산업기술연구(강원대학교 산업기술연구소 논문집), 제24권 B호, 2004.
Journal of Industrial Technology, Kangwon Natl. Univ., Korea, No. 24 B, 2004.

경사진 사석층의 지지력에 관한 원심모형실험 및 수치해석

Centrifuge Model Experiments and Numerical Analysis for the Bearing Capacity of Sloped Rubble Mound

이 명 욱* 박 병 수** 정 길 수*** 유 남 재****
Lee, Myung-Woog Park, Byung-Soo Jung, Gil-Soo Yoo, Nam-Jae

Abstract

This paper is an experimental and numerical research works about the effects of the b earing capacity of sloped rubble mound on the density of rubble mound and the position of footing.

Centrifuge model tests were performed to investigate the bearing capacity of rubble m ound by changing the density of rubble mound and the location of loading in forms of s trip loading to simulate the caisson. Materials of rubble mound used in the model tests were crushed rocks having similar value of uniformity coefficient to the value in field. Two different relative densities of 80% and 90% were prepared during tests. The dimens ions of centrifuge model were trapezoidal shape of model mound having the bottom wid th of mound, 30cm and height of mound, 10cm. Gravity level applied during the centrif uge test was 50G. Surcharge loading in the forms of strip loading was applied on the t op of the sloped model mound. Tests were carried out by changing the position of loadi ng. The rigid model footing was located in the center of top of the model rubble mound and the edge of model footing was at the crest of mound.

Test results were analyzed by using the limit equilibrium methods proposed by Meyer hof(1957) and Bowles(1982) and the numerical approach with FLAC being available com mercially software. For the numerical estimations with FLAC, the rubble mound was si mulated with the constitutive relationship of Mohr-Coulomb elasto-plastic model.

키워드 : *극한지지력, 얕은기초, 사석층, 원심모형실험*
Keywords : *bearing capacity, Shallow foundation, rubble mound, centrifuge model teststress*

1. 서 론

기초란 상부구조물의 하중을 지반에 전달하는 일종의 매체로서 토목구조물의 안정성을 확보하기 위해서 충분한 지지력을 확보하여야 한다. 일반적으로 기초의 설치는 수평한 지표면의 조건하에서 설치되기는 하나 때때로 도로의 IC 구간의 교대기초를 설치하거나, 또는 경사사면위에 설치한 옹벽구조물등과 같이 성토사면에 인접하여 설치되기도 하며 현장상황에 따라서는 굴착사면에 인접하여 설치되기도 한다. 경사면위에 설치되는 기초의 경우 사면의 안정성과 기초의 충분한 지지력을 동시에 확보하기 위해서는 사면의 보강 뿐만 아니라 기초의 보강대책이 고려해야하는 문제점이 발생하기도 한다.

기초의 설계는 대개의 경우 흙이 강성재료라는 즉, 전반전단파괴가 된다는 가정하에 지지력이 산출된다(Meyerhof, 1963). 얕은 기초의 극한지지력에

* 동해대학교 토목공학과 전임강사 공학박사
** 강원대학교 토목공학과 연구원 공학박사
*** 강원대학교 토목공학과 대학원 박사수료
**** 강원대학교 토목공학과 교수, 공학박사

대해서는 다양한 변수에 의해 결정되는 극한지지력과 침하량에 대하여 종래의 많은 연구가 수행되었으며 여러가지 설계 및 해석방법들이 소개되었다.

그러나, 대개의 극한지지력식은 수평면위에 일정한 폭을 갖는 무한한 띠기초에 대하여 적용되며 상재하중은 기초의 중심에 연직으로 작용하는 것으로 가정되어 기초의 극한지지력 산정시에 지반의 특성, 기초의 특성, 하중재하 방법등이 고려되지만 사면이나 사면에 인접하여 위치하는 기초의 극한지지력은 사면경사각, 사면정부로부터 기초까지의 이동거리등의 변화가 고려되어야 한다.

경사진 사면에 대한 연구로는 Peynircioglu(1948)이 최초로 원형, 정방형 그리고 직사각형의 작은 기초를 사용하여 20°의 경사를 이루는 사질토 사면에서 모형실험을 수행하였으며, 그 후에 Meyerhof(1957)가 사면에 위치한 기초의 지지력 계수를 유도하기 위해 Slip-Line의 이론을 적용하였다.

Hansen(1970)은 사면에 위치한 기초의 극한지지력을 산정하기 위하여 일반지지력 방정식의 점착력, 자중, 상재하중의 세가지 항목에 대해 수정계수를 제안하였으며, Giroud 와 Tran-Vo-Nhiem(1974) 또한 유사한 해를 발표하였다.

Dembicki 와 Zadroga(1974)는 실제 모래로 형성된 사면에 인접한 기초에 대하여 확장된 모형실험 결과를 발표하였으며 실험을 통해 기초폭, 기초깊이, 하중의 경사와 편심을 고려하였다.

그 외에도 Shields(1977)는 20° 경사의 비점착성 사면에 위치한 모형기초실험을, Bowles(1982)는 경험적인 해를 발표하면서 일반지지력 방정식의 N_c, N_q의 항목에 대하여 감소계수를 제안하였다.

국내에서는 권오균(1991), 김태수(1993) 등이 탄소봉을 이용한 모형실험을 통해 접촉면적비와 파괴메카니즘을 규명하였으며, 극한해석법으로 수치해석을 수행하여 편심하중하 기초의 지지력을 해석하여 발표하였다. 최명진(1992)은 경사지에 조성된 기초지반의 지내력 판단에 극한해석법을 이용하기도 하였다. 양진오(1995), 전연종(1996)은 사면에 인접한 대상기초에 대한 기초의 지지력을 극한평형법과 극한해석을 통해 구하기도 하였다.

본 논문에서는 사석의 경사사면위에 위치한 대상기초의 거동에 관한 원심모형 실험을 실시하고 그 결과에 대해서 극한평형법을 이용한 수치해석적 분석을 실시하는 한편, 상용프로그램인 FLAC을 사용한 유한차분의 수치해석을 통해 산정한 지지력값과 비교하였다. 한편, 경사사면의 상대밀도와 기초의 위치를 변화시켜 이들이 대상기초의 지지력에 미치는 영향을 연구하였다.

