

비점착성 지반상 팽이기초 적용에 따른 지지특성

The Bearing Capacity Characteristics of Top Base Foundations in Cohesionless Soils

김 찬 국¹ Kim, Chan-Kuk

김 학 문² Kim, Hak-Moon

Abstract

Top Base Foundation (TBF) is widely used for the increment of bearing capacity and restraining settlement of foundations when the bearing capacity of ground is not enough. The design of bearing capacity obtained from existing Japanese standard underestimates considerably what is compared with the observation values from the field measurement. Therefore, intensive model tests and site observation programs are carried out to establish more reasonable prediction technique and understanding of TBF in soft ground. In this study, 1/5 scale model tests are performed in order to investigate the behavior of TBF with various shapes in a laboratory. Also, about 100 sites measurement data are evaluated to investigate the field behavior of TBF in various ground conditions. Based on the results of the model tests and field measurement data, it was possible to introduce more reasonable bearing capacity equations of TBF considering N-value of soils, the effect of underground water and failure mechanisms.

요 지

최근까지 국내에서는 팽이기초에 관한 연구가 미흡하였고, 지반조건에 맞는 설계기준이 마련되어 있지 못하여 일본의 설계기준을 그대로 사용하고 있는 실정이다. 이로 인해 기존 팽이기초의 지지력식은 과소하게 예측되는 문제점이 있다. 따라서 본 연구에서는 실제크기의 1/5 스케일로 축소된 모형실험을 수행하였으며, 국내에서 이루어진 100여개 현장의 재하실험 결과를 근거로 강도특성(N값), 지하수영향, 팽이기초의 파괴형상을 고려하여 보다 합리적으로 팽이기초의 지지력을 예측할 수 있는 식을 제안하였다.

Keywords : Bearing capacity equation, Failure shape, The effect of underground water, Top base foundations

1. 서 론

지지력증대와 침하억제를 목적으로 일본에서 개발된 공장제작 콘크리트 팽이기초는 무게가 700~800N의 중량구조체로서 시공시 연약지반내의 장비 진입이 어렵고, 설치 시에 정확도가 떨어지며, 현장설치 작업시

간이 길게 소요되는 등의 문제점들이 있어 국내에서는 크게 활용되지 못하였다. 이러한 종래의 공장제작 콘크리트 팽이기초가 갖는 여러 가지 문제점들을 해결·보완하기 위해 현장타설 팽이기초공법이 개발되었으며, 이로 인하여 최근 들어 국내 지반공학 기술자들이 팽이기초에 관한 많은 관심을 갖기 시작하였다(김학문, 김

1 정회원, 청석엔지니어링 터널사업부 과장 (Member, Manager, Tunnel Engrg. Div. Chungbuk Engrg.)

2 정회원, 단국대학교 토목환경공학과 교수 (Member, Prof., Civil & Environmental Engrg., Dankook Univ., khm1028@dankook.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

찬국 등, 2004).

그러나 국내에서는 팽이기초에 관한 연구가 미흡하고, 지반조건에 맞는 설계기준이 마련되어 있지 못하여 일본의 설계기준을 그대로 사용하고 있는 실정이다. 따라서 본 연구는 보다 합리적으로 팽이기초의 지지력을 예측하기 위하여 기초종류별 모형토조실험을 수행하였고, 100여개 현장 재하실험 결과를 비교·분석하였다.

2. 공법의 개요

현장타설 팽이기초는 그림 1과 같이 재활용 합성수지인 팽이형 용기를 지반에 설치하고 수지용기에 콘크리트를 타설한 다음, 잔여 간극부분에 진동봉을 이용하여 쇄석을 밀실하게 충전하는 공정으로 이루어지며, 안정성과 시공성 및 경제성에 있어서 기존 공장제작 콘크리트 팽이기초공법을 한 단계 발전시킨 공법이다. 현장타설 팽이기초공법은 기존 공장제작 팽이기초 공법에 비하여 소음이나, 진동영향이 없고 산업폐기물로 재활용되는 팽이형 수지용기는 환경 친화적이며, 공장제작 팽이기초의 콘크리트 표면에 염분이나 화학적인 물질의 접촉으로 인한 내구성의 열화문제를 근본적으로 해결할 수 있다. 또한 현장타설 팽이기초는 팽이형 수지용기 내 콘크리트를 타설하는 합성 압축 재료이므로 기존의 공장제작 콘크리트 팽이기초보다 재료의 강도가 향상되었으며, 간편한 시공에 따른 시공기간의 단축과 공사비용의 절감효과가 있다(김학문, 김찬국 등, 2004).

팽이기초는 얇은기초(무처리기초) 설치시 지내력이 일부 부족한 경우 얇은기초 하부에 팽이기초를 설치함으로써 지지력을 향상시키는 공법이다. 따라서 팽이기초의 지지력식은 일본도로교 시방기준(1984)에서 제시

된 얇은기초 지지력 공식을 기본으로 하여, 팽이기초의 지지력 향상효과를 고려한 계수 K_1 과 K_2 를 고려하여 식 (1)과 같이 제안되어있다(주 반석팽이기초, 2002). 그러나 현재 사용되고 있는 지지력식은 팽이기초 설치시 지지력을 매우 과소하게 평가하는 문제점 있다.

$$q_u = K_1 K_2 \left[\left(1 + 0.3 \frac{B'_k}{L_k} \right) c N_c + p_o N_q \right] + \left(1 - 0.4 \frac{B'_k}{L_k} \right) \frac{1}{2} \gamma B'_k N_r \quad (1)$$

- 여기서, q_u : 팽이기초의 극한지지력
- K_1 : 응력분산효과를 나타내는 계수,
 $K_1 = (B_k + 2H \tan \omega)(L_k + 2H \tan \omega) / (BL)$
- K_2 : 접지압 분포를 고려할 필요가 없는 부분을 고려하여 지지력을 증가시키는 계수
- B, L : 구조물의 단변 및 장변
- B_k, L_k : 팽이기초의 단변 및 장변
- H : 팽이기초의 높이
- ω : 응력 분산각(30°로 한다.)
- N_c, N_q, N_r : 지지력계수(일본도로교 시방서, 1984)
- p_o : 기초의 근입깊이(D_f)에 대한 상재하중

3. 실내 모형실험

3.1 모형실험의 개요

본 연구는 지지력이 다소 부족한 연약지반에서 지지력 증가와 침하감소효과가 있는 팽이기초의 원리 및 효과를 구명하고자 실제크기의 1/5 스케일로 축소된 모형기초를 이용하여 토조 모형토조실험을 수행하였다. 지

