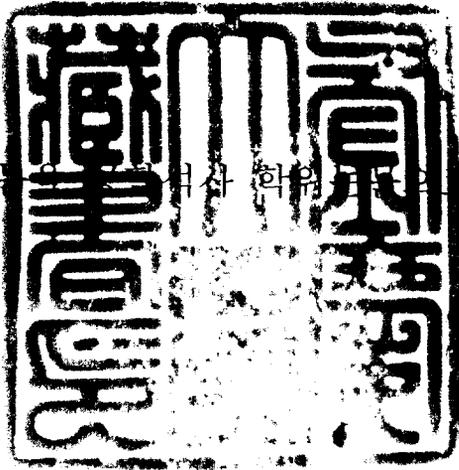


공학석사 학위논문

재하시험을 이용한 소구경말뚝의
지반보강효과에 관한 연구

지도교수 정 두 회



이 논문은 공학석사 학위논문으로 제출함

2005년 8월

부경대학교 산업대학원

토목공학과

조 수 용

이 논문을 조수용의 공학석사
학위논문으로 인준함

2005년 7월 8일

주 심 공학박사 정진호



위 원 농공학박사 이영대



위 원 공학박사 정두희



목 차

	page
표 목 차	i
그림 목 차	ii
Abstract	iv
제 1 장 서 론	1
1.1 연구배경	1
1.2 연구의 목적	2
제 2 장 종래의 연구	3
2.1 소구경 말뚝의 개요	3
2.1.1 소구경 말뚝의 정의 및 특징	3
2.1.2 소구경 말뚝의 분류	3
2.2 소구경 말뚝의 무리효과	6
2.2.1 Lizzi의 연구	6
2.2.2 Maleki의 연구	8
제 3 장 현장재하시험	11
3.1 현장 조건	11
3.2 기존 설계시 기초의 안정성 검토 결과	12
3.2.1 기초지반의 지지력	12
3.2.2 변형해석결과	12
3.3 대형 평판재하시험	14
3.3.1 재하시험의 개요	14
3.3.2 결과의 정리	18

제 4 장 수치해석 결과 분석	22
4.1 안정성 검토	22
4.1.1 변형해석 프로그램	22
4.1.2 변형계수(E_d)	22
4.1.3 포아송비	24
4.2 기초의 안정성 검토	25
4.2.1 재하시험 개요	25
4.2.2 평판재하시험 결과	25
4.2.3 기초 변형해석	33
4.2.4 기초 A 단면 변형해석 결과	39
4.2.5 기초의 안정성 검토 결과	46
제 5 장 결론	48
참고문헌	49

표 목 차

	page
표 3.1 지반 강도정수	13
표 3.2 보강지반 강도정수	14
표 3.3 시험장비 채원	15
표 3.4 흙의 변형계수의 대표값	20
표 3.5 영향치 I_p	20
표 3.6 흙의 포아송비의 대표값	21
표 4.1 Schmertmann의 제안에서 α 값	23
표 4.2 변형계수의 일반적인 값	23
표 4.3 지반변형계수	24
표 4.4 암석의 변형계수, 포아송비(L. Hobst and J. Zajic 에 의함)	24
표 4.5 건물기초 A 지점 시험 결과의 요약	27
표 4.6 건물기초 B 지점 시험 결과의 요약	30
표 4.7 시험 위치에서의 허용지지력	32
표 4.8 현장 시험 결과 지반의 변형계수의 요약	32
표 4.9 지반정수	36
표 4.10 건축구조물의 물성치	37
표 4.11 건물 기초의 안정성 검토 결과	43
표 4.12 건물기초 A단면 해석결과	45
표 4.13 평판재하시험 결과	46
표 4.14 변형계수 산정 결과	46
표 4.15 기초의 안정성 검토결과(A-A 단면)	47

그림 목 차

	page
그림 2.1 소구경 말뚝의 거동에 따른 분류	4
그림 2.2 그라우팅 방법에 따른 분류	5
그림 2.3 소구경 말뚝 설치간격에 따른 무리효율(Lizzi, 1982)	6
그림 2.4 소구경 말뚝 인발실험 모식도	7
그림 2.5 소구경 말뚝의 하중전이 곡선	7
그림 2.6 소구경 말뚝 두부에서의 하중침하곡선	8
그림 2.7 부착영역의 선단부분에서 하중-침하곡선	9
그림 2.8 소구경 말뚝 두부에서의 하중침하곡선	9
그림 2.9 부착영역의 선단부분에서 하중-침하곡선	10
그림 3.1 건축물 기초지반의 분포 현황 I (풍화암·연암층의 분포현황)	11
그림 3.2 건축물 기초지반의 분포 현황 II (풍화암·연암층의 분포현황)	12
그림 3.3 재하계획 평면도	16
그림 3.4 재하계획 단면도	16
그림 3.5 대형재하시험 광경 (반력앵커사용)	17
그림 3.6 변위계 설치 전경	17
그림 3.7 재하시험 결과에 의한 하중 ~ 변위 곡선	18
그림 3.8 보강지반에 대한 지반반력계수	19
그림 4.1 건물기초 단면 및 근입깊이	26
그림 4.2 q-s 곡선 (건물기초 A지점 - 무보강 지반)	28
그림 4.3 log q - log s 곡선 (건물기초 A지점 - 무보강 지반)	28
그림 4.4 q-s 곡선 (건물기초 B지점 - 소구경 말뚝 보강 지반)	31
그림 4.5 log q - log s 곡선 (건물기초 B지점 - 소구경 말뚝 보강 지반)	31
그림 4.6 건물기초 평면도	35

그림 4.7 건물기초 하부지반 분포도	36
그림 4.8 해석단면도	39
그림 4.9 건물기초 A 단면 요소분할도	39
그림 4.10 건물기초 변위벡터도($\delta_{\max} = 2.040\text{cm}$)	40
그림 4.11 지반변형도(소구경 말뚝 1.2×1.2m 보강)	41
그림 4.12 변위벡터도($\delta_{\max} = 2.337\text{cm}$)	41
그림 4.13 지반 변형도(소구경 말뚝 1.5×1.5m 보강)	42
그림 4.14 변위 벡터도($\delta_{\max} = 2.773\text{cm}$)	42
그림 4.15 Micor Pile 배치도	44
그림 4.16 지반구성도	44
그림 4.17 지반변형도	45
그림 4.18 Y방향 변위도($\delta_{\max} = 2.773\text{cm}$)	45
그림 4.19 안정성 해석에 의하여 결정된 기초의 보강평면도	47

Evaluation of the Effect of Ground Reinforcement with Small-Diameter Piles Based on Load Tests

Su-Yong Cho

*Department of Civil Engineering, Graduate School
Pukyong National University*

Abstract

The application of micro-pile technology becomes increasing due to its economy and construction efficiency. The technology has several advantages over conventional pile technology such as less construction noise and vibration, light equipment, and lower cost etc. It can also utilize soil's bearing capacity to support loads from superstructures. An existing design method is solely dependent upon empirical methods derived from the design principles of piles or anchors. The objective of this study is to investigate the reinforcing effect of micro-piles in order to incorporate soil's bearing capacity into the design of micro-piles. The reinforcing effect of micro-piles on the bearing capacity of foundation soil has been investigated by performing plate load tests on foundation soil reinforced with micro-piles and numerical analyses. The modulus of deformation of foundation soil reinforced with micro-piles could be determined by analyzing results from plate load tests. Numerical analyses using modulus of foundation soil, obtained from plate load tests, can predict settlements of foundation soil with micro-piles. Both plate load tests and numerical analyses exhibited that foundation soils with a moderate bearing capacity could be effectively and economically reinforced with micro-piles instead of pile foundations. In order to increase an applicability of micro-piles, a future study requires that the effect of micro-piles depending on reinforcement ratio should be evaluated further.