사석에 대한 기본물성시험으로 사석의 비중시험, 입도시험을 수행하였고, 한편, 원심모형은 중력수준을 50G로 증가시켜 현장의 응력상태를 재현하여 실험을 실시하였다. 실험시 하중재하장치 하부에 하중계(Load Cell)와 변위계를 설치하여 기초에 하중이 가해졌을 때 그에 따른 하중 및 변위를 측정하였다.

이와 같은 방법으로 획득한 실험결과를 극한평형해석인 Meyerhof (1957)와 Bowles(1982)의 지지력식을 사용하여 산정된 지지력 결과와 비교분석을 하는 한편, 상용수치해석 프로그램인 FLAC을 사용하여 산정된 수치해석결과와도 비교분석을 실시하였다.

2. 실험

경사진 사석지반에 설치된 기초의 지지력특성을 알아보고자 사석지반에 사용된 사석의 기본물성시험과 최대 최소단위중량시험을 실시하였으며, 상부구조물에 의한 경사진 사석마운드의 지지력특성을 분석하기 위하여 원심모형실험을 실시하였다. 한편, 경사진 사석마운드의 지지력 특성을 알아보기 위해 수행한 원심모형 실험에서는 경사진 사석마운드에 대상기초의 재하위치와 상대밀도를 매개변수로 실험을 수행하였다.

2.1 사석의 물리적인 특성

사석지반을 모사하기 위하여 Crusher를 이용하여 암석시료를 최대입경 10mm이하로 파쇄한 후 표준망체를 이용하여 입경별로 세분한 다음 최대입경과 균등계수를 맞추어 조제된 시료를 사용하였다.

시험에 사용된 시료는 4번체(4.75mm)를 통과하고 5번체(4.0mm)에 잔류한 시료와 5번체를 통과하고 6번체(3.35mm)에 잔류한 시료를 균등계수 1.25를 기준으로 혼합하여 사용하였다.

비중시험은 KS F 2308에 의한 진비중과 KS F 2504에 명시된 잔골재의 비중시험 방법을 이용하여 겉보기 비중을 동시 측정하였다.

파쇄한 사석에 대한 비중시험 결과 표 1 에서와 같이 진비중은 2.67~2.68의 분포를 보이고 평균 2.68의 크기를 갖는 것으로 나타났으며, 겉보기 비중의 경우 2.61~2.63의 분포를 보이며 평균 2.62의 크기를 갖는 것으로 나타났다.

표 1 비중시험 결과

구 분	진비중		겉보기비중		비 고
	분포	평균	분포	평균	
결 과	2.67~2.68	2.68	2.61~2.63	2.62	

실험에 사용된 사석의 입도는 그림 2에서 보는 바와 같이 균등계수 1.25를 기준으로 임의 조제된 사석시료의 경우 입도분포곡선은 직선적인 경향을 보이고 있으며 통일분류법에 의해 GP로 분류됨을 알 수 있다.

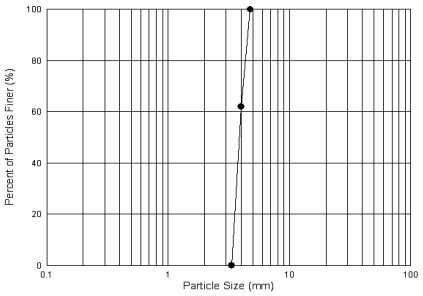


그림 1 사석의 입도분포곡선

2.2 최대 최소 단위중량시험

최대단위중량시험은 KS F 2346규정에 준하여 실험을 실시하였으며 시험결과 표 2에 나타낸 바와 같이 사석시료의 최소건조단위중량은 1.064 g/㎤ 분포를, 최대단위중량의 경우 1.641 g/㎤ 분포를 보이는 것으로 나타났다.

표 2 사석의 최대·최소단위중량시험 결과

구 분		결과	비 고
최대 단위중량	$r_{dmax}\,(gf/cm^3)$	1.641	
	$e_{\min}$	0.633	
최소 단위중량	$r_{dmin}\,(gf/cm^3)$	1.064	
	$e_{\max}$	1.523	

2.3 모형실험

본 연구에서는 축소된 모형을 인위적으로 가속시켜 토립자의 자중을 증가시킴으로서 현장상태의 응력을 재현시켜 그의 거동을 관찰할 수 있는 원심모형실험기법을 사용하였다.

경사진 기초의 지지력 특성을 알아보고자 기초의 재하위치를 사면의 중심과 우측으로 하여, 모형지반의 상대밀도를 변화시켜 50 g 중력수준에서 실험을 실시하였다.

2.3.1 실험장치 및 실험방법

본 실험에서는 강원대학교 지반공학연구실에 설치된 원심모형시험기를 사용하였다. 2차원 평면변형조건의 모형거동을 모사하기 위하여 사용한 모형토조는 그림 2에 보인바와 같다. 그림 2의 실험에 사용된 모형의 모형기초는 길이 20cm, 두께 2.5cm, 폭 4cm 크기의 강성 알루미늄 모형기초를 사용하였다. 기초의 하중은 유압식 하중재하장치를 사용하였으며 하중재하시 모형기초의 연직침하량을 측정하기 위하여 LVDT를 사용하였다. 상재하중의 크기는 하중계(Load Cell)을 하중재하장치에 장착하여 하중을 측정하였다.

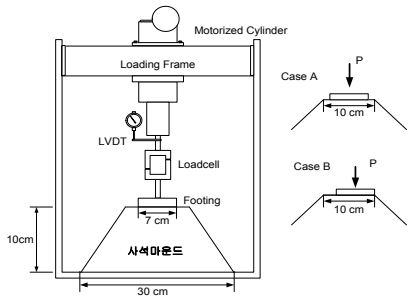


그림 2 모형토조와 기초의 제원

실험은 상대밀도 80%, 90%의 균질한 상대밀도를 갖는 모형지반을 형성한뒤 모형토조를 원심모형시험기의 바스켓에 설치하고 50g 중력수준까지 원심력을 증가시켜 일정한 중력수준을 유지한 후 하중을 재하하여 기초의 하중-침하특성을 관찰하였다.

3. 기초의 극한지지력

기초의 지지력을 산정할 때에는 일반적으로 흙이 강성재료(Rigid material)이라는 가정, 즉 전반전단파괴(General shear failure) 된다는 가정하에서 시작된다. 흙의 전단강도는 Mohr-Coulomb의 파괴이론에 의하여 다음의 식 (1)과 같다.

$$\tau = c + \sigma \tan\phi \qquad (1)$$

여기서, c : 점착력, ϕ : 내부 마찰각,
σ : 수직응력, τ : 전단응력.

