

시화 해성점토 지반에서의 팽이기초의 수치해석연구

The Numerical analysis of Top-Base Foundation in Siwha Marine Clay

김현수¹⁾, Hyun-Soo Kim, 김학문²⁾, Hak-Moon Kim, 김찬국³⁾, Chan-Kook Kim

¹⁾ 단국대학교 토목환경공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Dankook University

²⁾ 단국대학교 토목환경공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Dankook University

³⁾ 단국대학교 토목환경공학과 박사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Dankook University

SYNOPSIS : Full scale size model tests of the top-base foundation was performed in siwha marine clay and the site measurement results were compared with the analytical results from finite different programs, FLAC-2D to investigate the behavior of top-base foundation.

The stress distribution obtained from the numerical analysis for the various types of foundation were compared and analysed during the application of allowable load as well as yield load.

It was found that the top-base foundation prevents the lateral deformation of soft ground and stress dispersion effect to reduce the surface settlement, and that the foundation creates uniform stress distribution around it, therefore increasing bearing capacity.

Key words : Top-base, Numerical analysis, Stress distribution, Lateral deformation

1. 서 론

연약지반에 있어서 얇은 층에 대한 기초보강공법의 하나로서 팽이기초공법이 도입되어 시공되고 있다. 연약지반에서 비교적 작은 하중의 구조물이 시공되는 경우 구조물의 하중에 대하여 허용지지력이 다소 부족한 경우에도 말뚝기초를 사용함으로써 기초 처리에 과도한 비용을 발생시키고 있는 실정이다. 따라서 지반의 표면안정처리로 요구되는 허용지지력 및 침하를 확보하기 위하여 팽이기초공법이 사용되고 있다. 팽이기초공법은 일본에서 개발되어 많은 현장에 적용되었고, 1990년경 국내에 도입되어 2,000여 현장에서 시공되었으며, 여러 재하시험을 통해 침하량은 감소하고 지지력은 향상되는 효과가 입증되었다. 일반적으로 팽이기초의 지지력과 침하량의 개선효과는 지반에 전달되는 응력의 분산과 말뚝부의 측방유동 억제에 의한 것이라고 알려져 있다. 이를 규명하기 위하여 여러 연구가 진행되어 왔지만, 대부분의 연구가 모래 및 실트지반의 모형토조실험과 현장실험에 의한 것이다.

따라서, 본 연구에서는 시화OO현장의 해성점토지반에서 실물크기의 현장재하시험을 시행하였으며, 그

결과를 바탕으로 현장재하시험자료를 유한차분해석프로그램으로 역해석하여 원지반의 지반정수를 산정한 후 산정된 지반정수를 팽이기초에 적용하여 팽이기초의 거동 메커니즘 평가를 위한 기초형식별 수직 응력분포 및 수평변위를 분석하였다. 주변마찰에 의한 지지력증대와 침하억제효과를 기대할 수 있는 팽이기초 말뚝부길이 변화를 통해 그 효과를 검토하였다.

2. 현장재하시험

2.1 현장의 지반조건

본 팽이기초의 현장재하시험은 시화00현장의 지반조사자료를 참고하여 대상지역중 지반조건이 불리한 위치에서 수행되었다. 팽이기초 상부를 기준으로 기초지반은 매립토층, 퇴적토층, 풍화토층, 풍화암층, 기반암층의 순으로 이루어져 있으며, 기초하중의 영향범위 내에 N치 범위가 2/30~29/30 정도의 연약~굳은 실트질 점토층이 존재하는 것으로 조사되었다. 또한 대상지층의 압밀특성을 검토한 결과, 과압밀비(OCR)가 1.66~2.75정도의 과압밀점토로 분석되었다.

2.2 현장재하시험 결과

현장재하시험은 팽이기초를 설치한 지반에서 수행하였으며 그림 3.5와 같은 하중-침하 곡선을 얻었다. 본 재하시험에서는 파괴점까지 시험을 수행하지 않고 477kPa에서 시험을 종료하였다. 허용지지력의 산정은 현장재하시험시 최대재하하중(477kPa)을 항복하중의 최소값으로 보고 이에 안전율(FS=2)을 적용하여 산출하였다.