Keywords : Micro-piles, Economy, Efficiency, The bearing capacity, The settlements, Deformation, Plate load tests, Numerical analyses

제1장 서론

1.1 연구의 배경

상부 구조물의 하중을 지지하는 기초형식으로 가장 보편적으로 사용되고 있는 공법은 말뚝이다. 그러나 말뚝공법의 설계 시 지반 자체의 지지력이 상당함에도 불구하고 상부 구조물의 하중을 말뚝이 전부 지지하는 것으로 설계를 하고 있는 것이 일반적이다. 이는 말뚝재료와 지반의 강성 차이가 커서 재하시 침하량의 차이가 많이 발생하기 때문인 것으로 판단된다. 그러나 소구경 말뚝을 사용하면 말뚝의 강성이 작아 지반의 지지력을 최대한 활용할 수 있기 때문에 보다 경제적이고 합리적인 설계가 가능해져 최근 기존 말뚝공법의 대안으로 많이 사용되고 있는 실정이다. 그리고 밀집된 도심지 공사에 소구경 말뚝을 이용하면 기존의 기성말뚝의 타입(打入)으로 인한 소음과 진동에 의한 건설 공해가 발생하는 단점을 극복할 수 있고, 부지가 협소하여 대형장비의 사용이 불가능한 경우 소형장비로 작업이 가능하고, 또한 기존 구조물의 언더피닝이나 지장물이 있는 공간에 시공할 경우에도 소구경 말뚝의 효과적인 활용은 무한하다고 할 수 있다.

그러나 아직 제대로 된 설계기준이 확립되어 있지 않고 기존의 말뚝이나 앵커에 대한 경험적인 방법이 사용되고 있기 때문에 소구경 말뚝에 대한 연구가 절실하다.

소구경 말뚝은 크게 두 가지 목적으로 사용된다. 첫 번째 목적은 직접 상부구조물의 하중을 지지하도록 사용되는 것이고, 두 번째는 사면안정이나 원지반을 보강하기 위해서 사용하는 것이다. 그러나 어떤 목적으로 사용하든 설계 시 지반의 보강효과를 고려하여 설계하는 것이 보다 경제적이고 합리적이라고 하겠다.

1.2 연구의 목적

본 논문에서는 지반의 지지력만으로 상부 구조물의 하중을 지지하기 어렵다고 여겨지는 현장을 선정하여 기존 말뚝공법대신 소구경 말뚝공법을 적용하였고 소구경 말뚝으로 보강된 지반의 변형계수를 구한 후 수치해석을 통해 지지력 및 침하량의 예측하는 설계기법을 제안하였다.

따라서 본 연구는 소구경말뚝을 이용하므로서 그동안 기존의 말뚝설계시 고려되지 않았던 지반의 지지력을 설계지지력에 반영하는 효율적인 지반보강설계법을 제안하는 것이 목적이다.

제 2 장 종래의 연구

2.1 소구경 말뚝의 개요

2.1.1 소구경 말뚝의 정의 및 특징

일반적으로 말뚝은 변위말뚝과 대체말뚝으로 나뉜다. 변위말뚝은 지중에 타입 또는 진동에 의한 방법으로 설치되므로 설치 시 말뚝 주변 지반은 측방으로 변위를 일으키게 되며, 대체말뚝은 미리 지반을 천공한 후 현장타설 또는 설치되므로 말뚝이 굴착된 흙을 대신한다. 보통 강재로 보강되는 천공 그라우팅은 대체말뚝으로 분류된다. 소구경 말뚝은 직경이 300mm이하이고 구멍을 천공한 후 보강재설치, 그라우팅 실시의 순서로 시공된다. 소구경말뚝은 수직력과 수평력에 저항할 수 있으며 설계개념에 따라 기존의 말뚝을 대신하거나 지반/말뚝 복합체의 한 요소로 이용될 수 있다. 소구경말뚝은 주변구조물이나 지반 그리고 환경에 최소한으로 영향을 주면서 시공되며, 시공하기 곤란한 환경과 모든 종류의 토질조건에서 시공이 가능하다. 또한 그라운드앵커나 그라우팅 시공장비로 어떠한 각도로도 시공 가능하다. 시공과정에서 진동과 소음이 적고, 건물 천장이 낮은 곳에서도 시공이 가능하므로 소구경말뚝은 기존건물의 기초보강에 종종 이용된다. 따라서 기존 기초구조물에서 소구경말뚝을 설치하기위해서 특수한 천공장비가 이용되기도 한다.

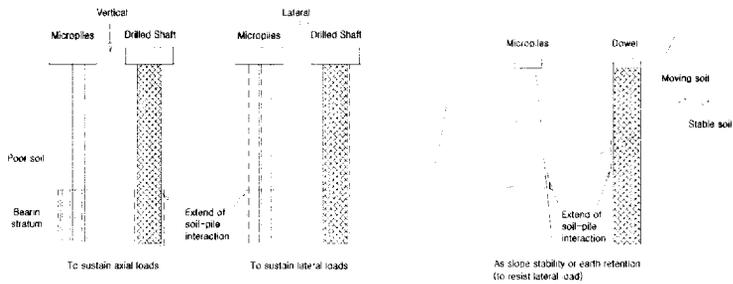
2.1.2 소구경 말뚝의 분류

미연방도로국(FHWA)은 말뚝의 거동원리 및 그라우팅 방법에 의한 구분이 타당하다고 제안하고 있다. 이러한 구분이 소구경 말뚝의 설계 시 보강된 강재의 강도나 그라우팅 방법이 중요하게 고려되기 때문이다. 그리고 실제로 소구경 말뚝은 그라우팅 방법에 따라 그 지지능력의 차이가 발생하는 것이 확인되었다(Bruce와 Juran, 1997).

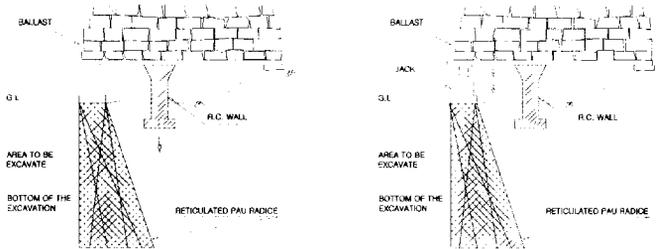
① 소구경 말뚝의 거동에 따른 분류

말뚝거동에 의한 구분은 하중지지말뚝과 원지반 보강말뚝의 두 가지로 된다. 일반적으로 소구경 말뚝도 구조물의 하중을 지반으로 안전하게 전달할 수 있도록 설계하며 소구경 말뚝 적용 분야의 90%이상이 이러한 하중지지목적으로 사용되고 있다.

원지반 보강의 목적으로 소구경 말뚝을 사용하는 경우는 소구경 말뚝을 나무 뿌리의 그물망과 유사하게 말뚝이 3차원 그물망 형태로 맞물리게 설치함으로써 기초나 사면을 보강한다. 특히 소구경 말뚝의 경우 기존의 말뚝과는 달리 정(+)의 무리효과가 발생하므로 흙과 말뚝 복합체를 형성시켜 하중의 지지효과 뿐만 아니라 변위를 최소화하는 효과를 얻는다.



(a) 하중지지말뚝



(b) 원지반 보강 말뚝

그림 2.1 소구경 말뚝의 거동에 따른 분류

② 그라우팅 방법에 따른 분류

소구경 말뚝의 시공은 천공, 보강재 설치, 그라우팅의 순서로 이루어지게 된다. 소구경 말뚝과 지반 앵커 양쪽에 대한 전반적인 국제적 실험을 통해 일반적으로 그라우팅 공법이 그라우트와 지반의 마찰력을 결정하므로 가장 중요한 시공 제어 부분임을 확인하였다. 그래서 소구경 말뚝 설계도 그라우팅 방법에 따라 다르게 적용하고 있다.

그림 2.2는 그라우팅 방법에 따른 소구경 말뚝을 분류한 것이다.