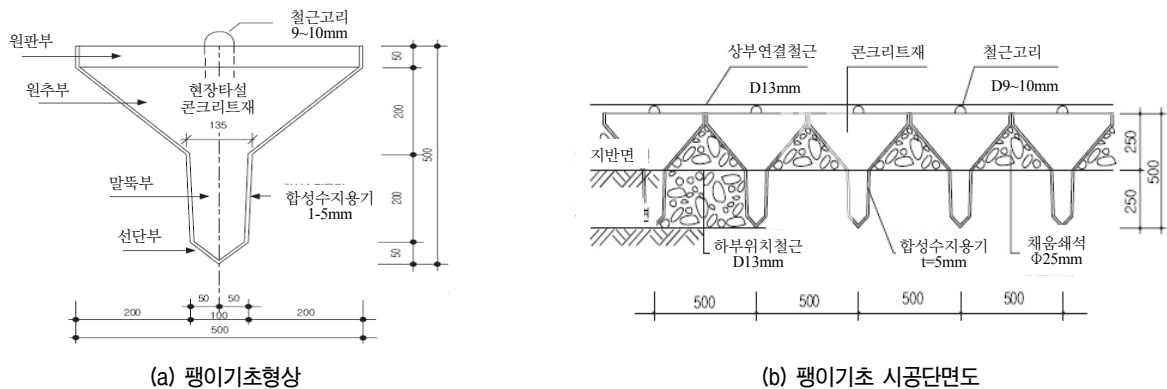


그림 1. 현장타설 팽이기초의 형상 및 시공단면도

반조건은 상대밀도 변화에 따른 거동특성을 비교하기 위하여 강사장치로 느슨한 모래지반과 중간조밀한 모래지반을 조성하여 실험을 수행하였고, 팽이기초의 형상이 지지력 향상과 침하억제에 미치는 효과를 확인하고자 표 1과 같이 기초형상을 무처리기초, 원추형기초, T형기초, 팽이기초로 구분하여 실험을 수행하였다. 또한 팽이기초의 전단변형특성을 확인하기 위하여 탄소봉을 이용한 2차원 평면거동실험도 병행하여 수행하였다. 2차원 평면거동실험에서는 기초조건을 무처리기초와 팽이기초로 구분하여 하중을 재하 하였으며, 기초의 침하량을 동일하게 발생시킨 후에, 지지력에 영향을 미치는 전단활동면의 양상을 비교·검토하였다.

3.2 모형실험의 방법

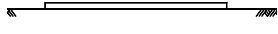
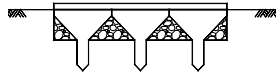

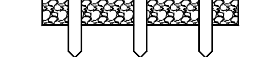
3.2.1 토조 모형실험

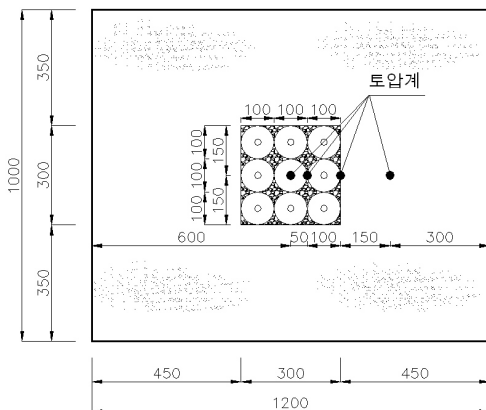
모형토조는 120cm(가로)×100cm(세로)×100cm(높이)의 크기로 벽면은 토조내 관찰이 용이하고 마찰이 적은

30mm 두께의 투명 아크릴판으로 제작하였으며, 강사장치는 기초지반 조성시 상대밀도를 균일하게 유지하기 위하여 낙하고와 강사구 폭을 조절할 수 있도록 강사장치를 제작하였다. 모형팽이기초는 한정된 크기의 토조에서 하중재하에 의해 발생된 지반의 전단거동이 토조 벽면에 영향을 미치지 않는 크기로 적용하기 위하여 예비실험을 통해 실제 팽이기초의 1/5크기로 축소 제작하였으며, 모형실험용 쇠석의 경우에도 최대직경이 5mm 이하가 되도록 가공하여 실험을 수행하였다. 하중재하에 따른 기초 및 지반의 거동변화를 측정하고자 그림 2와 같이 토압계는 재하판 폭(30cm)의 2배 깊이까지 설치하였으며, 하중재하에 따른 기초의 침하를 측정하기 위하여 기초침하계 2개소, 지표침하계 4개소를 설치하였다.

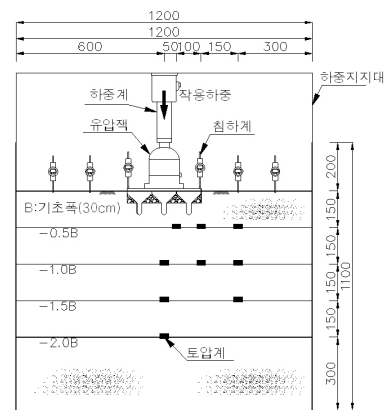
본 실험에서 기초지반은 공기 건조된 주문진 표준사를 사용하였으며, 강사장치를 통한 지반의 조성은 느슨한 지반의 경우 건조단위중량이 $13.6kN/m^3$, 중간조밀한 지반의 경우 $14.4kN/m^3$ 으로 조성하였다. 또한 각각의 상대밀도에서 기초지반의 강도정수를 파악하기 위해

표 1. 토조 모형실험 조건

지반조건	상대밀도 (단위중량)	기초조건	
		기초종류	기초형상
느슨한 모래지반(Loose Sand)	31% ($13.6kN/m^3$)	무처리기초	
		팽이기초	
중간 조밀한 모래지반(Medium Sand)	57% ($14.4kN/m^3$)	원추형기초	
		T형기초	



(a) 계측기 설치위치 평면도



(b) 계측기 설치위치 단면도

그림 2. 모형토조제원 및 계측기 설치위치도(단위: mm)

조성된 지반조건과 동일한 단위중량으로 직접전단시험을 수행한 결과는 표 2와 같다.

3.2.2 2차원 모형실험

팽이기초의 지지력에 영향을 미치는 전단파괴 형상을 검토하기 위하여 그림 3과 같이 기초지반의 거동 확인이 용이한 탄소봉을 이용하여 2차원 평면거동실험을 수행하였다. 기초지반의 전단변형 특성을 검토하기 위하여 재하판 중심으로부터 수평방향으로 2B(B:재하판 폭), 깊이방향으로는 지표면부터 1.5B 만큼 탄소봉을 이용하여 지반을 조성하였으며, 하중재하에 따른 지반의 전단파괴형상 확인이 용이하도록 하기 위하여 0.25B 간격으로 색이 다른 탄소봉을 설치하였다. 기초조건은 팽이기초와 무처리기초로 구분하여 실험을 수행하였으며, 모형팽이기초는 실제 팽이기초(Φ500형)의 1/5 스케일로 제작된 기초를 2열(B=200mm) 설치한 후, 팽이기초

사이에는 실제와 동일하게 1/5스케일(최대직경 5mm)로 가공된 채움쇄석을 붓다짐하여 최대한 밀실하게 충전되도록 하였다. 또한 팽이기초의 연결철근 효과를 나타내기 위하여 말뚝과 말뚝을 연결하여 일체거동을 하도록 하였다. 무처리기초의 경우에는 팽이기초와 동일한 조건에서의 거동을 검토하기 위하여 지반조건 및 재하판 폭을 동일하게 하였으며, 재하시 동일한 양의 침하를 발생 시켰을 경우의 거동을 비교·검토하였다. 기초별 지반의 거동 변화는 사진촬영을 통하여 재하전과 재하후의 탄소봉 위치변화를 비교함으로써, 전단파괴면의 형상, 지반의 변형상태 등을 검토하였다.