Terzaghi[13]는 너비가 W 이고, 근입깊이가 D_f

인 얕은 줄기초 그림 3의 기초의 지지력을 다음의 식 2와 같이 제안하였다.

$$q = c \cdot N_c + p_o \cdot N_q + \frac{1}{2}\gamma \cdot W \cdot N_r \quad (2)$$

여기서, c : 점착력,

P_o : 상재하중 (= $\gamma \cdot D_f$),

γ : 흙의 단위 중량, W : 기초폭,

N_c, N_q, N_γ : 지지력 계수.

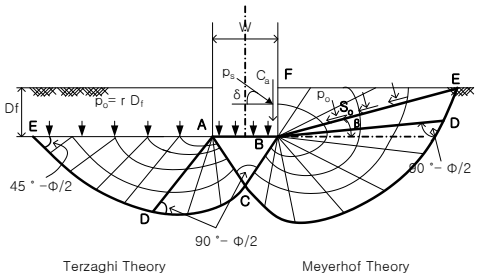


그림 3 기초주위에서의 소성영역

이 방법은 소성이론(Plastic theory)에 근거하고 있으며 그림 3의 왼쪽에서 보는 바와 같이 파괴메카니즘은 기초아래의 ABC는 탄성평형상태로 기초의 일부분으로 작용하며 이 지역의 양쪽에는 두개의 소성지역인 방사전단지역 ACD와 평면전단지역(plane shear zone) ADE의 3개의 소성평형지역으로 구성된다. 얕은 기초의 경우 상재하중에 의한 전단강도는 무시하고 오직 그 지역의 흙무게를 등가상재하중(equivalent surcharge, P_o)으로 고려한다. 이 방법에 의한 해석결과는 보수적이며 가정된 파괴메카니즘은 일반적으로 관측된 실제의 흙의 움직임과는 잘 일치하지 않는다고 알려져 있다 Meyerhof[8].

이런 단점들을 극복하기 위하여 Meyerhof[8]는 표면기초에 대한 이전의 소성평형해석을 얕은기초와 깊은기초의 경우로 확대 시켰다. 그림 3의 오른쪽에서 기초축 BF에 작용하는 힘의 합력과 흙쐐기 BEF의 무게를 면 BE에 수직 및 접선방향을 작용하는 등가응력(equivalent stress) Po와 So로 대체한다. 이 등가응력이 작용하는 면을 등가자유면(equivalent free space)이라 하며 이 면의 경사각 β는 기초의 근입깊이와 등가응력에 따라 증가한다. 이것을 근거로 지지력은 다음과 같이 근사식으로 표현 할 수 있다.

$$q = c \cdot N_c + p_o \cdot N_q + \frac{1}{2}\gamma \cdot W \cdot N_r \quad (3)$$

여기서, P_o : 등가응력 (= $\gamma \cdot D_f$),

위 식은 위에서 언급한 Terzaghi[13]가 제안한 식 (2)와 형태와 같지만, 식 (2)에서는 P_o를 상재하중을 의미하는 반면에 Meyerhof[19]의 식에서는 등가응력을 나타낸다.

그리고 식 (2)의 지지력 계수들 N_c, N_q, N_γ 는 흙의 내부마찰각, ϕ 와 바닥면의 거칠기에 의존하는 반면에 식 (3)에서는 기초의 근입깊이와 형상, 흙의 내부마찰각 ϕ, 그리고 바닥면의 거칠기에 따라 변화하는 일반적인 지지력 계수들이다.

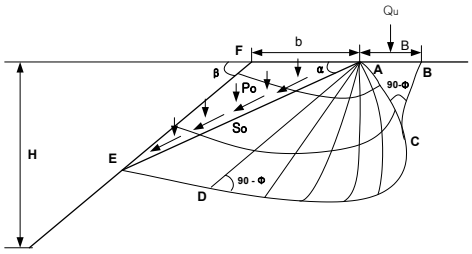


그림 4 경사면에서의 파괴메카니즘(Meyerhof)

Meyerhof[9]는 기초가 사면에 위치하였을 때 파괴면을 그림 4에서와 같이 탄성영역 ABC, 방사전단영역 ACD, 혼합전단영역 ADEF로 가정하였다. AEF 흙의 무게는 등가응력 (Po)와 접선응력(So)로 대체하였으며, 경사사 없는 수평면에서 α 만큼의 경사를 이루며 AE 면에 작용한다고 하였다. Meyerhof [9]는 소성평형의 영역에서 응력을 계산하기 위하여 활동선법(Slip-Line Method)을 사용하였고 극한지지력 방정식은 다음의 식 (4)과 같다.

$$q = c \cdot N_{cq} + \frac{1}{2}\gamma \cdot B \cdot N_{rq} \quad (4)$$

여기서, N_{cq} , N_{rq} : 지지력 계수

γ : 단위중량,

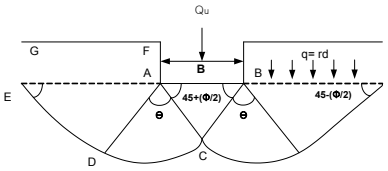
B : 기초의 폭.

N_{cq} , N_{rq}는 사면 경사각(β)와 내부마찰각, 기초의 근입깊이(D)에 대한 기초폭(B)의 비(D/B)에 의존하며 일반지지력 방정식에서 N_c, N_q, N_γ를 조합하여 산정하였다. 이 지지력 계수들은 경사각이 90°일 때 최소의 값을 나타내며 사면 경사각의 증가에 따라 감소한다고 하였다. 사면을 구성하는 지반의 종류에 따라 사면 경사각은 지지력에 크게 영향

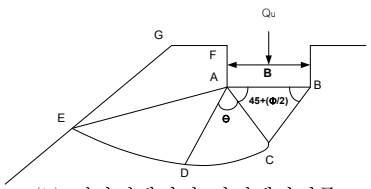
을 미친다. 지반이 점성토인 경우 사면 경사각의 증가에 따라 사면 경사각은 지지력의 크기에 영향을 크게 주지 않지만, 지 점착성 흙의 경우 사면 경사각의 증가에 따라 지지력이 포물선 형태로 감소하여 모래와 자갈로 형성된 지반에서는 중요한 요소로 고려될 수 있다고 제안 하였다. 또한 사면 정부로 기초까지의 거리가 기초폭에 2~6배 사이에서는 극한 지지력이 사면 경사에 의존 하지만 그 이상에서는 경사가 없는 수평면에서의 극한 지지력과 동일하다고 제안하였다.