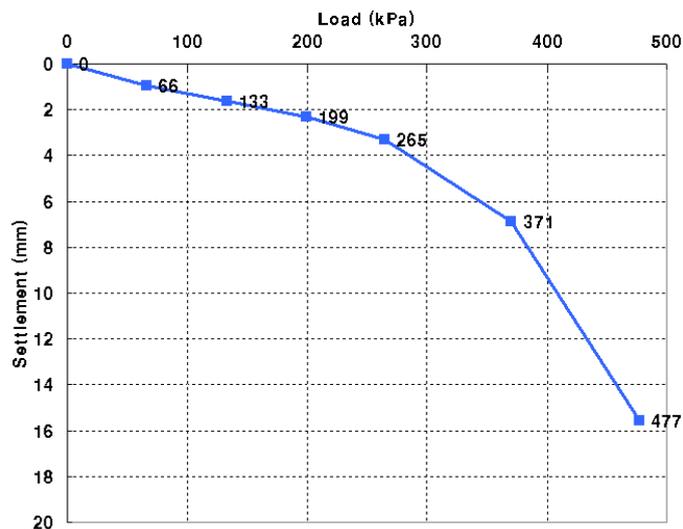


그림 2.1 현장재하시험 결과

3. 수치해석

본 연구는 점토지반에서의 팽이기초거동특성과 그 효과를 평가하기 위하여 유한차분해석 프로그램인

FLAC 2D를 활용하였다. 팽이기초의 거동특성 평가를 위해 시화00현장의 해성점토지반에서 수행된 팽이기초의 현장재하시험자료를 역해석하여 적용물성치를 산정하였으며, 결정된 물성치를 수치해석에 적용하여 그 타당성을 검증하였다. 그 이후 산정된 물성치가 적용된 지반에 매트기초, 팽이기초 1단, 팽이기초 2단의 기초를 설치하였을 경우 하중-침하특성을 평가하고, 기초하부지반의 상태를 분석하여 세부 메커니즘을 평가하였다. 팽이기초 말뚝부 효과는 사질지반에서의 연구에서 입증되었는데, 그 효과가 점토지반에서는 어떻게 나타나는지 평가하기 위해 말뚝부 길이를 1L, 2L, 3L로 달리하여 지지력, 침하특성을 평가하였다. 수치해석을 위한 모형화는 점토지반, 팽이기초, 쇄석의 3가지 요소로 구성되어 있다. 점토지반과 쇄석은 Mohr-coulomb 파괴규준을 따르는 탄소성 모델을 사용하였고 팽이기초는 탄성모델(Elastic)로 모사하였다. 2차원 요소망의 좌,우측 경계부는 수평변위를 구속하였고 하부경계는 하중재하에 의한 경계효과를 최소화하기 위하여 재하폭(1m)의 5B를 해석영역으로 설정하였다. 수치해석시 적용한 지반의 물성치는 현장재하시험 결과와 실내시험 자료를 토대로 기존문헌을 참고하여 상,하한값의 범위를 결정한 후 역해석을 반복수행하여 현장재하시험의 하중-침하곡선과 가장 유사한 경우의 물성치로 결정하였다. 하중재하의 모델링은 현장재하시험과 같이 1m×1m의 재하판을 모델링하여 재하 하였으며, 하중재하는 현장재하시험과 동일하게 66, 133, 199, 265, 371, 477kPa의 6단계로 적용하였다.

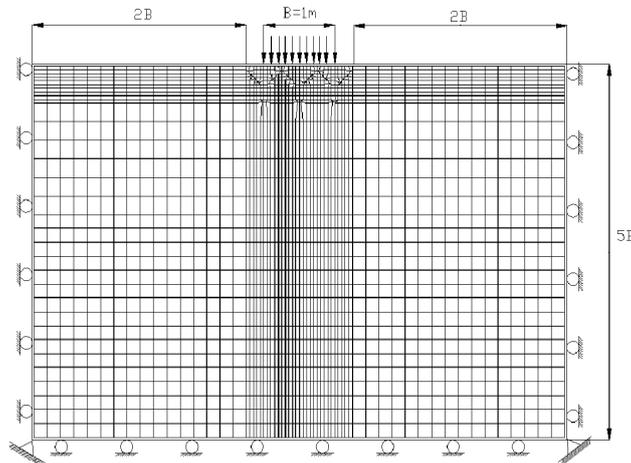


그림 4.3 수치해석 요소망 및 경계조건

4. 수치해석 결과분석

4.1 대상현장지반 역해석 검증

점토지반에서 팽이기초의 거동특성을 수치해석으로 분석하기 위해 현장하중재하시험 자료를 토대로 역해석을 수행하여 지반의 물성치를 산정하였다. 대상현장재하시험 결과와 실내시험 자료를 토대로 문헌 자료에서의 지반물성치의 상,하한값의 범위내에서 수치해석을 반복수행하여 그림 4.1과 같은 결과를 도출하였다. 해석에 사용된 점토지반과 쇄석, 팽이기초의 물성치는 표 4.1과 같다.