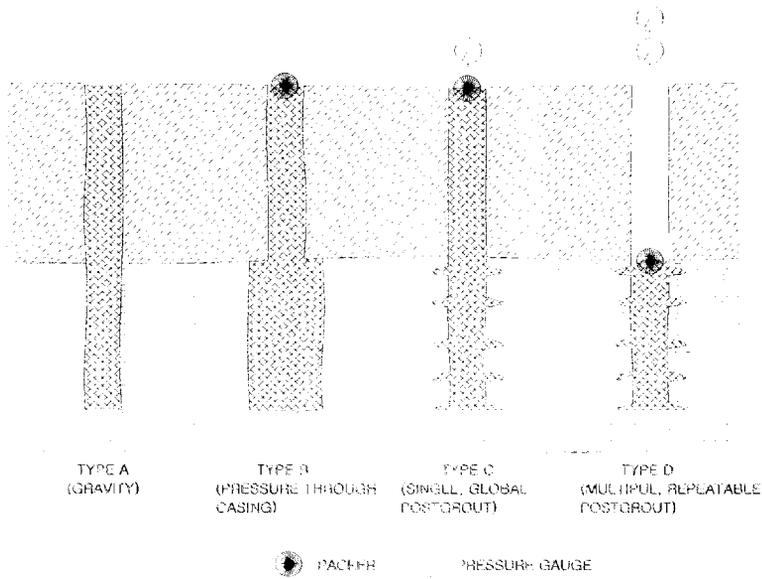


그림 2.2 그라우팅 방법에 따른 분류

A형은 중력에 의해 그라우팅하는 방식이고, B형은 일시적으로 설치하였던 강재 케이싱을 추출하면서 시멘트 그라우트를 압력을 가하여 주입하는 방식이며, C형은 A형과 마찬가지로 순수 시멘트 그라우트를 천공 구멍 내에 주입하고, 초기 그라우트가 경화하기 15~25분전에 미리 설치되어 있는 그라우트 관을 통하여, 최소 10kgf/cm²의 압력으로 2차 그라우트를 주입하는 방법이며, D형은 A형과 같은 방법으로, 순수 시멘트 그라우트를 주입한다. 초기 그라우트가 경화하기 전인 15~25분이 경과한 후에 2차 그라우트를 미리 설치해 둔 주입관을 통해 주입한다. 그러나 이 경우 그라우트 주입관 내에 팩커를 설치하여 20~

80kgf/cm²의 압력범위에서 각각의 심도별로 그라우팅을 실시한다. 프랑스에서는 이 형식을 IRS(Injection Repetitive et Selective)라고 부르고, 각국에서 보편적으로 사용되고 있는 방식이다.

2.2 소구경 말뚝의 무리효과

2.2.1 Lizzi의 연구

무리말뚝의 지지력은 외말뚝 지지력의 합과 같지 않기 때문에 무리 효과를 고려해야만 한다. Lizzi와 Carnevale는 이론적인 연구는 너무 많은 가설과 근사에 영향을 받기 때문에 부적절하다고 판단하여 실험을 통하여 무리효과에 대한 연구를 수행하였다. 이들은 토질의 이질성이나 말뚝 표면의 불규칙성 때문에 발생하는 오류를 피하기 위하여 균질한 모래를 사용하여 모형실험을 실시하였다. 이 실험에서 실제와 같이 표면을 거칠게 할 목적으로 직경 8mm의 철근에 모래를 입혀서 만든 직경 10mm의 모형 말뚝을 사용하였으며 말뚝 길이는 직경의 50, 100, 150, 200배의 4종류에 대하여 실험하였다. 그림 2.3은 말뚝간격에 따른 무리효율을 보여 주고 있다.

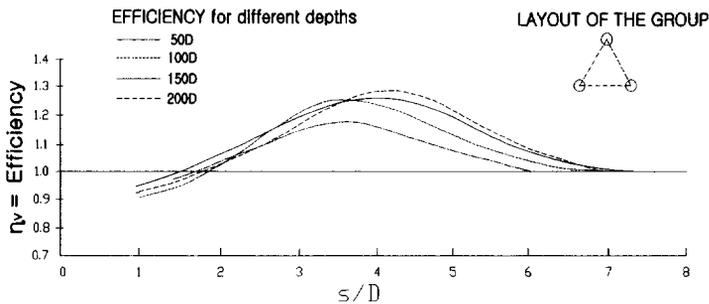


그림 2.3 소구경 말뚝 설치간격에 따른 무리효율(Lizzi, 1982)

말뚝간격이 말뚝직경의 2~7배일 때 무리말뚝의 지지력은 단일말뚝의 지지력

의 합보다 큰 값을 보이고 있다. 흙의 성질과 사용된 말뚝에 따라 다르지만 현장 실험 결과에서도 말뚝 환산 직경의 3배 이상의 간격에서 무리효율이 1보다 큰 값을 보였다.

또한 말뚝을 그물식으로 배치하였을 때의 효과를 파악하기 위해서 그림 2.4에 제시한 바와 같은 조건으로 실험을 수행하여 그림 2.5와 같은 결과를 얻었다.

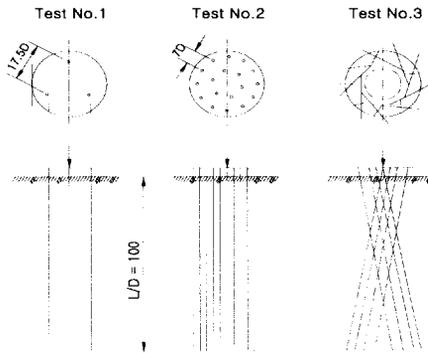


그림 2.4 모형실험에서의 소구경 말뚝의 배치 형상

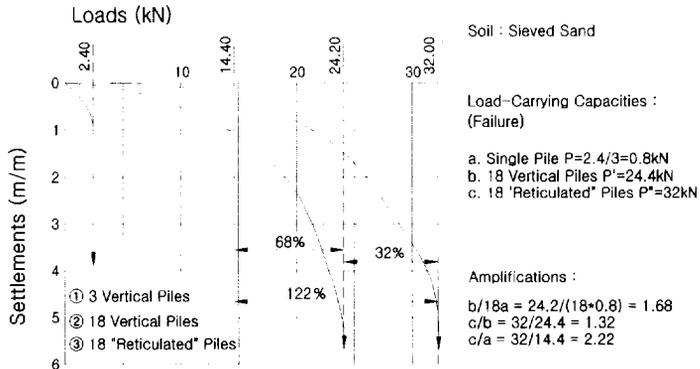


그림 2.5 소구경 말뚝 배치 차이에 따른 모형실험 결과(Lizzi, 1978)

그림 2.5에서 보는 바와 같이 18개의 말뚝을 그물식으로 배치한 경우에 지지력은 같은 수의 말뚝을 연직으로 배치한 경우에 비하여 32%가 증가하였으며, 3개의 말뚝을 연직으로 배치한 경우와 비교하면 122%가 증가하였다.

2.2.2 Maleki의 연구

Maleki(1995)는 프랑스 FOREVER(1995) 국립연구소에서 수행한 점토지반에 근입된 실제크기의 A형 소구경 말뚝에 대한 인발실험결과를 분석하였다.

그림 2.6은 소구경 말뚝 인발실험 모식도이다. 소구경 말뚝의 일부는 점토층에 근입되어 있고, 퇴적층의 소구경 말뚝의 일부는 슬리브에 의해 보호되고 있다. 그림 2.7은 540kN의 하중 하에서 소구경 말뚝의 하중전이양상을 나타내고 있다.

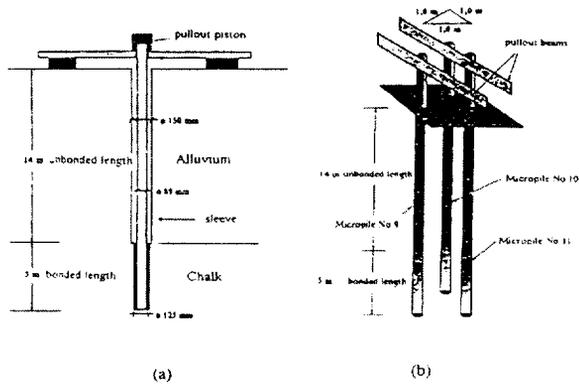


그림 2.6 소구경 말뚝 인발실험 모식도

소구경 말뚝을 1개 설치한 경우에는 슬리브가 있음에도 불구하고 소구경 말뚝의 하중전이는 대부분 퇴적층에서 발생하고, 소구경 말뚝 그룹은 슬리브를 통한 뚜렷한 하중전이가 발생하고 있지 않다는 것을 알 수 있다. 이러한 슬리브 부분을 통한 하중전이 양상의 기본적인 차이는 동일한 하중 하에서 단일 소구경 말뚝에 비해서 소구경 말뚝 그룹의 하중침하 양상은 매우 상이하게 나타난다.

복합지반에서 소구경 말뚝의 두부변위는 비부착 부분의 탄성인장량과 이 부분에서 발생할 가능성이 있는 하중전이에 의해 주로 제어된다. 소구경 말뚝 그룹의 하중전이는 그림 2.7에서 보는바와 같이 비부착 부분을 따라 하중전이가 이

루지지 않으므로 변위는 단일 소구경 말뚝 보다 더 크게 된다.