3.3 모형실험 결과

3.3.1 형상에 따른 거동 특성

팽이기초 형상에 따른 하중-침하특성을 검토하면, 그

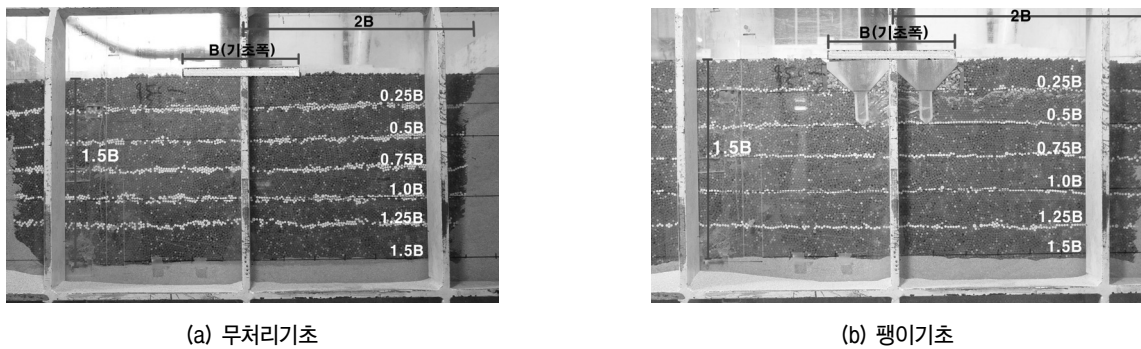


그림 3. 탄소봉을 이용한 지반조성

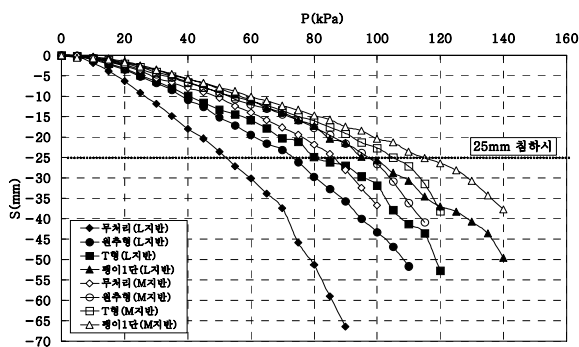


그림 4. 팽이기초 형상 변화에 따른 하중-침하곡선

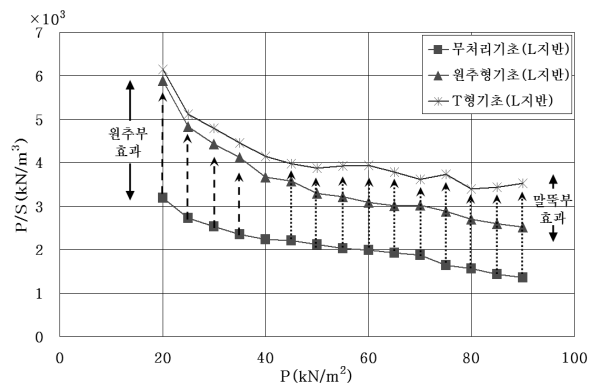


그림 5. 하중단계에 따른 팽이기초 형상의 지지특성

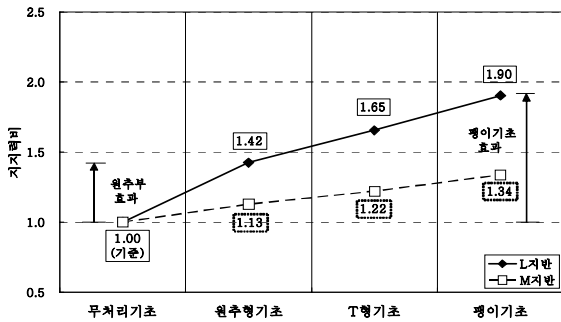
표 2. 조성된 모형지반의 강도정수

지반조건	상대밀도(%)	단위중량(kN/m ³)	내부마찰각(°)
느슨한지반(L지반)	31	13.6	30
중간조밀지반(M지반)	57	14.4	35

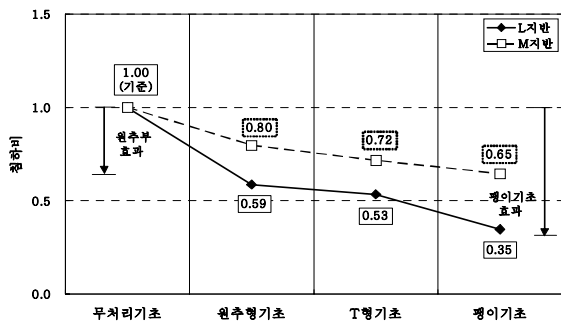
림 4와 같이 상대밀도의 변화에 상관없이 동일 침하량에서 무처리 기초, 원추형기초, T형기초, 팽이기초순서로 큰 하중을 지지하는 것으로 나타났다. 상대밀도에 따른 하중-침하거동을 비교하면 원추형기초의 경우 느슨한 지반에서 효과가 더 크게 향상되는 것으로 나타났는데, 이는 팽이기초의 원추부 형상이 응력분산효과에 큰 영향을 미치며, 느슨한 지반에서 더욱 큰 효과를 나타내기 때문인 것으로 사료된다. 탄성영역 범위 내에서 기초의 지지특성을 나타내는 지반반력계수($K=P/S$)를 하중 단계별로 나타낸 그림 5를 살펴보면, 낮은 하중 단계에서는 응력분산효과를 나타내는 원추형기초 효과가 크게 나타나나 하중의 크기가 증가할수록 말뚝부의 효과가 지지특성에 더 크게 영향을 미치는 것으로 나타났다. 이는 하중증가에 따른 말뚝부내의 구속력 증가에 의한 것으로 사료된다.

재하실험 결과로부터 지지력을 추정하는 방법은 Terzaghi-Peck(1967)이 제시한 P-S 곡선에서 전 침하량 기준인 25mm일 때의 하중에 안전율 1.5를 고려하여 허용지지력을 예측하였다.

상대밀도에 따른 팽이기초 형상별 허용지지력 및 침하량을 비교한 결과는 그림 6과 같다. 팽이기초 형상별 허용지지력은 그림 6(a)와 같이 무처리기초에 비해 원추형