Bowles[1]은 반 경험적 방법은 내부마찰각이 42° 인 비점착성 지반의 결과를 바탕으로 경사사면위의 기초에 관한 극한 지지력을 산정한다. 이 방법은 내부마찰각의 선택에 따라 극한지지력에 커다란 차이를 나타내며, 사면의 영향을 고려하기 위하여 일반 지지력 방정식에서 N_q를 수정한 N_q'을 제안 사용하였다.

Bowles[1]이 가정한 파괴메카니즘은 아래의 그림 5와 같다.



(a) 수평면에서의 파괴메카니즘



(b) 경사면에서의 파괴메카니즘

그림 5 Bowles의 파괴 메카니즘

N_q'는 그림 5(b)에서 AEFG의 면적 (A_1)을 그림 5](a)에서 AEFG의 면적 (A_0)으로 나눈 비를 일반 지지력 방정식의 N_q에 곱함으로써 다음의 식 (5)로 나타낼수 있다.

$$N_q' = N_q \frac{A_1}{A_o} \quad (5)$$

여기서,

$N_q' = \exp(\pi \tan\phi) \times \tan^2(45° + \phi/2)$

극한지지력 산정은 다음의 식 (6)을 사용하여 계산된다.

$$Q/B = \bar{q} N_q' + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_r \cdot d_r \quad (6)$$

여기서, $N_r = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan\phi$

$\bar{q} = \gamma \cdot D$, $d_r = 1.$

Bowles[1]의 방법에서 문제점은 사면의 영향을 고려하는데 있어서 일반 지지력 방정식의 지지력 계수 N_r을 수정하지 않았다는데 있다. 또한 비 점착성 지반의 사면정부에 위치한 기초가 근입깊이가 없는 경우 사면 경사각이 없거나 혹은 사면 경사각이 있는 경우에도 경사각의 정도에 관계없이 N_q의 값이 동일하게 나타내었다. 그러므로 그림 5(b)에서 AEGF의 면적과 그림 5(a)의 AEGF의 면적은 동일하게 되어 즉, A_1/A_o = 1이 되고 $N_q = N_q'$ 이 된다. 그러므로 이 조건에서 계산된 사면 정부에 위치한 기초의 극한 지지력은 경사가 없는 수평면에서의 극한 지지력과 동일하게 된다. 따라서, 사면 경사각의 증가에 따라 지지력이 감소하기 때문에 Bowles이 제안한 방법은 타당하지 않은 것으로 판단된다.

4. 수치해석

수치해석에서는 지반의 거동 및 토목공학 전반에 관하여 범용적으로 사용되고 있는 상용프로그램인 FLAC를 사용하였다. 해석시 Large Strain Mode 기법을 도입하여 구조물의 변위가 누적되도록 하였으며, 모형기초지반의 응력-변형구성관계를 탄소성모델을 사용하여 해석을 수행하였다. 한편, 모형토조는 강성의 매질을 갖는 강성체로 모델링하여 구조물 자체에 변위가 발생하지 않도록 하였으며 모형지반과 모형토조 사이에는 경계요소(Interface Element)를 두어 이들 사이에 유발되는 마찰력을 고려하였다.

4.1 해석방법

본 해석에서 사용된 모형토조의 제원은 그림 2와 같으며 수치해석 격자망 및 경계조건은 그림 6 ~ 그림 11과 같다. 한편, 모형토조에 대한 물리적인 특성을 표 3에 나타낸 바와 같으며 기초지반으로 사용된 사석의 수치해석에 사용된 모델변수는 표 4에 나타낸 바와 같다.

표 3 수치해석에 사용된 재료의 물성

재료 / 물성	콘크리트	알루미늄
탄성계수 (Mpa)	30	72
프와송비 (υ)	0.35	0.35
단위중량 (KN/m^3)	20.58	23.52

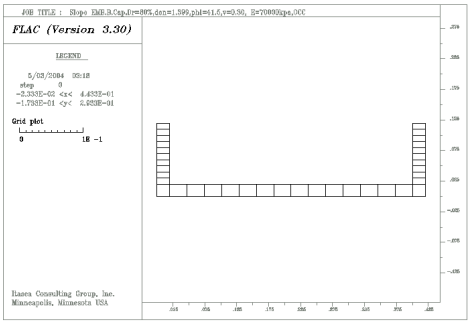


그림 6 알루미늄 모형토조의 조성

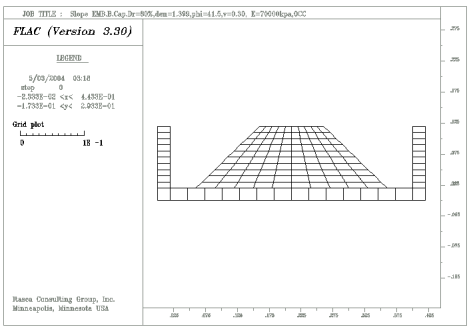


그림 7 알루미늄 토조내에 경사지반조성

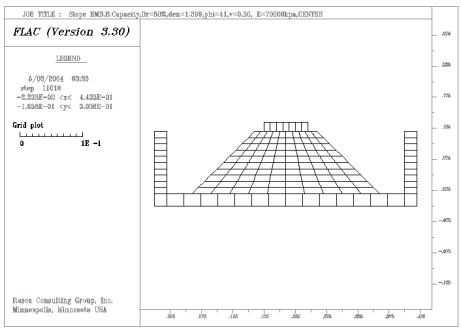


그림 8 조성된 지반위에 기초의 설치(중앙)

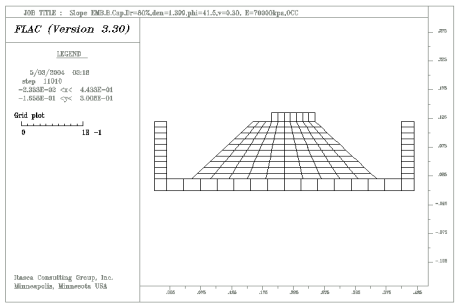


그림 9 조성된 지반위에 기초의 설치(우측)

그림 6 ~ 그림 9는 Flac을 이용한 수치해석시 사용된 격자요소의 Modelling으로 제원은 원심모형실험과 동일하게 모델링하였다. 한편 그림 7 ~ 그림 9의 경사진 사석지반과 사면의 상부에 기초의 재하위치를 변화시킨 모형을 보여주고 있다.