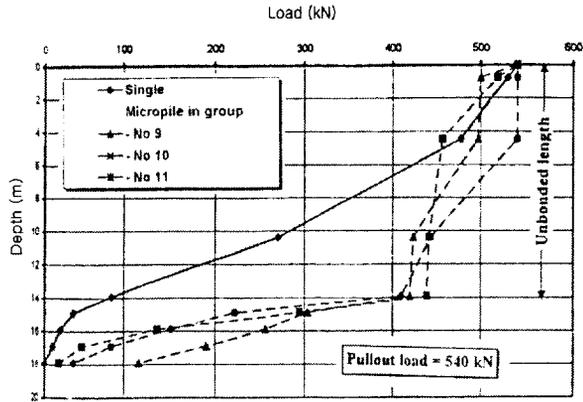


그림 2.7 소구경 말뚝의 하중전이 곡선
(Maleki and Franck, 1995)

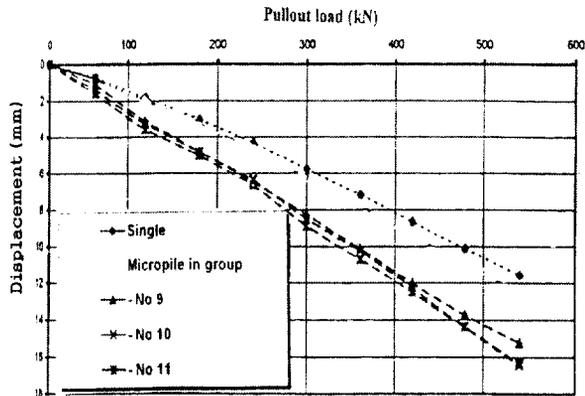


그림 2.8 소구경 말뚝 두부에서의 하중침하곡선
(Maleki and Frack, 1995)

주어진 인발하중에 대해서 단일 소구경 말뚝의 변위는 소구경 말뚝 그룹에 비해서 작게 나타난다. 그러나 그림 2.9을 보면 부착부분에서의 하중침하곡선

은 소구경 말뚝의 $s/D=8$ 임에도 불구하고 점토지반에서 양의 무리효과가 발생한
 다는 것을 알 수 있으므로 같은 하중에서 소구경 말뚝 그룹이 단일 소구경 말
 뚝보다 변위가 작다.

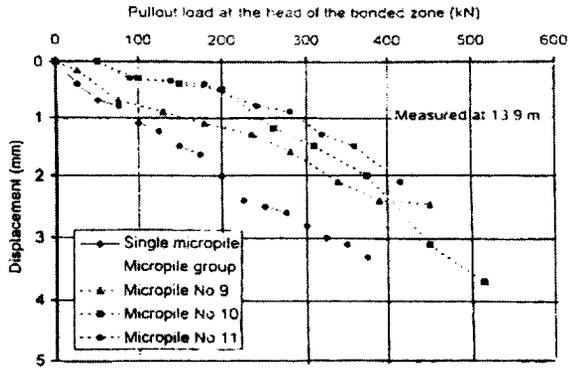


그림 2.9 부착영역의 선단부분에서 하중-침하곡선
 (FOREVER, Maleki and Franck, 1995)

제 3 장 현장재하시험

3.1 현장 조건

본 연구에서 대상으로 결정한 현장의 건축물 기초가 설치되는 심도는 약 -10m ~ -11m 이며, 지반조사 결과에 의하면 본 과업 대상 지역은 상부로부터 표토층, 점성토층, 모래층, 자갈모래층, 자갈층, 풍화토층, 풍화암층, 연암층의 순으로 분포하고 있다. 건축물 기초 하부 지반은 자갈모래층, 자갈층, 풍화토층, 풍화암층, 연암층 등이 불균일하게 분포하고 있다.

건축물의 기초지반으로 충분하다고 판단되는 풍화암 및 연암층의 분포 현황을 시추조사 결과를 참조하여 등고선 형태로 나타내면 그림 3.1 및 3.2와 같다.

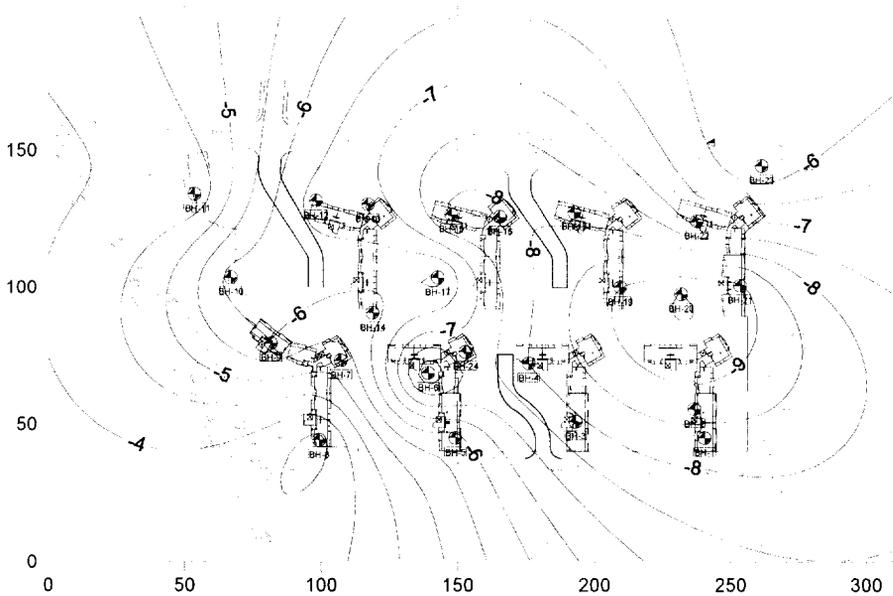


그림 3.1 건축물 기초지반의 분포 현황 I (풍화암·연암층의 분포현황)

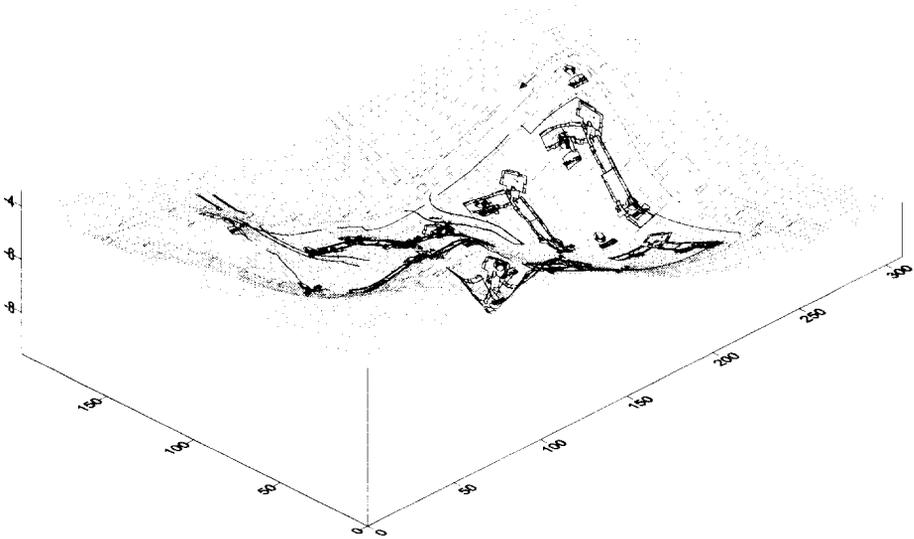


그림 3.2 건축물 기초지반의 분포 현황Ⅱ (풍화암·연암층의 분포현황)

3.2 기존 설계시 기초의 안정성 검토 결과

3.2.1 기초지반의 지지력

기존 설계시 기초지지력에 대한 안정성 검토 결과 건축물 기초지반이 자갈층인 경우에 대한 허용지지력을 계산한 결과 허용지지력이 70.7 tf/m^2 으로 건축 구조 계산 결과 최대접지압 55.0 tf/m^2 보다 크므로 지지력에 대해서는 안전하다.

3.2.2 변형해석결과

(1) 무보강 지반의 지반정수

기존 설계시 적용 지반정수는 일반적인 범위를 참조하여 결정하였으며, 변형 해석시 적용한 지반의 정수는 표 3.1과 같다.

