러한 결과는 본 연구가 관입전단 메커니즘에 보다 유사성이 있음을 나타내고 있다.

5.3 등가하중확산각

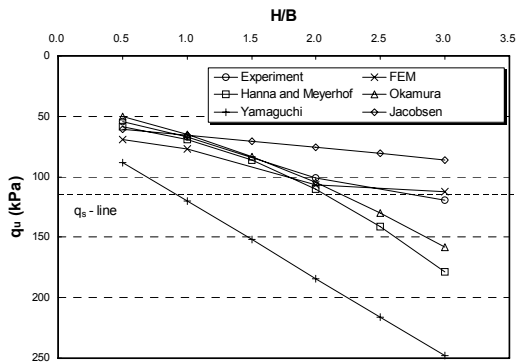
본 연구를 통하여 점토위 모래층이 존재하는 지반의 지



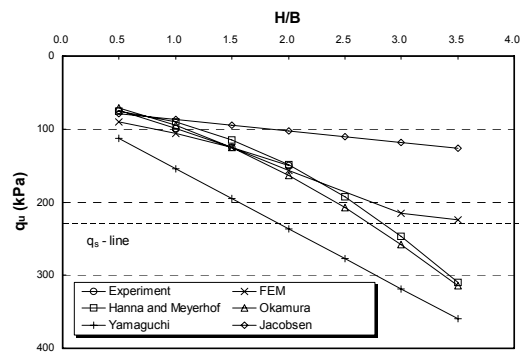
(a) $B=0.1m, c_u=3.53kPa$



(e) $B=0.2m, c_u=10.79kPa$

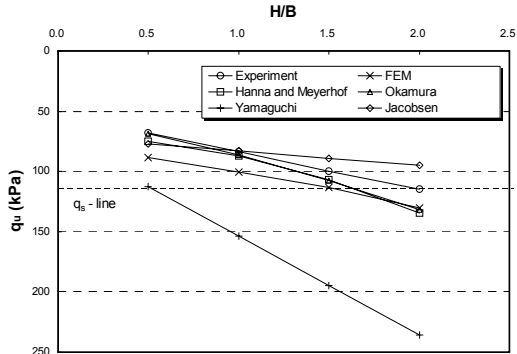


(b) $B=0.1m, c_u=10.79kPa$

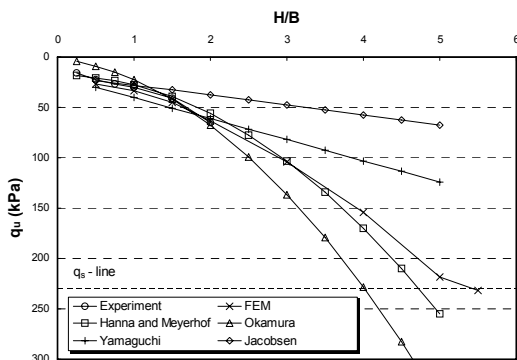


(f) $B=0.2m, c_u=13.83kPa$

Fig. 10 Comparison with each theoretical value



(c) $B=0.1m, c_u=13.83kPa$



(d) $B=0.2m, c_u=3.53kPa$

지력 결정에 있어서 일정한 하중확산각을 갖는 하중확산 메커니즘의 적용은 그 적합성이 크게 떨어지는 결과를 보이고 있다. 그러나, 하중확산메커니즘은 설계실무에서 가장 손쉽게 이질층의 지지력을 검토해볼 수 있는 방법이며, 현재 설계실무에서 보강재와 복토가 실시된 준설매립 지반의 지지력해석에 가장 널리 쓰이는 Yamanouchi (1985)식 역시 하중확산각이 26.57° 인 2:1 분포법을 이용하고 있다.

따라서, 본 연구에서는 토조실험결과를 통하여 등가하중 확산각 α_e 를 제안하고자 한다. 앞서 언급된 것처럼, 하중 확산각은 지지력비 q_c/q_s 및 깊이비 H/B 에 의존적이므로, 실내실험결과의 역산을 통해 이를 변수로 하는 등가하중 확산각 그래프를 Fig. 11에 나타내었다. 각각의 경향은 결정 계수 0.9 이상의 회귀식에 대한 적합성을 나타내고 있다.

Yamanouchi(1985)식의 적용에 있어서도 각 조건에 대하여 등가하중확산각을 결정하고, 해당 식에서 응력확산 범위에 대한 부분을 결정된 하중확산각에 맞게 수정하면 보다 합리적인 보강재와 복토가 수행된 지반의 지지력을 결정할 수 있을 것으로 판단된다.