(a) 지지력비



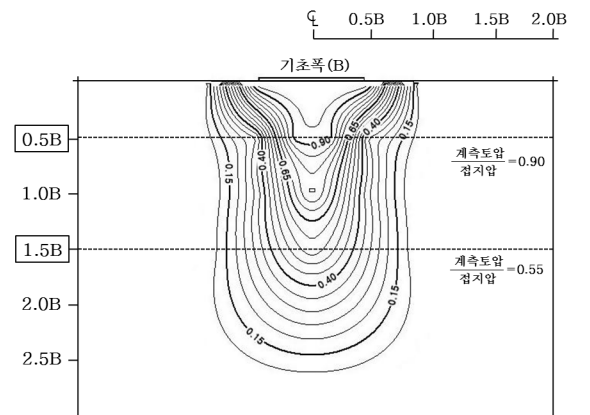
(b) 침하비

그림 6. 팽이기초형상에 따른 지반종류별 지지력비 및 침하비

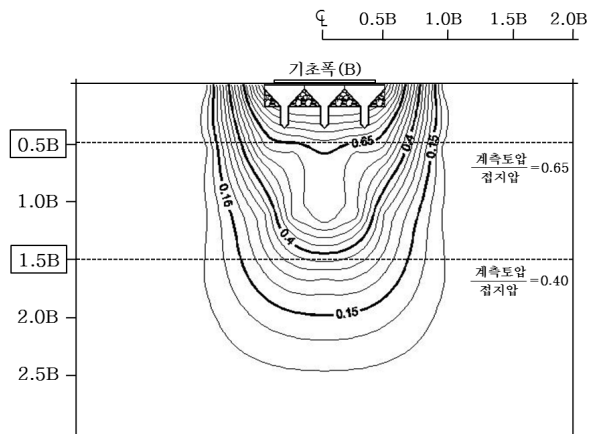
기초의 경우 1.13~1.42배 증가하고, T형기초의 경우 약 1.22~1.65배 증가하는 것으로 나타났으며, 팽이기초는 원추형기초와 T형기초의 효과를 조합한 1.90(1.42×1.65=약 2.3)~1.34(1.13×1.22=약 1.3배)의 지지력 향상효과가 나타남을 확인할 수 있다. 또한 그림 6(b)와 같이 동일하중(무처리기초의 허용지지력, 35kPa(L지반), 57kPa(M지반))작용시 팽이기초 형상별 발생침하량을 비교하면, 무처리기초에 비해 원추형기초는 0.59~0.80배, T형기초의 경우 0.53~0.72배 수준으로 나타났으며, 팽이기초는 원추형기초와 T형기초의 효과를 조합한 0.35배(0.59×0.53=약 0.31배)~0.65배(0.8×0.72=약 0.58)의 침하감소효과가 나타났다.

3.3.2 지중응력분포 특성

팽이기초의 지중응력분포 특성을 검토하기 위하여 동일하중조건에서 무처리기초와 비교한 결과는 그림 7과 같다. 무처리기초와 팽이기초의 지중응력 분포를 비교하면, 무처리기초는 심도 0.5B(B=기초폭)에서 발생응력



(a) 무처리기초



(b) 팽이기초

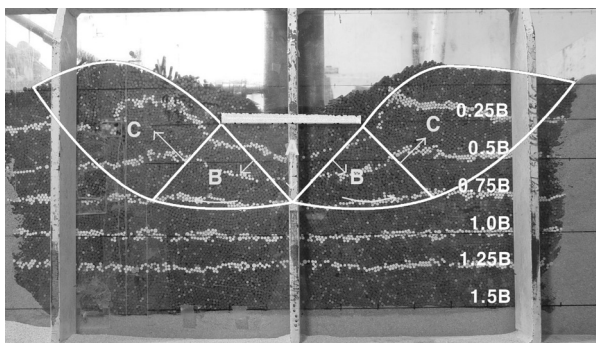
그림 7. 지중응력 분포(L지반, 무처리기초 항복하중 적용시)

이 기초 중앙부에 집중되며 계측토압/접지압이 약 90%까지 전달되는 반면, 팽이기초의 경우 동일깊이에서 응력분포가 기초하부 전체에 비교적 균등하게 분포하며 계측토압/접지압이 약 65%로 무처리기초에 비하여 적은하중이 기초하부로 전달되는 것으로 나타났다. 또한, 심도 1.5B에서도 무처리기초에 비하여 팽이기초 설치시 비교적 지중응력이 균등하게 분포하고 있으며, 무처리기초의 계측토압/접지압은 55%로 나타나고 있으나, 팽이기초의 경우, 약 40% 정도로 작게 발생하는 것으로 나타났다.

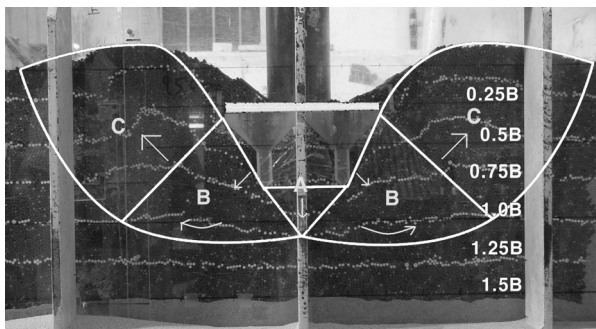
이와 같은 지중응력분포 형상을 고려할 때 팽이기초는 무처리기초와 달리 원추부와 말뚝부, 채움쇄석에 의하여 기초지반에 응력이 집중되는 것을 방지함으로써 지반의 파괴를 억제하여, 무처리기초에 비해 더 큰 하중까지 지지할 수 있는 것으로 판단되며, 침하에 큰 영향을 미치는 지중응력이 무처리기초에 비하여 적게 지반으로 전달되므로 침하량이 감소하는 현상이 나타나는 것으로 사료된다.

3.3.3 기초지반의 전단거동

지지력 향상 및 침하억제를 목적으로 사용되는 팽이기초의 전단파괴 형상을 검토하기 위하여 하중증가에



(a) 무처리기초



(b) 팽이기초

그림 8. 2차원 평면거동 실험에서 전단활동면 형상

따른 기초지반의 거동확인이 용이한 탄소봉을 이용하여 동일 조건에서 기초지반의 파괴형상을 비교·분석하였다. 무처리기초의 전단파괴 거동을 나타낸 그림 8(a)를 살펴보면, 전체적인 기초 지반의 거동은 하중증가에 따라 기초 아래 지반을 몇 개의 블록으로 나누는 활동면을 따라 전단거동이 발생하게 되는데 블록 A 영역에서는 무처리기초 중심부에 응력이 집중되어 지반의 거동이 기초 중심부에서는 크게 발생하고 기초 외곽부에서는 적은 거동을 보이는 삼각형 블록 형상의 거동을 보이며, 블록 B에서는 수평, 회전이동을 하고, 최종적으로 블록 C에서는 위로 이동하는 전형적인 얇은기초의 파괴거동을 나타내고 있다. 반면, 팽이기초의 전단파괴 거동(그림 8(b))을 살펴보면, 팽이기초 말뚝부까지의 지반은 팽이기초와 동일하게 기초로써의 거동을 보이며 블록 A 영역이 팽이기초 말뚝하부에서 형성되는 것으로 나타나 무처리기초에 비해 비교적 깊은 전단활동 거동을 보이고 있다. 하중재하에 따른 전단활동면은 무처리기초의 경우, 용기범위는 1.97B, 용기고는 0.125B, 활동깊이는 0.8B 깊이정도까지 얇게 형성되는데 비해 팽이기초의 경우 용기범위는 2.00B, 용기고는 0.139B, 활동깊이는 1.1B 깊이까지 약 1.3배 깊게 형성됨으로써 지반의 전단저항면이 증가되어 팽이기초의 지지력이 향상되는 형상을 나타내고 있다. 또한 무처리기초의 경우에는 기초 직하부(A 블록)에서 토사의 수직 및 수평변위가 발생함으로써 지반의 저항력이 감소하고 침하가 많이 발생하는 현상이 나타나는데 비해 팽이기초의 경우에는 하중이 증가하면 팽이기초와 쇄석부가 결속되며 일체거동을 하게 되어 기초의 근입깊이 효과가 나타나며, 말뚝부가 토사의 측방변위를 억제함으로써, 기초의 지지력 증대와 침하억제 효과가 발생하는 것으로 판단된다. 따라서 이와같은 팽이기초의 전단변형특성이 지지력 향상에 큰 영향을 미치는 것으로 판단되며, 팽이기초의 지지력 산정시 전단활동면의 형상을 고려한 팽이기초의 지지력 향상효과를 고려하여야 할 것으로 판단된다.