표 3.1 지반의 강도정수

지 층	모 델	변형계수 (kgf/cm ²)	포아송비	단위중량 (t/m ³)	점착력 (kgf/cm ²)	전단저항각 (°)
자갈모래	Mohr -Coulomb	300	0.3	1.9	-	35
풍화토	Mohr -Coulomb	350	0.3	1.9	0.2	30
풍화암	Mohr -Coulomb	1,500	0.3	2.0	0.3	33
보강지반	Mohr -Coulomb	1,494	0.3	1.9	0.2	30

(2) 보강지반의 변형계수

침하량에 대한 검토 결과 보강 대책이 필요한 경우 마이크로파일공법을 적용하도록 하며 보강시 고려할 보강지반의 변형계수를 아래와 같이 산정하였다.

· 마이크로파일의 제원

: $\phi = 101.6\text{mm}$, $t = 4\text{mm}$ ($A = 12.26 \text{ mm}^2$)

· 마이크로파일의 탄성계수 : $2,100,000 \text{ kgf/cm}^2$

· 시공 간격 : $1.5\text{m} \times 1.5\text{m}$

· 보강시 복합 탄성계수 계산:

$$\begin{aligned}
 E_t &= \frac{E_s \times A_s + E_m \times A_m}{A_m + A_m} \\
 &= \frac{350 \times (150^2 - 12.26) + 2,100,000 \times 12.26}{150^2} \\
 &= 1,494 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

표 3.2 보강지반 강도정수

지 층	모 델	변형계수 (kgf/cm ²)	포아송비	단위중량 (t/m ³)	점착력 (kgf/cm ²)	전단저항각 (°)
보강지반	Mohr -Coulomb	1,494	0.3	1.9	0.2	30

(3) 기존설계시 변형해석결과

기존 설계시 기초의 안정성을 검토한 결과는 다음과 같다.

건축물 기초 하부 지반이 지지층(풍화암, 연암층)과 자갈모래층·풍화토층 등이 아파트 기초와 주차장 기초하부에 함께 존재하는 경우 기초 하부 지반과 건축물 하중 재하시 변형해석을 실시하여, ① 상시하중 작용시 최대연직변위는 43.12mm, 최대부등침하각은 $\frac{1}{867}$ 로 허용변위기준보다 작으나, ② 상시하중 + 풍하중 작용시 자갈모래층 및 풍화토층의 두께가 2.0m이상인 경우는 최대연직변위는 66.13mm, 최대부등침하각은 $\frac{1}{451}$ 로 허용변위기준보다 커 보강대책이 필요할 것으로 판단된다. ③ 마이크로파일공법을 적용하여 아파트 하부 기초지반을 보강한 경우에 대한 변형해석 결과 최대침하량은 29.83mm ~ 36.0mm, 부등침하각은 $\frac{1}{648} \sim \frac{1}{1605}$ 로 허용변위기준보다 작은 것으로 나타났다.

3.3. 대형 평판재하시험

3.3.1 재하시험의 개요

평판재하시험은 원위치 지반에 규격화된 강성 재하판을 설치하고 하중을 가하면서 하중과 침하량을 측정하고, 이 관계로부터 시험을 행하는 지표면에서 재하판 폭의 1.5~2배 정도의 깊이까지의 지반에 대한 변형성이나 강도 등의 지지특성을 조사하기 위해서 행하는 시험이다.

기초지반의 지지력은 기초의 근입깊이, 기초구조물의 강성과 크기, 지하수위 등의 여러 조건에 따라 영향을 받기 때문에 평판재하시험의 결과만으로 기초지반의 지지력을 결정할 수 없고 실내시험 결과나 이론 결과 등을 종합적으로 검토하여 판정해야 한다.

평판재하시험은 대상지반의 두께가 기초 폭의 2배 이상이고 장기적인 압밀침하의 영향을 받지 않는 균질한 지반에서 실시하는 것이 바람직하며 위치별로 지반의 상태가 심하게 변하고 지층구조가 불규칙한 경우에는 시험결과의 신뢰성이 저하된다.

각 시험위치의 시험장치 제원은 표 3.3 및 그림 3.3 ~ 3.6과 같다.

표 3.3 시험장비 제원

구 분	규 격	단 위	수 량	비 고
반력하중	지반앵커 ($\phi 12.7 \times 6EA$)	개소	4	
재하판	$\phi 150cm$	개	1	
유압잭	300 Tonf	개	1	
변위계	다이얼 게이지	개	3	스트로크 50mm 정밀도 1/100mm
변위계 지지대		개	2	

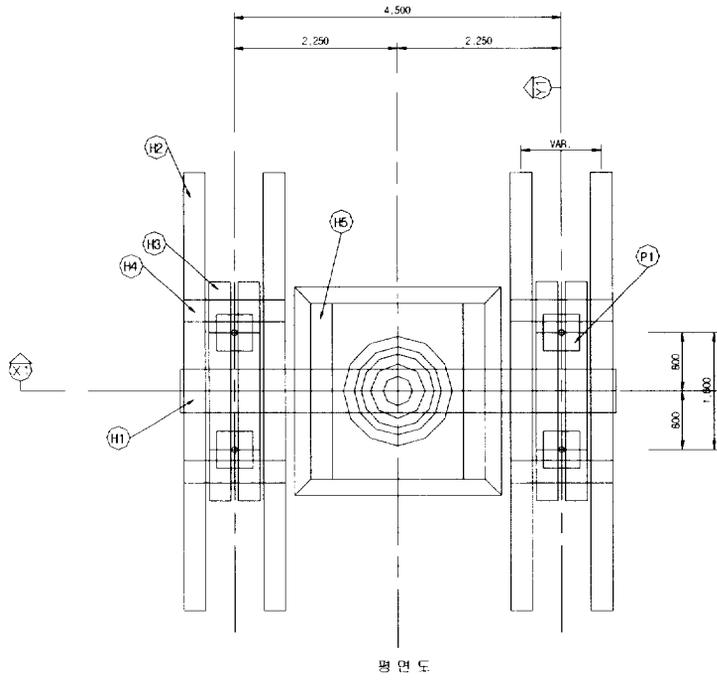


그림 3.3 재하계획 평면도

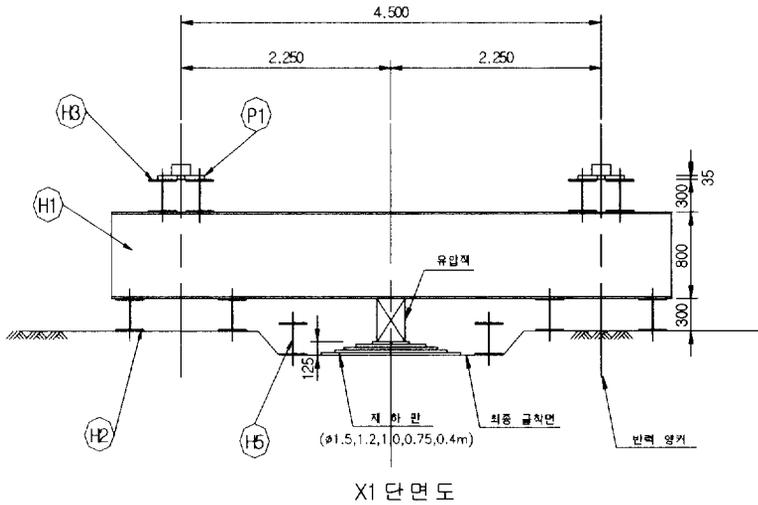


그림 3.4 재하계획 단면도



그림 3.5 대형재하시험 광경 (반력앵커사용)

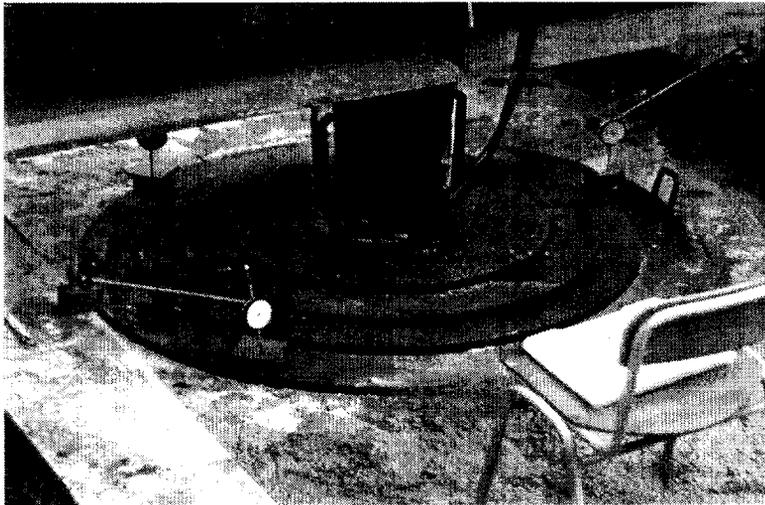


그림 3.6 변위계 설치 전경

3.3.2 결과의 정리

시험결과의 정리는 다음 순서로 행하였다.