표 4.1 수치해석시 입력물성치

	단위중량 (γ , kN/m ³)	탄성계수 (E_s , kPa)	포아송비 (ν)	점착력 (c_u , kPa)	내부마찰각 (ϕ , degree)
점토지반	17.8	5000	0.35	24	10
팽이기초	23	21000000	0.15	elastic model	elastic model
쇄석	19	100000	0.33	0	42

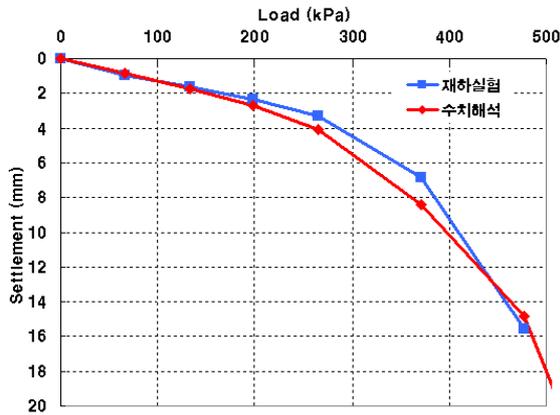


그림 4.1 재하시험결과와 수치해석 결과 비교

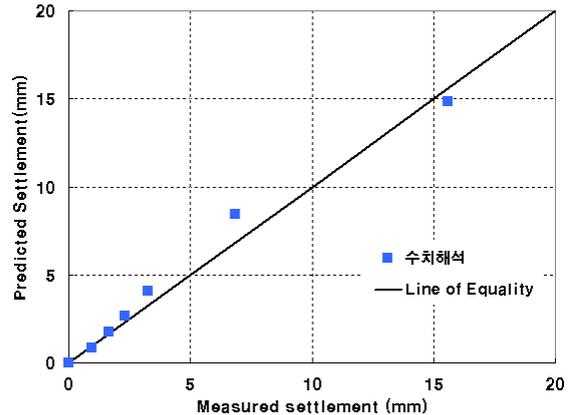


그림 4.2 재하시험결과와 수치해석의 침하량 비교

4.2 기초형식에 따른 수치해석 결과

4.2.1 기초형식에 따른 하중-침하 특성

무처리기초의 하중-침하곡선은 하중재하 초기부터 큰 침하가 발생하는 관입전단파괴의 양상을 보인다. 반면, 팽이기초 설치시 항복 전에는 서서히 침하되다가 항복응력 이후 급격히 침하되며 파괴되는 전반전단파괴의 형태로 나타난다. 이는 팽이기초가 설치됨으로 기초 하부지반에서 응력전달 메커니즘의 변화와 침하형태의 변화가 발생함에 기인한 것이라 판단된다. 팽이기초를 2단으로 설치한 경우 하중-침하곡선은 더욱 완만한 곡선을 그리며, 팽이기초 1단의 경우 보다 더 큰 지지력이 발현된다. 팽이기초 1단의 허용지지력은 210kPa으로 원지반의 허용지지력보다 125%의 지지력향상효과가 발생하였다. 팽이기초 2단 설치시 허용지지력은 260kPa으로 증가하였고 무처리기초에 비해 180%의 지지력 향상효과가 발현되었다. 팽이기초의 허용지지력인 210kPa에서의 침하량을 비교하였다.

팽이기초 1단과 2단의 경우 각각 3mm, 2mm의 침하가 발생하였고 같은 재하하중에서 원지반은 17mm의 침하가 발생하였다.

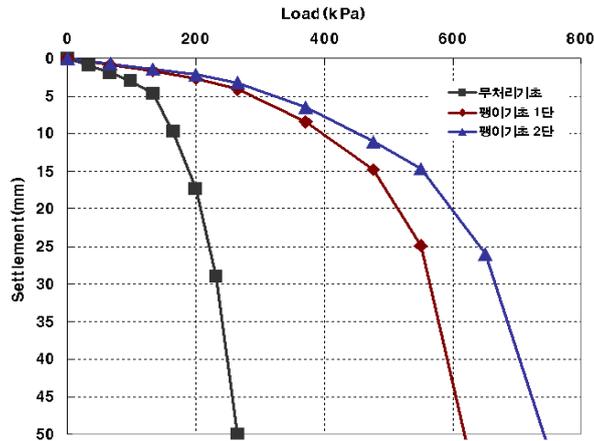


그림 4.3 기초의 형식에 따른 하중-침하 곡선

4.2.2 기초형식에 따른 지중응력분포

무처리기초에서는 재하판 하부에 응력이 직접 전달되며 재하판 중심을 기준으로 좁은 범위에 응력이 집중하고 있는것을 알 수 있다. 지표면에 가까운쪽에서 집중된 응력이 지반에 직접전달됨으로 인해 지반의 관입전단파괴를 야기한다고 판단된다. 이에 반해 뿡이기초에서는 말뚝부 선단에서 각각 응력이 분산되고 있으며 이러한 현상으로 인해 1B이하의 깊이에서는 재하응력의 약 30% 이하의 응력이 넓게 퍼져 고르게 분포됨을 알 수 있다. 또한 뿡이기초 사이부분의 감소된 응력이 지반에 전달되는 것이 보여 진다. 이러한 효과로 인해 지반의 관입전단파괴를 억제하고 전반전단파괴를 유발하는것으로 판단된다. 뿡이기초 2단의 경우, 뿡이기초 1단과 마찬가지로 원추부와 쇄석부 사이, 그리고 말뚝부의 응력분산효과를 확인할 수 있으며, 분산된 응력은 더 넓은 범위에 걸쳐 분포하고 있음을 확인할 수 있다. 이러한 효과들로 인해 뿡이기초 1단의 경우보다 더 큰 지지력 증가와 침하억제가 유발된다고 판단된다.