3.3.4 모형실험과 이론식에 의한 지지력 비교

팽이기초 지지력을 예측하기 위해 사용되고 있는 기존 지지력식의 합리성을 판단하기 위하여 상대밀도를 달리하여 수행된 모형실험 결과를 기존이론식과 비교·검토하였다. 지지력이론식을 이용하여 모형기초의 지지력을 예측하기 위해 모형지반과 동일한 밀도로 직접전단실험을 수행하였으며, 산정된 강도정수(표 2 참조)를

표 3. 모형실험과 이론식에 대한 허용지지력

지반조건	팽이기초의 허용지지력(kPa)		
	실험값	기존이론식	q_a -기존이론식/ q_a -모형실험
L지반	66	34.38	0.52
M지반	77	66.20	0.86

기존 이론식에 적용하여 허용지지력을 계산하였다. 모형실험 및 이론식을 통하여 산정된 허용지지력을 비교한 결과는 표 3과 같다. 표 3을 검토하면, 느슨한지반에서 팽이기초이론식은 모형실험결과에 비해 52% 정도의 값을 나타내었으며, 중간조밀한 지반의 경우 86%의 값을 나타내었다.

4. 현장재하실험

4.1 국내 현장에서 수행된 재하실험 결과

국내지반에 적용된 팽이기초의 지지특성을 검토하기 위하여 10여 년간 수행된 100여개 현장의 재하시험 결

과를 토질특성(모래계열, 실트계열, 모래 및 실트섞인 점토계열)과 지반의 강도특성(N값), 기초크기, 지하수 영향유무, 기초지반 보강(쇄석치환, PP매트+쇄석치환 후 팽이기초 시공) 등에 따른 지지특성을 분석한 결과는 그림 9와 같다. 지지특성 분석시 지하수 영향유무는 재하실험이 수행된 현장의 시추조사 자료를 근거로 재하실험위치에서의 지하수 유무를 조사하여 판단하였다. 또한, 재하실험 자료를 검토하면 대부분의 자료가 재하장치의 용량 및 성능, 반력하중 등의 제약 조건으로 인하여 항복하중이나 극한하중까지 재하하지 못하였기 때문에, 본 연구에서는 Chin(1970)에 의해 제시된 쌍곡선법을 이용하여 극한지지력을 예측하였다. 그림 9를 살펴보면, 동일한 지반강도(N값)에서 모래계열의 지지력이 가장 크게 나타났으며, 모래 및 실트섞인 점토계열의 지반의 지지력이 가장 작게 평가되었다. 또한, 연약한 지반내에서 팽이기초의 기능향상효과를 위하여 쇄석치환 및 PP매트+쇄석치환 한 경우, 보강 없이 적용된 팽이기초에 비하여 약 2배 지지력이 향상되는 것으로 나타났다.

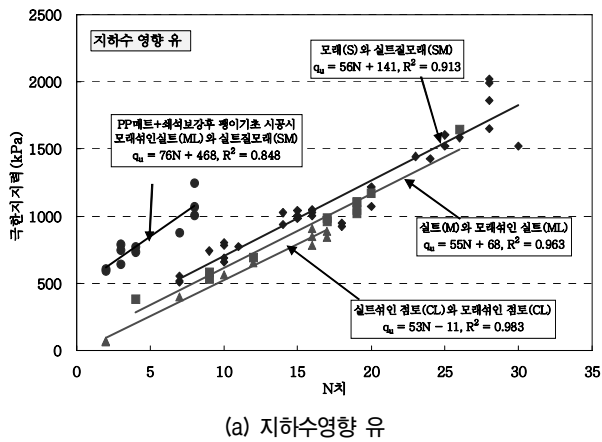
4.2 현장재하실험과 기존이론식에 의한 지지력 비교

팽이기초의 지지력을 예측하기 위해 사용되고 있는 기존 지지력식의 적정성을 판단하기 위하여 지하수영향이 있는 지반과 지하수영향이 없는 지반의 경우로 나누어 기존지지력식과 현장재하실험 결과를 비교·검토하였다.

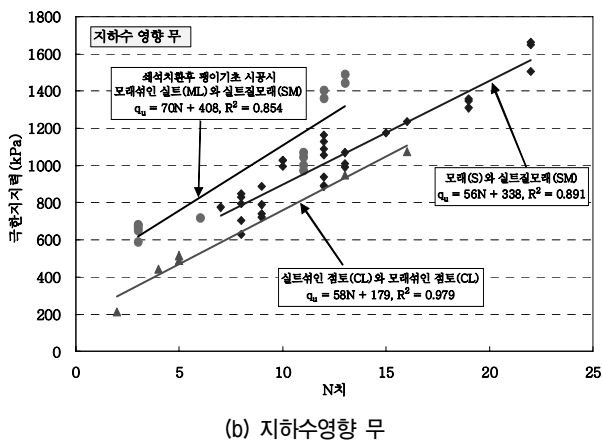
기존이론식을 통한 지지력 산정시 지하수영향이 있는 지반의 단위중량은 수중단위중량(γ_{sub})을 적용하였으며, 지하수영향이 없는 지반의 경우에는 습윤단위중량(γ)을 적용하였다. 또한, N값에 따른 내부마찰각은 Dunham(1954)이 제시한 $\phi = \sqrt{12N} + 15$ 를 사용하여 지지력 계수를 결정하였다.

지하수영향이 있는 지반에 대해 기존이론식과 현장재하실험결과에 의한 극한지지력을 비교하면, 그림 10(a)와 같이 기존이론식은 현장계측 값에 비하여 약 21~60% 수준으로 매우 보수적으로 평가되었으며, 지하수영향이 없는 지반에 경우에도 기존이론식과 재하실험결과를 비교하면, 그림 10(b)와 같이 약 38~72% 수준으로 보수적으로 평가되었으며, 이는 모형실험과 기존이론식을 비교한 경우와 동일한 결과를 나타내었다.