- ① 무보강 지반에 대한 $\varnothing 150\text{cm}$ 재하판으로 시험 실시
- ② 재하시험 결과에 의한 하중 ~ 변위 곡선 획득(그림 3.7 참조)

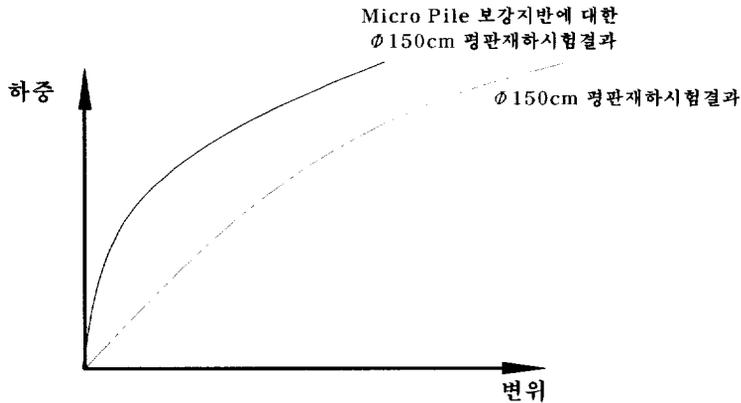


그림 3.7 재하시험 결과에 의한 하중 ~ 변위 곡선

- ③ 무보강 지반에 대한 하중강도-변위 곡선을 구하여 무보강지반에 대한 지반반력계수 산정
- ④ 마이크로 파일 보강 지반에 대한 재하시험 실시
- ⑤ 복합지반에 대한 하중강도-변위 곡선을 구하여 보강지반에 대한 지반반력계수 산정(그림 3.8 참조)

실험결과에 의한 구조물 기초의 설계에는 기초의 접지압 분포에 관한 정보가 필요한데, 이것은 지반과 기초의 특성에 따라 다양하게 변화한다. 그래서 실용상의 관점으로부터 간단화한 가정에 기초한 접지압의 산정이 통상 행해진다. 즉, 재하면의 임의의 미소요소에 대해서 압력(또는 하중강도) p 와 침하량 S 의 사이에 아래식과 같은 관계가 성립한다고 가정해서 이 하중강도 p 를 지반반력(subgrade reaction), k 를 지반반력계수(modulus of subgrade reaction)이라고 한다. 지반반력계수는 평판재하시험의 하중강도와 침하량의

관계로부터 결정되는데 이렇게 구한 값은 물론 토질만이 아니라 재하면의 크기나 형상에도 영향을 받는다. 또, 재하중의 증가에 따라 감소하는 경향도 일반적으로 나타나므로 지반반력계수의 결정시에는 실제의 재하조건을 충분히 고려할 필요가 있다.

$$p = k \cdot S \dots\dots\dots (3.1)$$

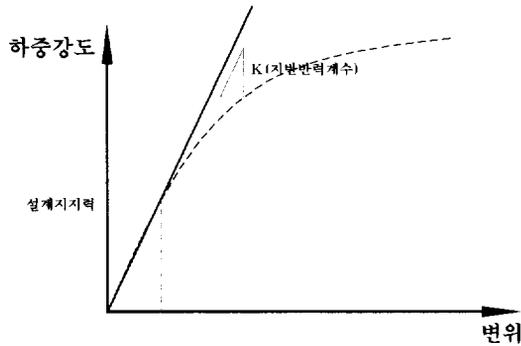


그림 3.8 보강지반에 대한 지반반력계수

⑥ 설계하중에 대한 지반 반력 계수를 이용한 변형계수를 계산하여 설계치와 비교 검토

· 변형계수 산정방법

시험지반이 비교적 균질이라고 볼 수 있는 경우에는, 반무한탄성체의 표면에 강성이 높은 원형면을 끼워서 등분포하중이 재하한 경우의 탄성침하량을 구하는 식으로도 널리 사용되고 있는 Boussinesq의 식에 의해 탄성체의 영율에 상당하는 지반의 변형계수를 구할 수 있다.

$$E_s = I_p B (1 - \nu^2) \frac{\Delta p}{\Delta S} \dots\dots\dots (3.2)$$

여기서, E_s : 시험지반의 변형계수 (kgf/cm²) (표 3.5 참조)

I_p : 영향치(표 3.6 참조, 재하판이 고강성의 원형인 경우는 0.79)

B : 재하판의 직경 (30cm)

v : 시험지반의 포아송비 (표 3.7 참조)

Δp : 대상으로 하는 하중의 범위 (kgf/cm²)

ΔS : Δp 에 대응하는 침하 (cm)

표 3.4 흙의 변형계수의 대표값

흙의 종류	변형계수	
	psi	kN/m ²
연약한 점토	250-500	1380-3450
건고한 점토	850-2000	5865-13800
느슨한 모래	1500-4000	10350-27600
조밀한 모래	5000-10000	34500-6900

* 1 psi = 6.9 kN/m²

표 3.5 영향치 I_p

기초 모양	기초폭 기초길이	I_p		
		휨성 기초		강성 기초
		중앙	모서리	
원형	—	1.00	0.64	0.79
사각형	1	1.12	0.56	0.88
	1.5	1.36	0.68	1.07
	2	1.53	0.77	1.21
	3	1.78	0.89	1.42
	5	2.10	1.05	1.70
	10	2.54	1.27	2.10
	20	2.99	1.49	2.46
	50	3.57	1.80	3.00
	100	4.01	2.00	3.43

표 3.6 흙의 포아송비의 대표값

흙의 종류	포아송비, ν
느슨한 모래	0.2-0.4
중간 모래	0.25-0.4
조밀한 모래	0.3-0.45
실트질 모래	0.2-0.4
연약한 점토	0.15-0.25
중간 점토	0.2-0.5

Hanrahan에 의한 지반의 탄성계수 결정 : Hanrahan은 반경 r 인 원형재하판을 사용한 평판재하시험 결과로부터 지반의 탄성계수를 구하는 아래의 관계를 제안하였다.

$$E_s = \frac{\pi r (1 - \nu_s^2)}{2S} q \dots\dots\dots (3.3)$$

- 여기서, r : 재하판 반경
- S : 원형재하판의 침하량
- q : 재하 하중강도

제 4 장 수치해석 결과 분석

4.1 안정성 검토

4.1.1 변형해석 프로그램

본 검토에서 변형해석을 위하여 사용한 PLAXIS(Finite Element Code for Soil and Rock Analyses)는 지반해석용 2차원 유한요소 해석 프로그램으로서, 1987년 Netherland의 Technical University of Delft에서 연약한 토층의 체체 성토 문제 해석을 위해 개발된 이래 전반적인 지반공학 분야로 확장되어 널리 사용되고 있다.

4.1.2 변형계수(E_d)

변형특성(Deformability)은 지반에 하중을 가하거나 굴착에 따른 하중제거에 의해서 지반에 변형이 생기는 특성을 의미한다.

(1) 토사 및 풍화암

표준관입시험 결과 얻어지는 관입 저항치인 N-값은 지반강도정수 및 변형 특성 등 다양한 지반정수를 추정하는데 이용되고 있다. 토층에 대한 N-값과 변형계수와의 관계는 여러 학자들로부터 제안되었는데 Schmertmann, Hisatake는 모래와 점토질 지반에서 변형계수와 N-값과의 상관관계를 다음과 같이 제안하였으며, 이외 도로교 표준시방서에서 제안한 방법들이 있다. 표준관입시험치를 이용하여 추정한 변형계수의 값은 표 4.2와 같다.

① Schmertmann (1978)의 제안

$$E_d = \alpha N (\text{kg/cm}^2) \dots\dots\dots (3.4)$$

표 4.1 Schmertmann의 제안에서 α 값

구분	실트 또는 모래질 실트	세립 또는 중립 모래	조립 모래	자갈질 모래
α	4	7	10	12~15

※ 여기서, α : 토질에 따른 상수

② Hisatake의 제안

$$E_d = 5N + 70 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (3.5)$$

③ 도로교 표준시방서

$$E_d = 28N \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (3.6)$$

④ 지반종류에 따른 지반변형계수

지반종류에 따른 지반변형계수의 예는 표 4.2와 표 4.3과 같다.