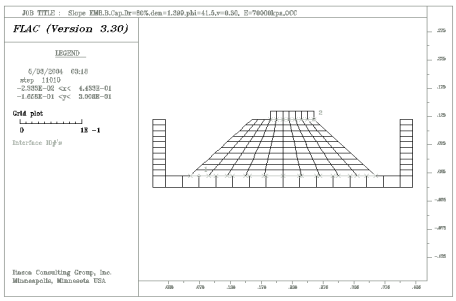


그림 10 모형에 Interface 설치

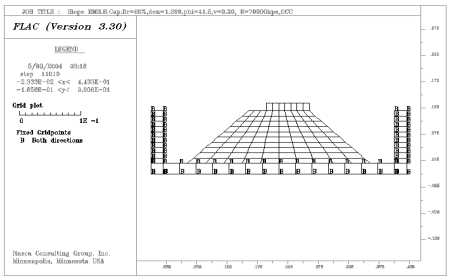


그림 11 조성된 지반에 경계조건의 적용

한편, 그림 10 ~ 그림 11은 완성된 모형에 경계조건과 경계면요소를 적용한 그림으로 그림 10의 경우 모형토조의 최하부에서는 변형이 발생하지 않도록 구속조건을 주었으며 그림 11의 서로상이한 물성을 갖는 사석지반과 모형토조, 사석지반과 알류미늄기초 사이에는 경계요소(Interface element)를 두어 수치해석을 수행하였다.

표 4 사석지반 수치해석 모델 매개변수

원심모형 시험에 사용된 시료			
사석지반의 상대밀도(Dr, %)		80	90
점 착 력	c (Kpa	0	0
내부 마찰각	ϕ (。)	40	40
지반의 탄성계수	E (kpa)	100000	100000
지반의 단위중량	ɣ (10^3kg/㎥)	1.399	1.491

4.2 경계요소

그림 12는 사석지반과 모형토조, 사석지반과 알류미늄기초 사이의 경계면에서는 그림 12에 나타낸 바와 같이 두 접촉면 A, B 사이에서는 마찰력, 점착력, 인장강도, 연직강성 및 전단강성의 경계요소의 영향을 갖는다. 이때 전단저항력은 S = cL + tan ϕ F_n 의 Mohr - Coulomb 전단강도식을 따르며, c 는 접촉면 사이의 점착력, ϕ 는 접촉면 사이의 마찰각, L은 접촉면의 길이, F_n 은 접촉면 사이의 연직력을 나타낸다.

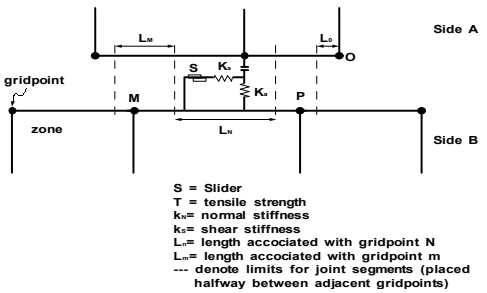


그림 12 전단강성(Kn)과 연직강성(Ks)이 스프링으로 연결된 A와 B 사이의 경계모식도

아래의 식 (7)은 본 수치해석에서 적용된 연직강성(K_n) 과 전단강성을 (K_s)를 산정하는 식이다.

$$K_n = K_s = \frac{Bulk + \frac{4}{3} Shear}{\triangle z_{min}} \times 10 \qquad (7)$$

여기서, $Bulk = \frac{E}{3(1-2\upsilon)}$,

$Shear = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$,

υ : 포아송 계수,

E : 지반의 탄성계수 (Kpa),

$\triangle_{min}$: 인접지반의 가장짧은 변의 Element 길이.

5. 결과분석

5.1 원심모형시험

사석지반의 기초재하위치와 상대밀도에 따른 지지력 특성을 분석하기 위하여 원심모형실험을 수행한 결과 그림 13~그림 14의 하중-침하곡선을 획득하였다. 결과에서 보는바와 같이 침하량이 증가함에 따라 지지력이 선형적으로 증가하며 상대밀도 80%에서는 기초의 침하량이 약 7mm 정도에서 상대밀도 90%에서는 약 6mm 정도까지 탄성영역을 보이고 있으며 이후 극한값에 도달함을 알수 있다. 표 5에 정리한 바와 같이 사석지반의 경우 재하위치와 상대밀도의 변화에 따라 6.0~9.2 kg/㎠의 항복지지력 분포를 보이는 것으로 나타났다. 또한 재하위치에 따라 상대밀도에 상관없이 하중이 중앙에 재하될때보다 지지력이 약 20 - 25 % 정도 감소함을 나타내고 있다.

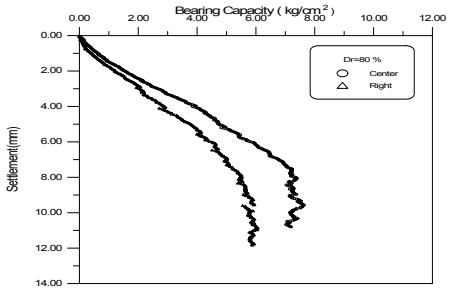


그림 13 지지력시험 결과 비교 (Dr=80%)

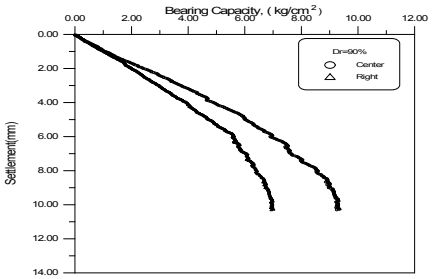


그림 14 지지력시험 결과 비교 (Dr=90%)

표 5 지지력시험 결과(원심모형실험)

시험 번호	실험조건		실험결과
	상대밀도 (%)	재하 위치	지지력 (q_u, kg/cm ^{2}
Case-1	80	중앙	7.4
Case-2	80	오른쪽	6.0
Case-3	90	중앙	9.2
Case-4	90	오른쪽	6.8

5.2 극한평형 해석법

경사진 사면에 위치한 기초의 이론적인 지지력을 산정하기 위하여 제 2절에 서술한 바와 같이 Meyerhof(1957)와 Bowles(1982)의 경사면에 위치한 기초의 극한지지력 공식을 적용하여 극한지지력을 산정하였다.