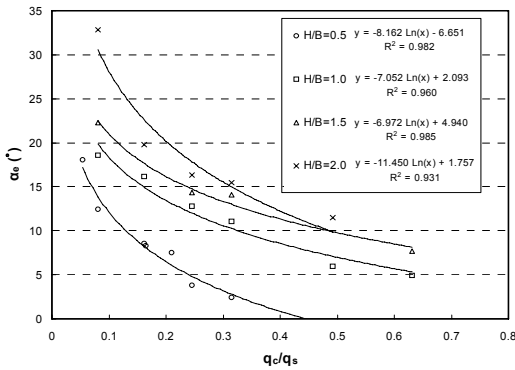


Fig. 11 Equivalent load spread angle α for q_c/q_s

본 연구에서는 FEM 해석도 수행된 바, FEM 해석에 의한 등가하중확산각 그래프 역시 나타낼 수 있었으나, H/B=0.5에 있어서 FEM 해석이 국부전단에 대한 효과를 나타내지 못하는 결과로 이를 제외시켰다. 결과적으로, Fig. 11의 제안각은 H/B=0.5의 경우에 있어서는 점토자체가 국부전단과괴 형태를 보일 때 그 적용성이 있다고 할 수 있다.

5.4 한계깊이비

한계깊이비 H_f 는 점토층 위 모래층이 존재하는 지반에서 지지력에 있어서의 이층지반 특징이 어느 심도까지인지를 나타내면서, 모래층의 두께가 이질층 해석이 필요한 깊이인지 아닌지를 알려주는 지표로 볼 수 있다. 그러나, Fig. 10에서 볼 수 있듯이 각 이론식은 서로 다른 한계깊이비를 갖는다.

따라서, 본 연구에서는 Table 6의 회귀식을 통하여 모래자체의 극한지지력 q_s 와 비교하여 한계깊이비 H_f 에 도달하는 깊이비를 산정하였다. 실내실험은 B=0.2m에 대해서도 회귀식이 산정되었지만, 모래의 극한지지력이 도출되는 지점까지 실험이 수행되지 않았으므로 한계깊이비 산정에서 제외시키고, B=0.1m에 대해서만 분석을 실시하여 H_f 를 구하였다.

FEM 해석의 경우, 실내토조실험에 의한 회귀식과 유사한 형태를 나타내고 있어 실내토조실험과 FEM 해석을 통합하여 Fig. 12에 도시하였다. 그리고 이를 통해 q_c/q_s 에 대하여 선형의 H/B의 무차원 단위의 H_f 의 회귀식을 제안하였다.

한계깊이비 H_f 는 q_c/q_s 가 증가함에 따라 한계깊이가 발생하는 H/B가 줄어드는 모습이 나타난다. 이는 점토층의

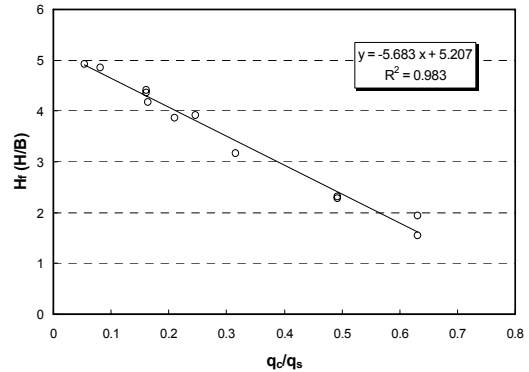


Fig. 12 Critical depth H_f for q_c/q_s

전단강도가 증가하거나, 모래의 내부마찰각의 감소 또는 하중 폭이 감소할수록 이질층 조건이 아닌 모래층만의 성질을 나타내는 모래층의 두께가 얇게 된다는 것을 나타낸다. 이는 표층처리에 있어서, 장비 접지폭이 얇거나 복토가 두꺼운 경우, 무보강으로도 주행성을 확보할 수 있음을 보여준다.

민덕기 등(1999)의 연구에서는 Boussinesq 지중응력 증분식을 적분하는 방법을 통해 한계깊이 식을 나타내어 FDM 해석을 통해 도표로 제안하였다. 비록 내부마찰각의 범위가 35° 이내였기 때문에 본 연구와 직접적인 비교는 어려움이 있으나, 본 연구와 마찬가지로 q_c/q_s 를 감소시키는 점착력 감소와 내부마찰각의 증가에 따라 한계깊이비가 커지는 결과를 나타내었다.

$$H_f = -5.683(q_c/q_s) + 5.207 (H/B) \quad (7)$$

3. 결론

본 연구에서는 점토층 위 모래로 이루어진 지반의 지지력 거동을 살펴보기 위해 2차원 실내토조실험을 실시하였고, 이의 검증에 위해 FEM 해석을 실시하여 다음과 같은 결과를 얻었다.

- 1) 각각의 점토 비배수전단강도와 재하 폭의 조건에서 깊이비 H/B에 따른 지지력의 회귀곡선은 지수함수 형태로 나타났으며 그 적합성이 높게 나타났다.
- 2) 실내실험과 FEM 해석의 극한지지력은 서로 유사한 결과를 보임으로써 실내실험을 검증할 수 있었다.
- 3) 본 연구의 실험 및 FEM해석의 지지력곡선결과와 기존 이론식과의 비교·분석에 있어서 Hanna and

Meyerhof(1980) 및 Okamura et al.(1998)의 이론식이 유사한 결과를 나타내었으나, Hanna and Meyerhof(1980)식이 더욱 연구결과와 일치하여 본 연구는 관입전단 메커니즘에 보다 적합한 것으로 판단되었다.