표 4.2 변형계수의 일반적인 값

Soil	E(kg/cm ²)	Comment
Sandy Gravel	800~3000	
Sand : Loose, Dense Silty Fine to Silty Fine	100~250 500~1000 50~200 50~180	Depens on Posson's ratio, test method, and confining pressure in triaxial tests
Shale	1400~14000	If under about 1500, may be troublesome
Slit	20~200	
Clay : Soft, Medium Stiff Leda Clay, Norwegian Clay, Marine Clay	3~30 45~90 70~200 650~1100 250~500qu 14~70	Depends heavily on triaxial cell pressure, sample disturbance and water contenr qu= unconfined-compression strength
Glacialm till	100~1600	
Loess	150~600	Depends heavily on porosity n and water content

표 4.3 지반변형계수

지반의 종류		변형계수(kg/cm ²)
Peat		1~5
점토	부드럽다	5~40
	보통	40~80
모래	느슨하다	80~150
	건고하다	100~200
	단단하다	500~800
자갈	밀실한 모래·자갈 층	1000~2000
암반	질리가 있는 연암	1500~3000
	질리가 없는 연암	3000~∞

4.1.3 포아송비

암석의 종류에 따른 포아송비 및 적용사례는 다음 표 4.4 및 4.5과 같다.

표 4.4 암석의 변형계수, 포아송비(L. Hobst and J. Zajic 에 의함)

분류	경암(분류 1~4) 연암(분류5~7)	단순압축강도 [10 ⁵ Pa]	변형계수 E(10 ⁵ Pa)과 포아송비(v) (질리, 밀도대응)		
			밀도小	밀도中	밀도大
1	a) 신선한 화성암, 변성암 b) 신선한 퇴적암, 두꺼운층	600이상	50000이상	20000~50000	5000~20000
			0.10		
2	a) 부분풍화의 화성암, 변성암 b)부분풍화의 퇴적암, 두꺼운층 c) 신선한 퇴적암, 판상구조	150이상	20000이상	5000~20000	1000~5000
			0.15		
3	a) 풍화 화성암, 변성암 b)부분 풍화의 퇴적암, 판상 c) 부분풍화의 퇴적암, 판상 d) 신선한 퇴적암, 얇은 층	100이상	5000이상	1000~5000	500~1000
			0.20		
4	a)풍화퇴적암, 판상 b)부분 풍화의 퇴적암, 얇은층	100이상	500~1000	300~500	
			0.25		
5	신선한/고결한	20~100	500~1000		
			0.25		
6	부분풍화의/ 중정도로 고결한	10~20	300~500		
			0.30		
7	풍화함/그다지고결하지 않은	3~10	200~300		
			0.35		

4.2 기초의 안정성 검토

4.2.1 재하시험 개요

본 연구의 대상지반으로 선정된 건물 기초지반의 허용지지력 산정 및 침하량의 산정을 위한 지반의 변형계수를 구하기 위하여 평판재하시험을 실시하였으며 그 위치는 다음과 같다.

- ① 무보강 지반에 대한 $\phi 1500\text{mm}$ 평판재하시험 : 1개소
- ② 소구경 말뚝 보강 지반에 대한 $\phi 1500\text{mm}$ 평판재하시험 : 1개소

4.2.2 평판재하시험 결과

평판재하시험의 결과를 이용하여 하중~침하곡선, \log 하중 ~ \log 침하 곡선을 작성하여 이 곡선으로부터 ① 지반반력계수, ② 허용지지력, ③ 변형계수 등을 산정하였다.

(1) 건물기초 무보강 A 지점

① 허용지지력

건물기초 A 지점의 시험결과 시험하중의 범위내에서 지반의 항복이 발생하지 않았으나 시험최대하중(200tf)을 항복하중으로 간주하여, 허용지지력을 평가하면 허용지지력은 62.27 tonf/m^2 이상일 것으로 판단된다.

● 허용지지력의 산정 :

$$\begin{aligned} q_a &= P + \frac{1}{3} \times N_q' \times \gamma \times D_f \\ &= \frac{200/2}{1.767} + \frac{1}{3} \times 3 \times (1.8 \times 0.5 + 1.7 \times 0.7 + 0.9 \times 1.8 + 0.9 \times 2.3 + 0.9 \times 3.0 + 1.0 \times 2.2) \\ &= 62.27 \text{ tf/m}^2 \end{aligned}$$

여기서,

P: $\frac{q_u}{3}$ 또는 $\frac{q_y}{2}$ 중에서 작은 값

N_q' : 지지력 계수로서 느슨한 모래지반은 6, 다져진 모래지반은 12, 점성토 지반은 3의 값을 사용 = 3적용

γ : 표토층 1.8 tf/m³, 모래층, 점토층 1.7 tf/m³, 풍화토층 1.9 tf/m³

D_f : 근입깊이 =10.5m (가시설 구조계산시 C-A 단면을 적용, 그림 4.1 참조)

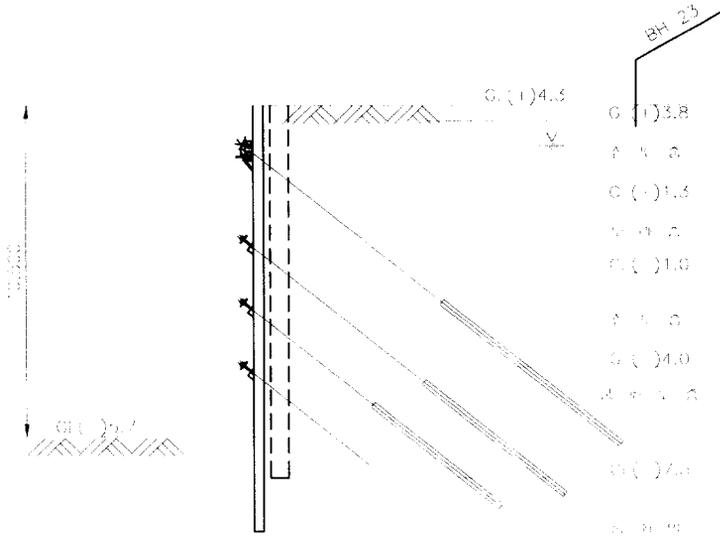


그림 4.1 건물기초 단면 및 근입깊이

② 변형계수

건물기초 A 지점의 시험결과를 이용하여 지반반력계수를 구한 뒤 다음의 방법을 이용하여 현 시험 위치에서의 변형계수를 산정하면 664.37 kgf/cm², 660.50 kgf/cm²로 평균값은 662.44 kgf/cm²이다.

● 방법 1 : $E_s = I_p \times B \times (1 - \nu^2) \times K_v = 664.37 \text{ kgf/cm}^2$

여기서, I_p : 기초저면의 형상과 강성에 의해 정해지는 계수=원형재 하판 0.79

ν : 지반의 포아송비 = 0.3 적용

B : 재하판의 직경 = 150cm

K_v : 지반반력계수

● 방법 2 : $E_s = \frac{\pi \times r \times (1 - v^2)}{2 \times s} \times q = 660.50 \text{ kgf/cm}^2$

여기서, r : 재하판의 반경 = $\frac{150}{2}$

s : 침하량, q : 하중강도, v : 지반의 포아송비 = 0.3 적용

③ 건물기초 A 지점 시험 결과의 요약

건물기초 A 지점의 시험결과를 요약하면 표 4.5와 같다.