표 6은 Meyerhof의 제안식을 이용한 극한지지력 산정결과를 나타낸다. 제안식에 의한 지지력 산정시 사면의 선단으로부터 기초의 이격길이(b/B)=0.214와 (b/B)=0에 대하여 기초의 폭과 근입깊이비(D/B=0), 사면의 경사(β=45。), 경사기초의 내부마찰각(ϕ =40。)의 관계로부터 아래의 표에 나타낸 바와 같이 지지력 계수 N_{rq}를 산정하였으며, 산정된 지지력 계수를 식 (4)에 대입하여 극한 지지력을 산정하였다. 표에 나타낸 바와 같이 Meyerhof의 제안식에 의한 극한지지력 산정결과 기초의 상대밀도가 증가할수록 하중재하위치가 중앙에 위치할수록 극한지지력이 값이 증가함을 알 수 있다.

표 6 지지력시험 결과 (Meyerhof)

Test No.	1	2	3	4
상대밀도	80	80	90	90
재하위치	중앙	오른쪽	중앙	오른쪽
B (cm)	7	7	7	7
D (cm)	0	0	0	0
b (cm)	1.5	0	1.5	0
D/B	0	0	0	0
b/B	0.214	0	0.214	0
단위중량 (kg/㎤)	0.001399	0.001399	0.001491	0.001491
N_{rq}	11	4	11	4
q_u (kg/㎠)	2.688	0.98	2.87	1.043

표 7은 Bowles의 반 경험적 방법을 이용하여 산정한 지지력 계수 및 극한지지력을 나타낸다. 표에서와 같이 극한지지력은 상대밀도의 증가에 의해 증가함을 보이나 기초의 재하위치에 따른 변화는 없는 것으로 계산되었다. 이는 Bowles의 극한 지지력은 비점착성 사면의 경우 사면정부에 위치한 기초가 근입깊이가 없는 경우 사면 경사각이 없거나 혹은 사면 경사각이 있는 경우라도 경사각의 정도에 관계없이 N_q 값이 동일하게 적용되기 때문인 것으로 판단된다.

5.3 수치해석

상용프로그램인 FLAC를 사용하여 모형지반으로 사용된 사석지반의 응력-변형관계를 Mohr 모델을 적용하여 수치해석을 수행하여 다음의 결과를 얻었다.

5.3.1 상대밀도 80 % 기초재하시험

그림 15~그림 16은 상대밀도 80%에 대하여 하중재하위치를 경사기초의 중앙과 오른쪽에 재하시켜 수행된 수치해석 및 실험결과를 비교한 결과이다.

표 7 지지력시험 결과 (Bowels)

Test No	1	2	3	4
상대밀도	80	80	90	90
재하위치	중앙	오른쪽	중앙	오른쪽
B (cm)	7	7	7	7
D (cm)	0	0	0	0
b (cm)	1.5	0	1.5	0
중력수준	50	50	50	50
단위중량 (kg/㎤)	0.001399	0.001399	0.001491	0.001491
N_q'	64.19	64.19	64.19	64.19
N_r	79.54	79.54	79.54	79.54
d_r	1	1	1	1
q_u (kg/㎠)	19.47	19.47	20.76	20.76

수치해석결과 기초를 경사기초의 중앙에 재하한 그림 15에 보인바와 같이 경우 약 원심모형실험과 동일한 변위인 7mm~12 mm 일때의 극한하중값은 약 6.0 kg/㎠~6.5 kg/㎠을 나타내고 있으며, 오른쪽에 재하한 경우 그림 16에 보인바와 같이 원심모형실험과 동일한 변위인 7mm~12 mm 일때의 극한하중값은 약 4.8 kg/㎠~5.3 kg/㎠을 나타내고 있다. 해석결과 기초의 재하위치는 기초의 지지력에 영향을 미치며 사면의 오른쪽에 재하시 지지력이 약 30 % 감소하는 경향이 있음을 알수 있었다. 한편 원심모형실험 결과에 비해 수치해석시 탄성구간의 기울기가 급하게 나타 났으며 극한지지력 값은 원심모형 실험값이 수치해석보다 재하위치 중앙과 오른쪽 모두에서 조금 크게 나타나고 있는 것을 알 수 있다.

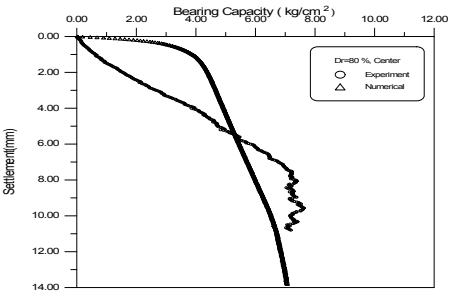


그림 15 하중-침하 관계곡선 비교
(Dr=80%, 재하위치=Center)

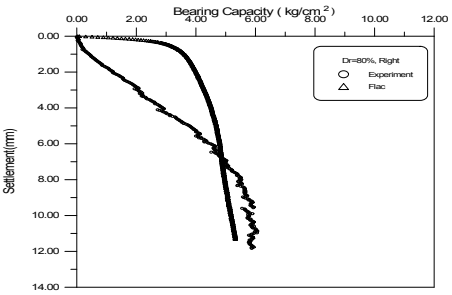


그림 16 하중-침하 관계곡선 비교
(Dr=80%, 재하위치=Right)

5.3.2 상대밀도 90 % 기초재하시험

그림 17~그림 18은 상대밀도 90%에 대하여 하중재하위치를 경사기초의 중앙과 오른쪽에 재하시켜 수행된 수치해석결과와 원심모형 실험결과를 비교한 결과이다.