- 4) 실내토조실험 결과를 토대로 하중확산각은 깊이비 H/B와 지지력비 q_c/q_s 에 종속하는 결과가 나타났으며 이를 토대로 등가하중확산각 그래프를 제시하였다.
- 5) 실내토조실험과 FEM 해석 결과를 통합하여 q_c/q_s 가 증가할수록 H_f 가 감소하는 H/B의 무차원 단위의 한계깊이비 H_f 의 회귀식을 제안하였다.

감사의 글

이 논문은 2009년도 서울시립대학교 교내학술연구비에 의하여 연구되었음.

참고문헌

1. 민덕기, 김효상, “연약한 점토층 위에 놓인 모래지반의 극한지 지지력에 관한 연구”, 한국지반공학회 논문집, Vol. 15, No. 5, 1999, pp.29-41.
2. 양기석, 대나무 표층처리 준설매립지반의 지지력 특성, 서울시립대학교 박사학위 논문, 2009. pp.1-5, pp.36-43.
3. 한국지반공학회, 구조물 기초설계기준 해설, 구미서관, 2009. pp.216-219.
4. Brand, E. W., Muktabhant, C. and Taechathummarak, A., “Load Test on Small Foundations in Soft Clay”, Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Vol. 1, Part 2, 1972, pp.903-928.
5. Brinkgreve, R. B. J., Broere, W. and Waterman, D., PLAXIS 2D, PLAXIS bv, 2008.
6. Burd, H. J. and Frydman, S., “Bearing Capacity of Plane-Strain Footings on Layered Soils”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, No. 2, 1997, pp.241-253.
7. Hanna, A. M. and Meyerhof, G. G., “Design Charts for Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Sand Overlying Soft Clay”, Canadian Geotechnical Journal, Vol 17, 1980, pp.300-303.
8. Jacobsen, M., Christensen, K. V. and Sorensen, C. S., “Gennemlokning af Tynde Sanlag : Penetration of Thin Sand Layers”, Vag-och Vatten Byggaren, Svenska Vag-och Vatten Byggares Riksförbund, Stockholm, Sweden, 1997, pp.23-25.
9. Kenny, M. J. and Andrawes, K. Z., “The Bearing Capacity of Footings on a Sand Layer Overlying Soft Clay”, Geotechnique, Vol.47, No.2, 1997, pp.339-345.
10. Meyerhof, G. G., “Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Layer Overlying Clay”, Canadian Geotechnical Journal, Vol.11, 1974, pp.223-229.
11. Okamura, M., Takemura, J. and Kimura, T., “Bearing Capacity Predictions of Sand Overlying Clay Based on Limit Equilibrium Methods”, Soils and Foundation, Vol. 38, No. 1, 1998, pp.181-194.
12. Vesic, A. S., “Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations”, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol. 99, No. SMI, 1973, pp.45-75.
13. Yamaguchi, H., “Practical Formula of Bearing Value for Two Layered Ground”, Proceedings of 2nd Asian Regional Conference on SMFE, Vol. 1, 1963, pp.176-180.
14. Yamanouchi, “Recent Development in the Used Synthetic Geofabrics and Geogrids”, Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Technique, Bangkok, 1985, pp.205-224.

(접수일자 : 2010년 7월 21일)

(심사완료일자 : 2010년 10월 19일)

요 지

연약 점성지반 위에 상대적으로 낮은 하중의 구조물이 없어질 때, 상부에 모래층을 두어 지지력을 증진시킬 수 있다. 이와 같은 점토 위 모래층이 놓이는 조건에 대한 지지력 검증은 현장에서 평판재하시험 등을 통해 지지력 검증이 어렵기 때문에 설계단계에서부터 정확한 지지력 예측이 필요하다.

따라서, 본 연구는 점토 위 모래층이 놓이는 지반의 지지력 거동을 파악하기 위해 2차원 실내토조실험과 FEM 해석을 수행하였다. 주요 인자로 깊이비 H/B와 지지력비 q_c/q_s 를 선정하여, 모래층 높이, 점토의 비배수전단강도 그리고 재하 폭을 변수로 하였다. 그 결과, 실내토조실험은 FEM 해석과 적합성이 상당히 높게 나타났다. 이론식과의 비교에 있어서 보다 최신 연구인 Okamura et al.(1998)의 메커니즘보다 관입전단 메커니즘과 그 유사성이 크게 나타났으며, 하중확산 메커니즘의 적용성을 위하여 등가하중확산각을 제시하였다. 또한, q_c/q_s 에 대하여 무차원 단위의 한계깊이비 H_f 의 선형 회귀식을 제안하였다.

핵심 용어 : 지지력, 깊이비, 지지력비, 등가하중확산각, 한계깊이비