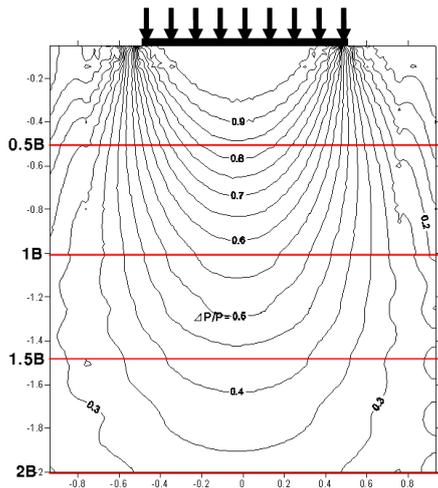


그림 4.4 하중재하직후(66kPa) 무처리 기초의 지중응력분포

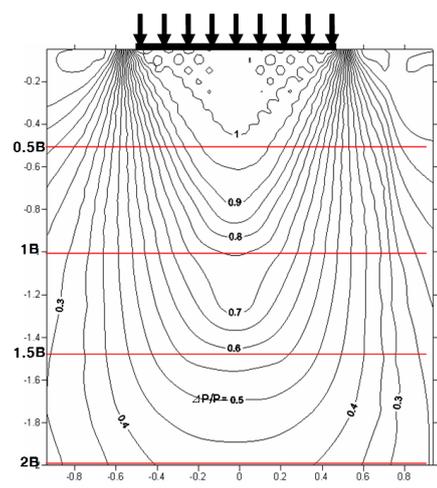


그림 4.5 265kPa 하중 재하시 무처리기초의 지중응력분포

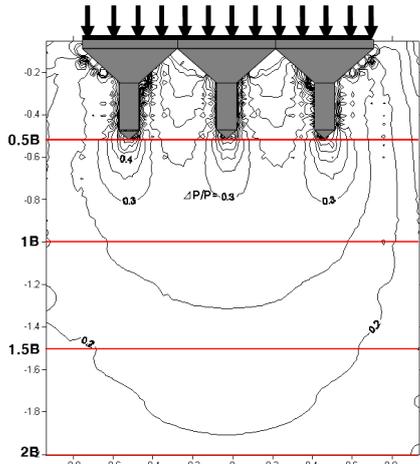


그림 4.6 하중재하직후(66kPa) 팽이기초 1단의 지중응력분포

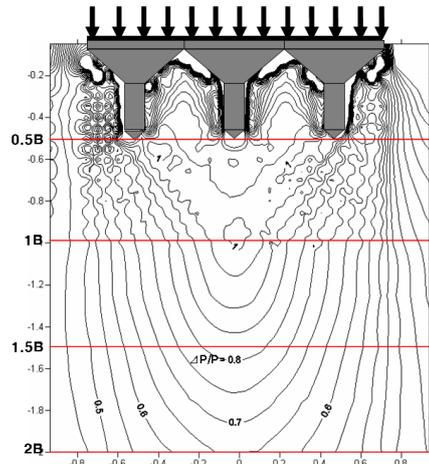


그림 4.7 550kPa 하중 재하시 팽이기초 1단의 지중응력분포

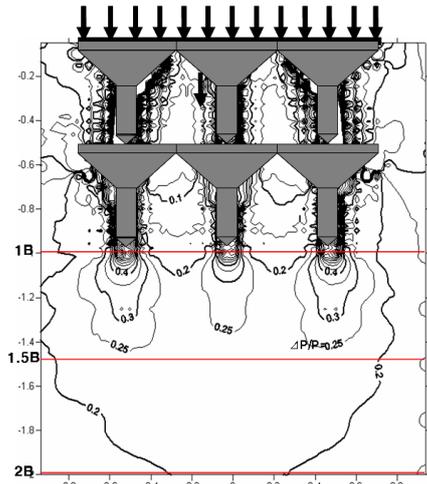


그림 4.8 하중재하직후(66kPa) 팽이기초 2단의 지중응력분포

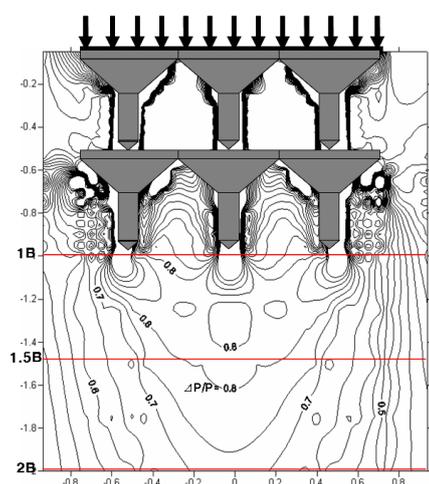


그림 4.9 650kPa 하중 재하시 팽이기초 2단의 지중응력분포

4.2.3 기초형식에 따른 수평변위

무처리 기초의 경우 z/H_t 가 2 이하, 즉 100cm이내의 범위에서 최대 160mm의 수평변위가 발생하였다. 이는 지중응력분포에서 보여지는 바와 같이 기초하부 얽은 곳에서 응력이 집중되는 것에 기인하는 것이라 생각된다. 무처리기초 항복지지력 작용시 팽이기초 1단과 2단의 경우 수평변위가 거의 발생하지 않는 것으로 확인되었다. 팽이기초 1단에 비해 증가되는 팽이기초 2단의 침하억제효과 검토를 위하여 팽이기초 항복지지력 작용시 깊이별 수평변위를 팽이기초 1단과 팽이기초 2단에 대해 비교 검토 하였다. 팽이기초 1단에서는 무처리 기초의 경우보다 더 깊은 범위인 z/H_t 가 4가 되는 (지중 200cm) 지점까지 수평변위가 최대 58mm 정도 발생하였다. 무처리 기초(z/H_t 가 2이내 범위)와 비교하여 더 깊은 곳까지