또한 지반의 강도특성인 N값에 따라 기존이론식과

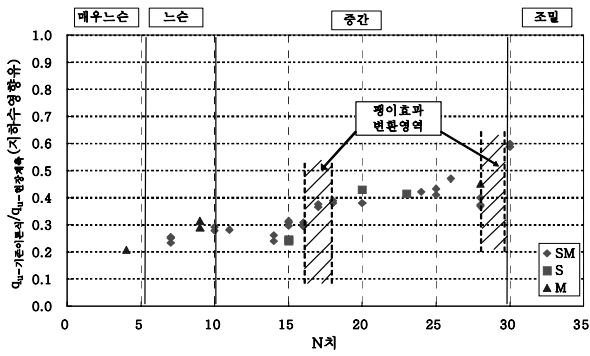


(a) 지하수영향 유

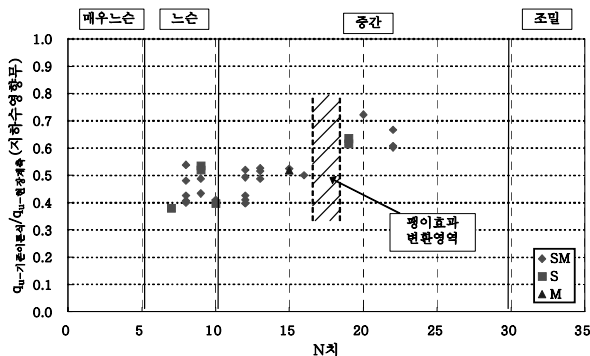


(b) 지하수영향 무

그림 9. N값 및 토질종류에 따른 팽이기초의 지지력



(a) 지하수영향 유



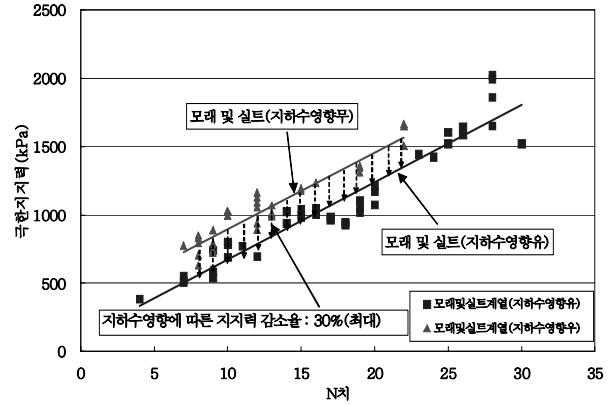
(b) 지하수영향 무

그림 10. 기존설계식과 현장계측에 대한 극한지지력 비

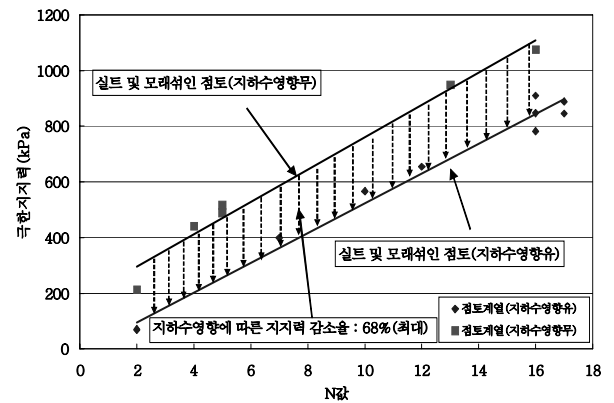
현장재하실험 결과를 비교하면 다소 상이한 결과를 나타내었는데, 지하수 영향이 있는 지반의 경우 N값이 4~16 범위에서 약 21~31% 수준으로 가장 작게 평가되었으며, N값이 17~28 범위에서는 38~47% 수준으로 나타났고, N값이 28~30범위(조밀)에서는 59~60% 수준으로 나타났다. 지하수영향이 없는 지반에서도 동일하게 N값이 4~16 범위에서는 약 38~54% 수준으로 나타났으며, N값이 17~28 범위에서는 61~72% 수준으로 기존 설계식과 현장계측치의 차이가 작아지는 것으로 나타났다. 이는 모형실험 및 현장실험에 나타난바와 같이 팽이기초의 지지력 향상효과는 상대밀도가 증가할수록 다소 감소하는 현상이 있었으나, 기존 지지력식은 모든 지반에 동일한 지지력 향상효과를 고려하고 있기 때문인 것으로 판단된다. 따라서 N값에 따라 팽이기초의 지지력 향상효과를 달리 적용해야 할 것으로 판단된다.

4.3 지하수 영향에 따른 지지력 특성

지하수영향 유무에 따른 결과를 비교하면, 지하수영향이 있는 지반에서 기존이론식/현장계측 값이 지하수영향이 없는 지반에 비해 작게 평가되었는데, 이는 지하



(a) 모래 및 실트 지반



(b) 실트 및 모래섞인 점토

그림 11. 지하수영향에 따른 지지력 감소율

수영향이 있는 지반에서 팽이기초의 지지력 산정시, 기초지반을 100% 포화되어 있는 지반으로 가정하여 수중단위중량(γ_{sub})를 적용하고 있으나, 현장재하실험 결과인 그림 11을 고려하면, 비교적 투수계수가 큰 모래 및 실트계열의 지반에서는 지하수 영향에 따라 약 30% 지지력이 감소되며, 모래 및 실트섞인 점성지반에서는 약 68% 감소되는 것으로 나타나 투수계수가 큰 지반에서 지하수 영향에 의한 지지력 평가가 매우 보수적으로 예측하고 있는 것으로 판단된다. 따라서 투수계수가 비교적 큰 모래 및 실트지반의 경우 적절한 지하수 영향을 고려한 지지력 예측이 필요할 것으로 판단된다.

5. 팽이기초 지지력 제안공식

5.1 팽이기초 지지력 공식 제안

팽이기초의 지지력 공식은 현장재하실험, 모형실험의 연구 결과를 근거로 하였으며, 사실상 지반에서 보다

합리적으로 팽이기초의 지지력을 예측할 수 있는 식 (2) 및 식 (3)과 같이 제안하였다.

- 지하수영향이 없는 경우

$$q_{u-TBF} = S_D \cdot S_F \{ 0.5 \gamma_t B_{TBF} N_r S_r d_r + \gamma_t D_f N_q S_q d_q \} \quad (2)$$

- 지하수영향이 있는 경우

$$q_{u-TBF} = S_D \cdot S_F \{ 0.35 \gamma_{sat} B_{TBF} N_r S_r d_r + 0.7 \gamma_{sat} D_f N_q S_q d_q \} \quad (3)$$

여기서, q_{u-TBF} : 팽이기초의 극한지지력

S_D : 팽이기초의 응력분산효과를 나타내는 계수(그림 13(d) 참조)

S_F : 팽이기초의 파괴형상을 고려한 경험적인 계수(1.3 적용)

B, L : 구조물의 폭 및 길이(그림 12 참조)

B_{TBF}, L_{TBF} : 팽이기초의 폭 및 길이(그림 12 참조)

H : 팽이기초의 높이(그림 12 참조)

D_f : 지표면으로부터 팽이기초 말뚝 선단부까지 깊이

ω : 응력분산각(N값에 따라 상이하게 적용, 그림 13 참조)

γ_t, γ_{sat} : 각각 흙의 습윤단위중량 및 포화단위중량

N_r, N_q : Meyerhof의 지지력계수(식 (4), 식 (5) 참조)

S_r, S_q : Meyerhof의 형상계수(표 4 참조)

d_r, d_q : Meyerhof의 깊이계수(표 4 참조)

제안된 팽이기초 지지력식의 기본 공식은 Meyerhof의 지지력공식을 적용하였는데, 이 공식은 비교적 깊은 파괴거동을 고려하여 제시된 식이며, 실제지반의 파괴양상을 비교적 잘 반영하고 있고, 모형실험 결과를 고려할 때 가장 합리적인 식으로 판단된다. 수정된 지지력계수는 식 (4) 및 식 (5)와 같다.