수치해석결과 기초를 경사기초의 중앙에 재하한 그림 17에 보인 바와 같이 경우 약 원심모형실험과 동일한 변위인 6mm~12 mm 일때의 극한하중값은 약 6.0 kg/㎠~7.0 kg/㎠을 나타내고 있으며, 하중을 오른쪽에 재하한 경우 그림 18에 보인바와 같이 원심모형실험과 동일한 변위인 7mm~12 mm 일때의 극한하중값은 약 5.2 kg/㎠~6.0 kg/㎠을 나타내고 있다. 또한 상대밀도 90 % 수치해석 결과에서도 마찬가지로 기초의 재하위치에 따라 기초의 지지력에 영향이 있음을 알수 있었으며 그 영향은 사면의 오른쪽에 재하시 지지력이 약 30 % 감소함을 알수 있었다. 한편, 원심모형 실험결과와 수치해석 결과를 비교한 결과 하중재하위치 중앙과 오른쪽 둘다 원심모형실험 결과가 수치해석결과에 극한 지지력이 약간 크게 나타 났음을 볼수 있다. 원심모형 실험에 비해 수치해석 결과가 탄성영역의 기울기가 급하게 나타나고 있으며, 실험과 수치해석 둘다 전반전단파괴의 형태보다는 국부전단파괴의 특성을 보이고 있다. 한편, 하중침하 곡선은 상대밀도 80 %의 경우 원심 모형실험의 경우 Peak 값을 보이는 반면에 상대밀도 90 %의 경우 Hardening 곡선의 특성을 보이고 있는 것으로 나타나고 있다. 수치해석의 경우 상대밀도에 재하위치와 상관없이 하중-침하곡선은 둘다 Hardening 곡선의 특성을 보이고 있다.

이와같이 FLAC을 이용한 수치해석 결과로서 상대밀도가 증가할수록 극한지지력은 증가함을 보이며 그 차이는 하중재하위치가 중앙일 때 그 차이가 더 큼을 알 수 있다.

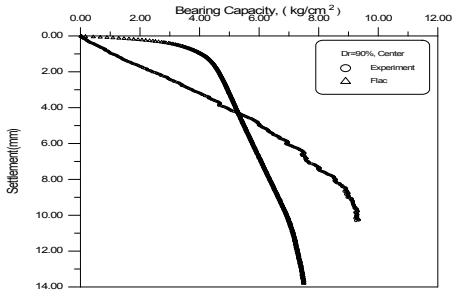


그림 17 하중-침하 관계곡선 비교
(Dr=90%, 재하위치=Center)

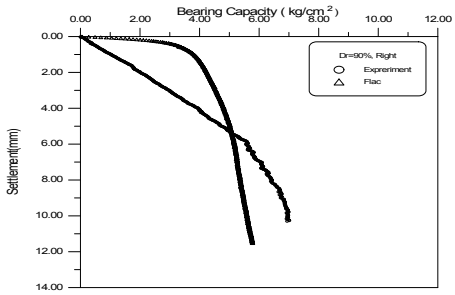


그림 18 하중-침하 관계곡선 비교
(Dr=90%, 재하위치=Right)

표 8은 경사진 사석 기초에 대한 극한 지지력을 실험, 수치해석, 극한평형법으로 산정한 결과 이다.

그림 19~그림 20은 표 8을 정리하여 재하위치에 따른 극한 지지력을 비교 분석한 결과이다. 결과에 의하면 극한지지력은 Bowles<원심모형실험 < FLAC < Meyerhof 순이며 원심모형 실험과 FLAC을 이용한 수치해석결과가 비교적 일치함으로 보이고 있다. 한편, Bowles의 극한지지력 값이 다른방법에 비해 크게 산정되는 것은 비점착성 사면의 경우 사면정부에 위치한 기초가 근입깊이가 없는 경우 사

면 경사각이 없거나 혹은 사면 경사각이 있는 경우라도 경사각의 정도에 관계없이 N_q 값이 동일하게 적용되기 때문인 것으로 판단된다. 그리고 Meyerhof에 의한 극한 지지력 산정값은 과소평가 되어 있음을 알수 있다.

그림 21~그림 22은 FLAC 수치해석시 경사 사석기초의 하중재하시 변위를 나타내는 그림이다. 그림에서 보는 바와 같이 하중이 중앙에 재하되는 경우 기초아래 탄성구간과 전이영역은 보이는 국부전단파괴양상을 보이고 있으며, 하중이 오른쪽에 재하된 경우 변위가 우측사면으로 집중되는 것을 볼수 있다.

표 8 극한 지지력 비교결과

Test No.	상대밀도 (%)	재하위치	원심모형실험	Meyerhof	Bowles	FLAC
			q_u (kg/㎠)			
1	80	중앙	7.4	2.688	20.76	6.8
2	80	오른쪽	6.0	0.98	19.47	5.3
3	90	중앙	9.2	2.87	20.76	7.0
4	90	오른쪽	6.8	1.043	19.47	5.5

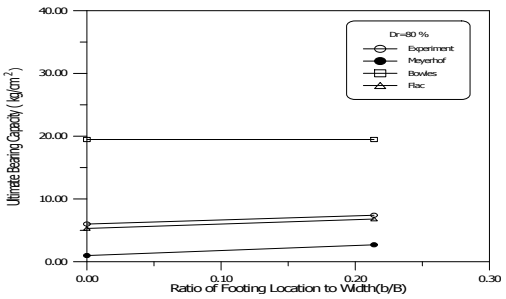


그림 19 재하위치에 따른 극한지지력 비교 (Dr=80%)

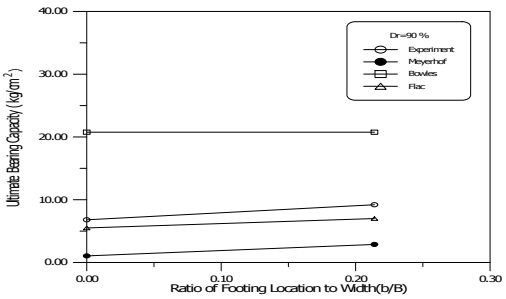


그림 20 재하위치에 따른 극한지지력 비교 (Dr=90%)

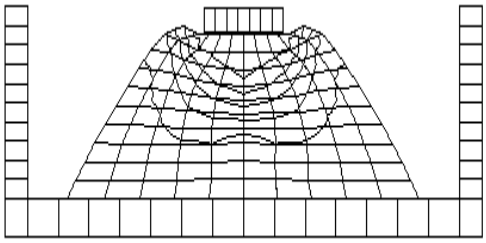


그림 21 재하위치에 따른 경사기초의 변위(재하위치=Center)