수평변위를 발생시키지만 그 크기는 현저히 감소되는 것을 알 수 있다(무처리기초-최대 160mm). 팽이기초 2단 설치시 수평변위는 최대 5mm 정도 발생하였다. 팽이기초 설치시 팽이기초의 말뚝부가 지반의 수평변위를 억제하는 것으로 판단되며, 억제된 수평변위에 의해 침하감소효과가 발현되는 것으로 생각된다.

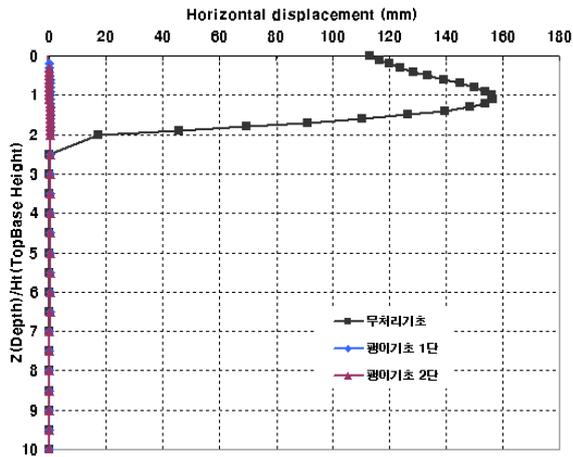


그림 4.10 265kPa 하중 재하시 기초형식별 수평변위

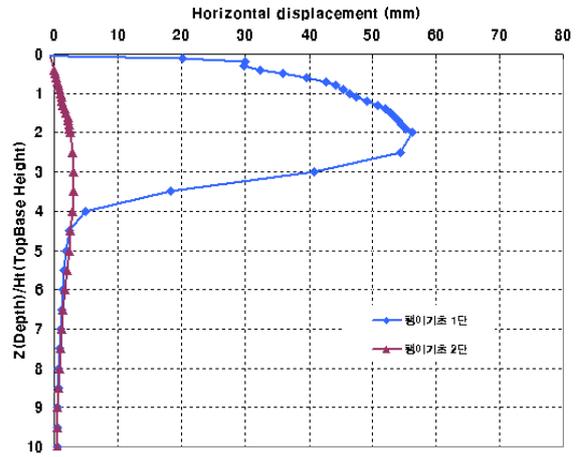


그림 4.11 550kPa 하중 재하시 기초형식별 수평변위

4.3 말뚝부 길이변화에 따른 수치해석 결과

4.3.1 말뚝부 길이변화에 따른 하중-침하 특성

말뚝부 길이가 2L, 3L로 증가함에 따라 허용지지력은 각각 19%, 36%의 지지력 향상효과를 보인다. 사질지반에서 연구된 팽이기초 말뚝부 길이변화에 의한 지지력 향상효과는 말뚝부 길이가 2L, 3L로 증가할 때 각각 11%, 22.5%로 증가하는 것으로 발표되었다. 이에 비해 점토지반에서는 향상효과가 더 크게 발현되는 것으로 나타나는데 이는 말뚝부의 주면마찰에 의한 효과에 기인하는 것으로 판단된다. 또한, 팽이기초 말뚝부 길이를 3L로 증가시킨 경우 팽이기초 2단 설치시와 유사한 지지력과 침하량이 산정되는데 이는 시공성과 경제성 측면에서 좋은 효과를 기대할 수 있을 것으로 판단된다.