표 4. 제안식에 사용되는 기초형상, 깊이 수정계수

계수	계수 식	적용범위
형상계수	$S_q = S_r = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$S_q = S_r = 1$	$\phi = 0$
깊이계수	$d_q = d_r = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_r = 1$	$\phi = 0$

$$N_q = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2(45 + \phi/2) \quad (4)$$

$$N_r = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \quad (5)$$

기존 팽이기초 지지력식은 기초의 형상을 고려한 계수만을 사용하여 적용하였으나, 제안된 식은 표 4와 같이 Meyerhof식 중 기초형상, 기초의 근입깊이 효과를 고려할 수 있는 깊이계수를 고려할 수 있는 식이다.

팽이기초의 전단파괴 형상은 그림 8에 나타낸바와 같이 무처리기초의 파괴양상과 비교해서 팽이기초 말뚝부에 의한 측방변위 억제 및 근입깊이 효과에 의하여 지반의 파괴형상이 팽이기초 하부에서부터 지반의 파괴거동이 시작되며, 무처리기초에 비해 더 깊고 넓게 파괴면이 형성되었다. 이와 같은 전단활동거동은 팽이기초의 지지력을 향상시키는 하나의 원인으로 사료되며, 이로 인한 지지력 향상효과를 고려해야 될 것이다. 따라서 팽이기초의 지지력 산정시, 팽이기초의 파괴형상을 고려한 S_F (shape of failure surface)계수를 적용하였다. 팽이기초의 파괴형상에 따른 지지력 향상효과는 현장지반조건수많은 변수들에 의해 이론적인 접근이 어려운 관계로 모형실험에 의한 파괴형상인 그림 8를 근거로 제안식이 안전측으로 예측되는 값을 적용하였으며, 분석결과 1.3을 적용하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

투수계수가 큰 지반에서 지하수영향에 따른 지지력 감소효과는 점성토지반과 달리 약 30% 감소되는 것으로 나타났는데, 이는 모래 및 실트계열 지반의 경우 투수계수가 비교적 크고, 팽이기초의 채움쇄석에 의해 간극수압 증가가 감소되기 때문인 것으로 판단된다. 따라서 현장재하실험 결과와 이론식을 비교한 결과, 지하수영향이 있는 투수계수가 큰 지반에서는 포화단위중량(γ_{sat})에 70%를 이론식에 적용하는 것이 적절할 것으로 판단된다. 따라서 투수계수가 큰 지반에서 지하수영향이 있는 경우 지하수영향에 의한 계수 0.7을 기본식에 적용하여 제안하였다.

팽이기초의 응력분산효과를 고려한 계수 S_D (stress distribution factor)는 기존지지력식과 동일하게 팽이기초 말뚝부 선단 깊이까지의 팽이기초와 기초지반이 일체가 된 변형이 일어나게 되며, 팽이기초의 응력분산효과에 의하여 그림 12에서와 같이 팽이기초 상부의 하중 q_f 가 말뚝부 선단에서는 q_f' 로 감소한다. 따라서 팽이기초의 파괴가 발생할 때의 극한지지력을 q_f' 에 대하여 계산하고 실제의 설계지지력 q_f 로 변환하면 된다. 이렇게

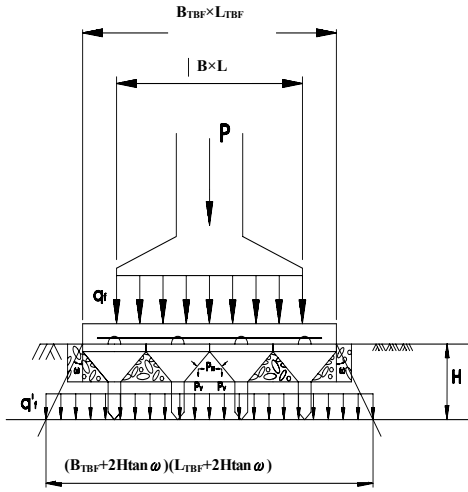
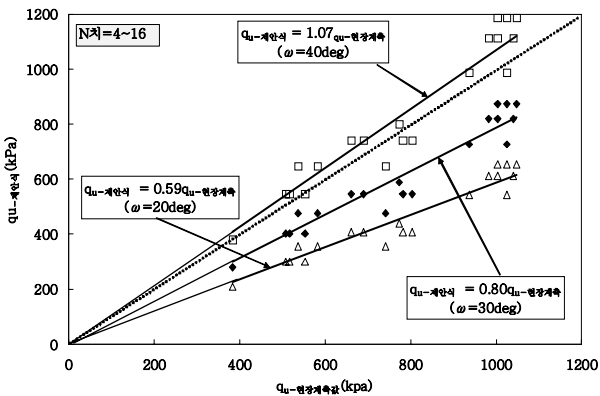


그림 12. 응력분산에 의한 지지력 향상계수 S_D

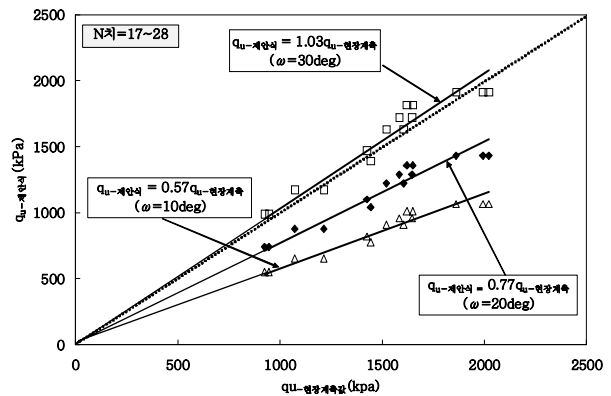
계산된 계수 S_D 는 식 (6)과 같이 계산 된다.

$$S_D = \frac{(B_{TBF} + 2H \tan \omega)(L_{TBF} + 2H \tan \omega)}{B \times L} \quad (6)$$

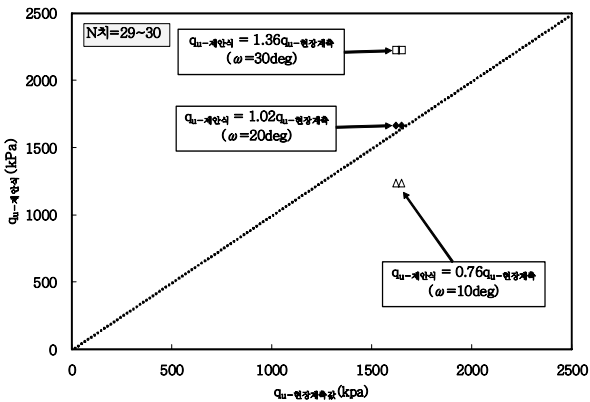
또한, 모형실험 및 현장재하실험 결과를 고려할 때, 팽이기초는 지반의 강도(N값)가 증가함에 따라 팽이기초의 응력분산효과가 감소하게 되어 지반강도(N값)가 클수록 팽이기초의 지지력 향상효과가 감소되는 현상이 나타났으나, 기존식의 응력분산효과를 고려하는 K_1 계수는 지반의 강도(상대밀도)에 상관없이 동일한 값을 적용하고 있다. 따라서 현장재하실험 결과를 근거로 N값에 따라 응력분산효과를 달리 적용해야 할 것으로 판단되어 N값에 따른 현장계측값과 제안식에 의한 예측값을 비교한 결과, N값이 4~16 범위의 경우 그림 13(a)와 같이 분산각을 30°로 적용하는 것이 적절할 것으로 판단되며, N값이 17~28 범위의 경우에는 그림 13(b)과 같이 분산각을 20° 적용하며, N값이 29~30 범위는 그림 13(c)과 같이 10°로 적용하는 것이 가장 적절한 것으로 나타났다. 따라서 본 지지력 제안식에서는 N값 및 기초 폭에 따른 지지력 향상 계수 S_D 를 그림 13(d)와 같이 제시하였다.