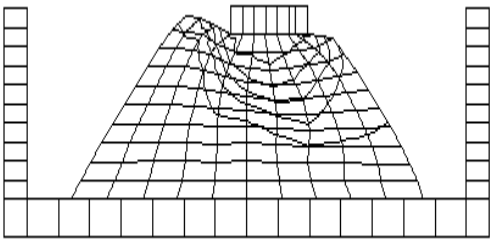


그림 22 재하위치에 따른 경사기초의 변위(재하위치=Right)

6. 결론

본 연구는 사석 시료를 이용하여 경사진 사면에 위치한 대상기초의 거동에 관한 연구로써 기초의 하중-침하 특성을 규명하기 위한 원심모형 실험을 실시하였다. 원심모형실험을 통해 획득한 극한 지지력 실험결과는 극한평형해석인 Meyerhof(1957)와 Bowles(1982)의 경사면 기초에 대한 지지력식을 사용하여 극한지지력을 산정하고, 상용수치해석 프로그램인 FLAC을 사용하여 산정된 수치해석결과와 비교분석을 실시하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 경사 사석지반의 지지력에 관한 원심모형 실험결과 하중 - 침하량 곡선은 침하량이 증가함에 따라 지지력이 선형적으로 증가하며 상대밀도 80%에서는 기초의 침하량이 약 7mm, 상대밀도 90%에서는 약 6mm 에서 탄성영역을 보이고 있으며 이후 극한값에 도달함을 알 수 있다.

2. 원심모형 실험결과 상대밀도 80 %의 경우 중앙재하시 7.4 kg/㎠, 오른쪽 재하시 6.0 kg/㎠, 상대밀도 90 %의 경우 중앙재하시 9.2 kg/㎠, 오른쪽 재하시 6.8 kg/㎠ 로 하중이 오른쪽에 재하될때 중앙에서의 지지력에 비해 약 20 - 25 % 정도 감소함을 나타내고 있다.

3. 극한평형법을 이용한 Meyerhof(1957)의 경사면기초에 대한 지지력 산정식에 의하면 상대밀도 80 %의 경우 중앙재하시 2.688 kg/㎠, 오른쪽 재하시 0.98 kg/㎠, 상대밀도 90 %의 경우 중앙재하시 2.87 kg/㎠, 오른쪽 재하시 1.043 kg/㎠로 계산되었다. 이 결과에 의하면 상대밀도에 의해 극한지지력 값은 약 7 %정도 지지력이 감소하며, 하중재하위치에 따라서는 약 70 % 정도 감소함을 나타내고 있다. 한편, 원심모형 실험결과에 비해서는 약 60 %정도 감소된 값을 보이고 있으며 이는 Meyerhof의 방법은 매우 과소평가 되고 있는 것으로 판단된다.

4. 극한평형법을 이용한 Bowles(1982)의 경사면기초에 대한 지지력 산정식에 의하면 상대밀도 80 %의 경우 재하위치에 상관없이 19.47 kg/㎠, 상대밀도 90 %의 경우 20.76 kg/㎠ 으로 실험결과에 비해 약 3 배 이상의 값을 보이는데 이는 Bowles(1982)의 극한 지지력 산정식이 비점착성 사면의 경우 사면정부에 위치한 기초가 근입깊이가 없는 경우 사면 경사각이 없거나 혹은 사면 경사각이 있는 경우라도 경사각의 정도에 관계없이 N_q 값이 동일하게 적용되기 때문인 것으로 판단된다.

5. 사석지반의 원심모형 실험결과를 상용프로그램인 FLAC을 사용하여 수치해석을 실시한 결과 실험결과에 비해 탄성영역에서 침하량은 작게 평가되었으나 극한지지력 값은 원심모형 실험결과와 비교적 일치하는 것으로 나타나고 있다.

참 고 문 헌

[1] Bowles, J. E., "Foundation analysis and design". McGrawHill Book Company, New York, N. Y, 1982

[2] Gemperline, Mark C., "Centrifugal model tests for ultimate bearing capacity of footings on steep slopes in cohesionless soil". REC-ERC-84-16, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 1984

[3] Jun, Y., J. Effect of Relative Density on Bearing Capacity of Strip Footing Adjacent in Cohesionless Soil Slopes, Chun Cheon, Kang Won University, 1996

[4] Gemperline, M. C., "Centrifuge modeling of shallow foundations". Proc., ASCE Spring Convention, ASCE, 1988

[5] Hansen, J. B., "A revised and extended fomula for bearing capacity". Danish Geotecnical Institute Bulletin, No.28, Copenhagen, 1970

[6] Kim, T. S., "A Experimental Study on Determination of Ultimate Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Footing" , Seoul, Seoul National University, 1993

[7] Kwon, O. K., "A Study on Determination of Ultimate Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Footing Using Upper Bound Method of Limit Analysis", Seoul, Seoul University, 1991

[8] Meyerhof. G. G., "Then ultimate bearing capacity of foundations". Geotechnique, 2, pp.301, 1951

[9] Meyerhof, G. G., "The ultimate bearing capacity of foundation on slopes". Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and foundation Engrg., I, pp.384-386, 1957

[10] Meyerhof. G. G. (1963). “Some recent research on the bearing capacity of foundations”. CGJ, vol. 1, No.1 : pp.16-26, 1963

[11] Saran, S., Sud, V. K., and Handa, S. C., "Bearing capacity of footings adjacent to slopes". J. Geotech. Eng. ASCE, 115(4), pp.553-573, 1989

[12] Shields, D. H., "Bearing capacity of foundations near slopes". Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Foundation Eng., Japanese Society of soil Mechanics and Foundation Engeering, Tokyo, Japan, 2, pp.715-720, 1977

[13] Terzaghi, K., "Analysis of ultimate loads of shallow foundations". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engeering Division, ASCE, vol. 99, SMI : pp.45-73, 1963

[14] Winterkorm, Hans F., and Hsai-Yang Fang ., "Foundation Engineering Handbook". VanNostrand Reinhold Company, New York, N. Y, 1975

[15] Yang, J., O. Bearing Capacity of Strip Footing Adajacent in Cohesionless Slopes, Chun Cheon, Kang Won University, 1995