팽이기초말뚝부길이 1L의 허용지지력인 210kPa일때의 침하량을 비교해보면 그림 5.7에서 3mm정도로 동일하게 나타나고 있다. 초기 하중단계에서는 팽이기초의 말뚝부 길이가 증가하여도 유사한 거동이 나타나지만 큰 하중단계에서는 그 차이가 발생하는데 말뚝부가 길어짐에 따라 지반의 측방유동을 더욱 억제하여 큰 하중에서도 갑작스런 지반파괴를 억제하는 효과가 발생하였을 것으로 생각된다.

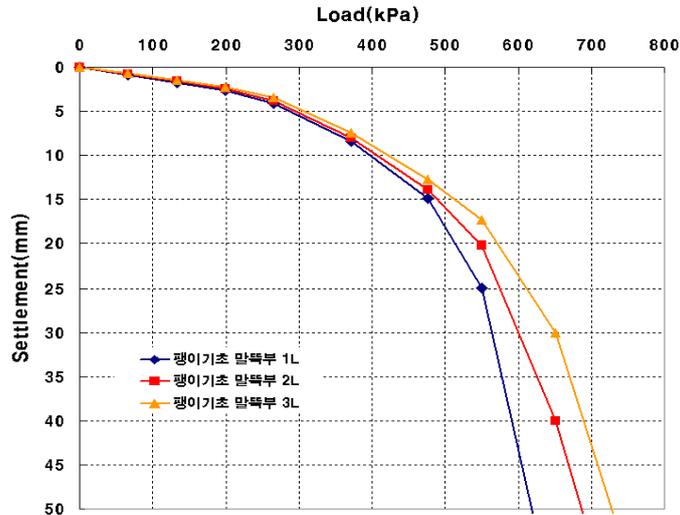


그림 4.12 팽이기초 말뚝부 길이 변화에 따른 하중-침하곡선

4.3.2 말뚝부 길이변화에 따른 지중응력분포

재하된 응력은 팽이기초 원추부 사이에서 분산되고, 팽이 기초 말뚝부를 따라 전달되어 말뚝부 선단에서 말뚝부 길이와 관계없이 유사한 응력이 지중으로 전달되고 있다. 지중에 전달되는 응력은 2B 이하의 깊이에서는 세가지 경우 모두 재하응력의 20% 정도가 유사하게 전달되고 있다. 말뚝부 길이가 길어질수록 지중 깊은곳에서 말뚝부 선단의 응력전달이 시작되는데 유사한 응력이 전달되지만, 지반심도 증가에 따른 구속압증가의 영향으로 인해 지지력증가와 침하억제 효과를 기대할 수 있게 된다.