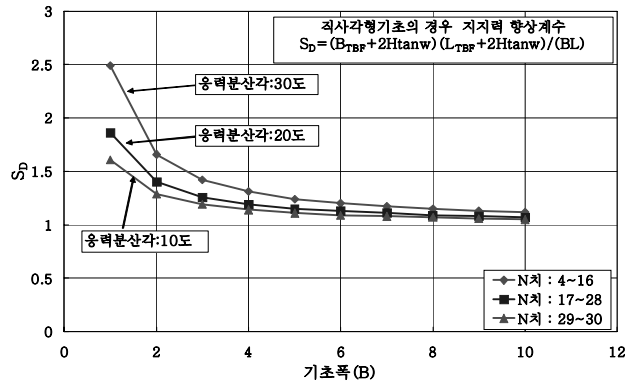
(a) $N_{값}=4 \sim 16$



(b) $N_{값}=17 \sim 28$

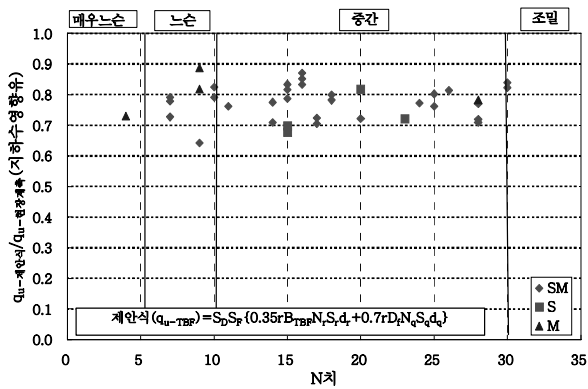


(c) $N_{값}=29 \sim 30$

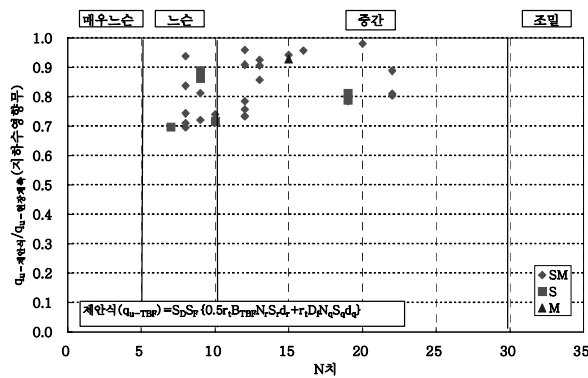


(d) 지지력 향상계수 S_D

그림 13. N값에 따른 응력분산각 및 지지력향상계수 S_D



(a) 지하수영향 유



(b) 지하수영향 무

그림 14. 지반조건별 제안식과 현장계측 비교

5.2 지지력 제안식과 현장계측값의 비교

제안된 팽이기초 지지력식의 적정성을 검토하기 위하여 현장계측값과 비교한 결과는 그림 14와 같다. 지하수영향이 있는 지반에 대해 제안식과 현장계측값을 비교하면, 그림 14(a)에서 보는바와 같이 제안식은 현장계측값에 대해 비하여 N값이 4~16 범위(매우느슨~중간조밀)의 경우, 약 64~89%로 평가되었으며, N값이 17~28 범위(중간조밀)에서는 71~82%로 나타났고, N값이 29~30범위(조밀)에서는 82~84%이다. 또한 지하수영향이 없는 지반에 대해 제안식과 재하실험 값을 비교하면, 그림 15(b)에서와 같이 N값이 4~16 범위(매우느슨~중간조밀)의 경우, 약 70~96% 이고, N값이 17~28 범위(중간조밀)에서는 78~98%로 나타나 새롭게 제안된 지지력식은 기존식에 비해 보다 합리적인 지지력을 예측할 수 있을 것으로 판단된다.

6. 결론

팽이기초의 거동메커니즘을 구명하고, 합리적인 팽

이기초의 지지력식을 제시하기 위하여, 모형실험, 현장 재하실험을 수행하였으며, 그 결과를 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 팽이기초 설치에 따른 향상효과는 팽이기초의 형상과 채움쇄석의 상호거동에 의해 나타나는데, 채움쇄석과 원추부는 접지압 분포를 균등하게 분포함으로써 지반의 파괴를 억제하고, 지중응력 감소시킴으로써 침하량을 감소시키는 역할을 하며, 말뚝부는 측방변형을 억제하고 하중증가에 따라 하부지반의 구속력을 증가시키며, 기초지반의 전단변형을 깊고 넓게 발생시킴으로써 지지력을 향상시키는 역할을 한다.
- (2) 동일한 토질종류에 대해 지하수 유무에 따라 팽이기초의 지지력을 비교한 결과 투수계수가 비교적 큰 모래 및 실트계열의 지반에서는 지하수에 의해 지지력의 감소가 적게 나타나나, 투수계수가 작은 실트 및 모래섞인 점토의 경우 지지력 감소가 크게 나타났다. 따라서 팽이기초의 지지력 예측시 지하수 영향에 대한 적절한 고려가 필요할 것으로 판단된다.
- (3) 기존 팽이기초 지지력 추정식을 재하실험결과와 비교한 결과, 약 20~70% 수준으로 기존이론식이 현장계측값에 비해 보수적으로 예측되었으나, 제안식을 재하실험결과와 비교하면, 약 64~98% 수준으로 기존식에 비해 보다 합리적인 지지력을 예측하였다. 따라서 지반의 강도특성(N값), 지하수영향, 팽이기초의 파괴형상을 고려하여 추정하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

참고 문헌

1. 김찬국 (2009), “연약지반상 팽이기초 적용에 따른 거동특성”, 단국대학교 박사학위 논문.
2. 김학문, 김찬국 등 (2004), “현장타설형 팽이말뚝기초공법 적용에 따른 기초 및 지반거동에 관한 연구” 연구보고서.
3. 조진호 (2007), “모래지반에서 팽이기초의 형상변화에 따른 모형실험연구”, 단국대학교 석사학위 논문.
4. (주)반석팽이기초 (2002), “Top-Base 공법설계자료”, pp.38-52.
5. Arai, K., H. Machihara, H. Shimzu, and Ohnishi, Y. (1987) “Improvement in Bearing Capacity by Employing the Foundation with Top-Shaped Concrete Blocks” *The Proceedings of Annual Conference of JSSMFE*. pp.1131-1132.
6. Chin, F. K. (1970), “Estimation of the Ultimate Load of Piles from Tests not Carried to Failure”, *Proceedings of the 2nd Southeast Asian Conf. on Soil Engineering*, Singapore, pp.81-93.
7. Dunham, J. W. (1954), “Pile Foundation for Building”, *Proc JSMFFD*, ASCE, Vol.80, No.385, p.7.
8. The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering (1984), *Manual of Plate Loading Tests*, JSSMFE.

(접수일자 2010. 4. 27, 심사완료일 2010. 7. 6)