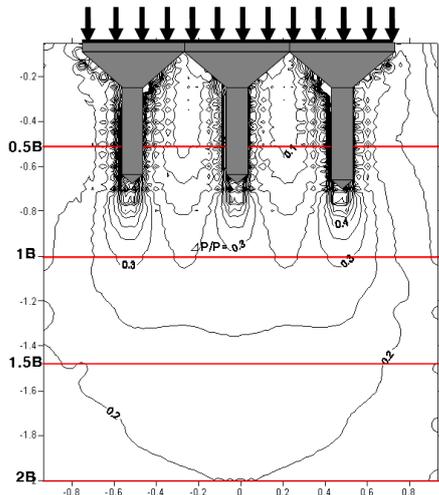


그림 4.13 하중재하직후(66kPa) 팽이기초 말뚝부 길이 2L(50cm)의 지중응력 분포

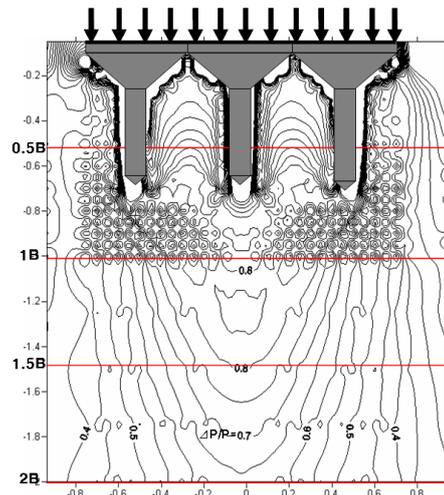


그림 4.14 650kPa 하중 재하시 팽이기초 말뚝부 길이 2L(50cm)의 지중응력분포

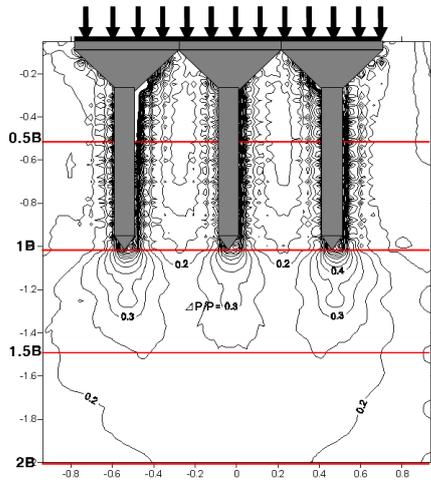


그림 4.15 하중재하직후(66kPa) 팽이기초 말뚝부 길이 3L(75cm)의 지중응력 분포

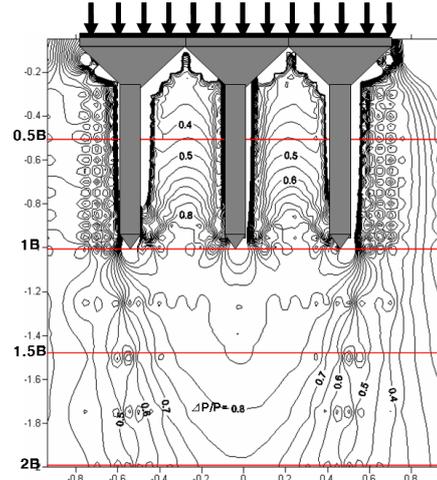


그림 4.16 650kPa 하중 재하시 팽이기초 말뚝부 길이 3L(75cm)의 지중응력분포

4.3.3 말뚝부 길이변화에 따른 수평변위

팽이기초 말뚝부 길이 변화에 따른 수평변위 억제 효과를 분석하기 위하여 550kPa 하중 재하시 수평 변위와 650kPa 하중 재하시 수평변위를 비교하여 나타내었다. 팽이 기초 말뚝부 길이 1L의 항복지지력 작용시 말뚝부 길이 1L의 경우 z/H_t 가 4이내의 범위에서 최대 55mm의 수평변위가 발생하였으며 동일 하중에서 말뚝부 길이가 2L, 3L의 경우 최대 수평변위가 5mm이하로 말뚝부 길이증가에 의한 수평변위 억제 효과가 확인되었다. 말뚝부길이가 2L, 3L로 증가함에 따른 수평변위 억제 효과를 보다 자세히 확인하기 위하여 팽이기초 말뚝부 길이 2L의 항복지지력 작용시 수평변위를 검토하였다. 말뚝부 길이가 2L인 경우 z/H_t 가 5 정도의 깊이까지 최대 80mm의 수평변위가 발생하며, 동일 하중에서 팽이기초 말뚝부길이 3L의 경우 z/H_t 가 6정도 이내의 깊이에서 최대수평변위는 35mm가 발생하였다. 또한, 팽이 기초 2단의 경우 z/H_t 가 6.5의 깊이 범위에서 최대 10mm 정도의 수평변위가 발생하였다.

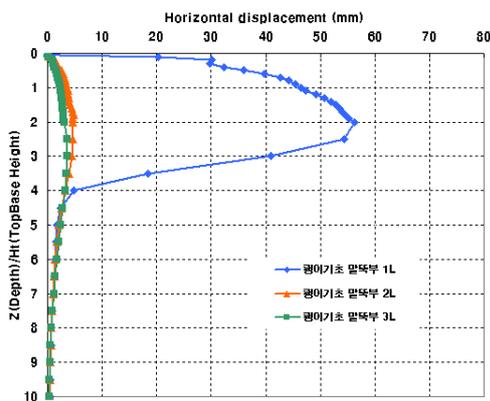


그림 4.17 550kPa 하중 재하시 말뚝부길이변화에 따른 수평변위

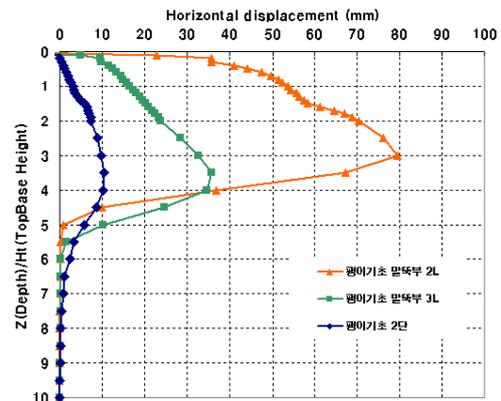


그림 4.18 650kPa 하중 재하시 말뚝부길이변화에 따른 수평변위

5. 결론

1. 재하시험결과를 토대로 수치해석을 수행하여 기초형식별, 즉 무처리기초, 팽이기초 1단, 팽이기초 2단의 경우에 대하여 비교 검토한 결과, 팽이기초 설치시 무처리기초와 비교하여 2~3배의 지지력 증대와 팽이기초 허용지지력재하시 침하량은 약 1/7로 감소함이 확인되었다.
2. 기초형식에 따른 지중응력분포를 비교, 검토한 결과 원지반은 재하판 직하부의 좁은 범위에 응력이 집중되고 이로 인해 관입전단파괴를 야기시킴을 확인하였다. 이에 반해 팽이기초의 경우 팽이파일 사이의 간극부에서 응력이 분산되어 지반에 전달되고, 팽이파일 선단부에서도 응력이 분산됨으로 팽이파일 선단부 아래에서는 응력이 넓게 분산되어 지반의 관입전단파괴를 억제하고 전반전단파괴를 유발한다고 판단된다.
3. 팽이파일의 말뚝부의 길이를 1L, 2L, 3L로 증가시킨 경우의 하중-침하거동을 분석한 결과 일반적인 경우인 말뚝부 1L의 경우와 비교하여 말뚝부 길이가 2L, 3L로 증가함에 따라 약 18%씩 일정하게 지지력 증가함이 확인되었다. 또한 말뚝부 길이 3L의 경우, 팽이기초 2단 설치시와 유사한 지지력 증대효과와 침하억제효과가 발생하는데 시공성과 경제성이 팽이기초 2단 설치시보다 좋을 것으로 판단된다.
4. 기초형식에 따른 깊이별 수평변위 검토결과, 무처리기초는 얕은 범위내에서 큰 수평변위가 발생하며, 팽이기초 설치시 수평변위 발생깊이는 깊어지고 수평변위는 억제되는 것이 확인되었다. 또한 말뚝부 길이에 따른 수평변위 검토 결과 말뚝부 길이가 증가할수록 수평변위 발생깊이는 깊어지며 변위량은 감소하므로 팽이기초 말뚝부가 수평변위 억제에 기여한다고 판단된다.

참고문헌

1. 강홍규 (2004), “현장타설 팽이기초공법의 지지력 증대에 관한 모형실험 연구”, 석사학위 논문, 단국대학교.
2. 이정해 (2005), “수치해석에 의한 팽이기초의 거동특성” 석사학위 논문, 단국대학교.
3. 조진호 (2006), “모래지반에서 팽이기초의 형상변화에 따른 모형실험연구”, 단국대학교.
4. 최치영 (2006), “팽이기초의 형상변화에 따른 지반거동” 석사학위 논문, 단국대학교.
5. 전성기 (2003), “구조물기초 설계기준” pp.85~103.
6. 山田, 安川, 齊藤 (1986), “軟弱地盤におけるコマ型コンクリートブロック基礎の現場載荷試験”, 第21回 土質工學研究發表會講演集, pp.1281~1284.
7. 山田, 齊藤, 安川 (1987), “コマ型基礎の沈下抑制効果についての考察”, 第22回 土質工學研究發表會講演集, pp.1833~1836.
8. 安川, 山田, 大西, 齊藤 (1987), “軟弱地盤におけるこま型基礎の支持力特性”, 第32回 土質工學シンポジウム-支持杭に頼らない基礎工法-發表論文集, pp.49~54.
9. 荒井, 町原, 大西, 小久保 (1986), “軟弱地盤上コマ型コンクリートブロック基礎の室内模型實驗”, 第21回 土質工學研究發表會講演集, pp.1285~1286.
10. 荒井, 町原, 小久保, 大西, 堀田, 安川 (1986), “軟弱地盤上コマ型コンクリートブロック基礎の沈下抑制効果”, 土質工學會-地盤の側方流動に関するシンポジウム發表論文集, pp.111~114.
11. 荒井, 町原, 土田, 大西 (1987), “ゆるい砂地盤におけるコマ型コンクリートブロック基礎の沈下抑制効果”

- ，第22回 土質工學研究發表會講演集, pp1129～1130.
12. 荒井, 町原, 清水, 大西 (1987), “軟弱地盤上コマ型コンクリートブロック基礎の支持力向上効果”, 第22回 土質工學研究發表會講演集, pp1131～1132.
 13. 荒井, 町原, 西尾, 田中, 大西 (1988), “軟弱地盤上コマ型コンクリートブロック基礎の支持力實驗”, 第23回 土質工學研究發表會講演集.
 14. 日本道路協會 (1990), “道路橋示方書. 同解説”, IV. 下部構造編, pp.212～219.
 15. Arai.K.Y.Ohnishi. H.Horita and I.Yasukawa(1987), “Measurement and interpretation of loading test of Concrete Top Block on soft ground, The Proceeding of 2nd International Symposium on field measurement on geomechanics, Vol.2 , pp.1177～1184, A.A.BALKEMA.
 16. Arai K., Y.ohnishi, M.horita, I. Yasukawa and S. Nakaya (1988), “Interpretation of concrete Top Base foundation behaviour on soft ground by coupled stress flow finite element analysis”, 6th International Conference on numerical methodin geomechanics. Vol.1. pp.625～630, A.A.BALKEMA.
 17. Das, B. M. (1999), “Principle of Foundation Engineering, Fourth Edition, Books/Cole, pp.240～257.
 18. Jeseoph E. Bowles (1982), “Foundation Analysis and Design” , Mcgraw-hill Book Company, pp.213～283.