표 4.5 건물기초 A 지점 시험 결과의 요약

구 분		결 과	평 균
지반반력계수 K_v (kgf/cm ²)		6.161	-
변형계수 E(kgf/cm ²)	방법 1	664.37	662.44
	방법 2	660.50	
허용지지력(q_a) (tf/m ²)		62.27	-

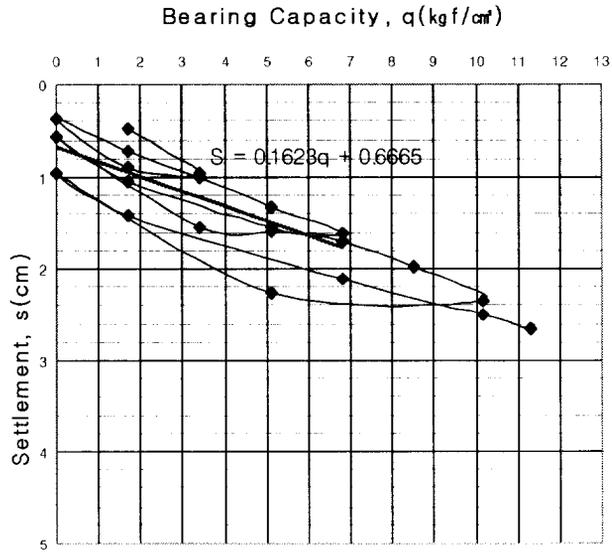


그림 4.2 q-s 곡선 (건물기초 A지점 - 무보강 지반)

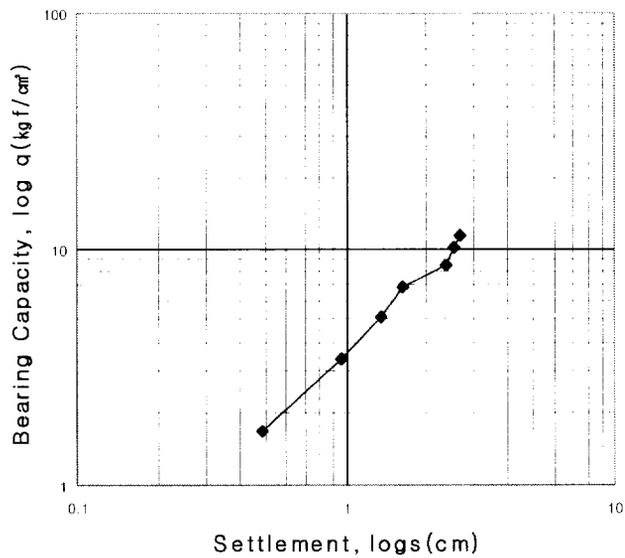


그림 4.3 $\log q - \log s$ 곡선 (건물기초 A지점 - 무보강 지반)

(2) 건물기초 소구경 말뚝 보강 B 지점

① 허용지지력

건물기초 B 지점의 시험결과 시험하중의 범위내에서 지반의 항복이 발생하지 않은 것으로 판단되나, 시험최대하중(200tf)을 항복하중으로 간주하여 아래식으로 허용지지력을 평가하면 허용지지력은 62.27 tonf/m² 이상일 것으로 판단된다.

● 허용지지력의 산정 :

$$\begin{aligned}
 q_a &= P + \frac{1}{3} \times N_q' \times \gamma \times D_f \\
 &= \frac{200/2}{1.767} + \frac{1}{3} \times 3 \times (1.8 \times 0.5 + 1.7 \times 0.7 + 0.9 \times 1.8 + 0.9 \times 2.3 + 0.9 \times 3.0 + 1.0 \times 2.2) \\
 &= 62.27 \text{ tf/m}^2
 \end{aligned}$$

여기서,

P : $\frac{q_u}{3}$ 또는 $\frac{q_y}{2}$ 중에서 작은 값

N_q' : 지지력 계수로서 느슨한 모래지반은 6, 다져진 모래지반은 12, 성토지반은 3의 값을 사용 = 3적용

γ : 표토층 1.8 tf/m³, 모래층, 점토층 1.7 tf/m³, 풍화토층 1.9 tf/m³,

D_f : 근입깊이 = 10.5m (가시설 구조계산서 C-A 단면을 적용, 그림 4.8 참조)

② 변형계수

건물기초 B 지점의 시험결과를 이용하여 지반반력계수를 구한 뒤 다음의 방법을 이용하여 현 시험 위치에서의 변형계수를 산정하면 944.31 kgf/cm², 938.81 kgf/cm²로 평균값은 941.56 kgf/cm²이다.

● 방법 1 : $E_s = I_p \times B \times (1 - \nu^2) \times K_v = 944.31 \text{ kgf/cm}^2$

여기서, I_p : 기초저면의 형상과 강성에 의해 정해지는 계수=원형재하판 0.79

ν : 지반의 포아송비 = 0.3 적용

B : 재하판의 직경 = 150cm

K_v : 지반반력계수 8.757 kgf/cm²

◎ 방법 2 : $E_s = \frac{\pi \times r \times (1 - \nu^2)}{2 \times s} \times q = 938.81 \text{ kgf/cm}^2$

여기서, r : 재하판의 반경 = $\frac{150}{2}$

s : 침하량, q : 하중강도, ν : 지반의 포아송비 = 0.3 적용

③ 건물기초 B 지점 시험 결과의 요약

건물기초 B 지점의 시험결과를 요약하면 표 4.6과 같다.

표 4.6 건물기초 B 지점 시험 결과의 요약

구 분		결 과	평 균
지반반력계수 K_v (kgf/cm ²)		8.757	-
변형계수 E (kgf/cm ²)	방법 1	944.31	941.56
	방법 2	938.81	
허용지지력(q_a) (tf/m ²)		62.27 이상.	-

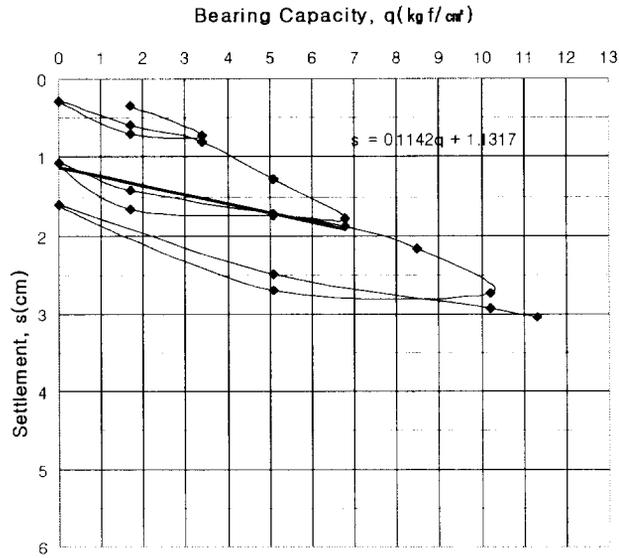


그림 4.4 q-s 곡선 (건물기초 B지점 - 소구경 말뚝 보강 지반)

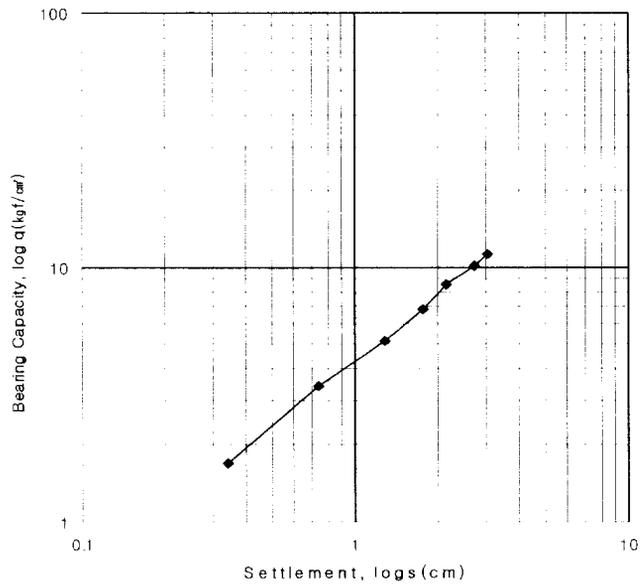


그림 4.5 $\log q - \log s$ 곡선 (건물기초 B지점 - 소구경 말뚝 보강 지반)

(3) 건물기초 평판재하시험 결과

건물기초에 대한 $\phi 150\text{cm}$ 평판재하시험(무보강지반 1개소, 소구경 말뚝 보강지반 1개소)의 결과를 요약 분석하면 다음과 같다.

① 허용지지력

● 당초 설계시 최대접지압 $q_{\max} = 55.0\text{tonf/m}^2$

● 시험 위치에서의 허용지지력은 최대접지압 이상으로 지지력에 대한 안정성은 만족함(표 4.7참조).

표 4.7 시험 위치에서의 허용지지력

구 분	시험 최대하중	항복 강도	허용지지력
건물기초 A 지점 (무보강 지반)	200 tonf	항복이 발생치 않음.	62.27 tonf/m ² 이상.
건물기초 B 지점 (무보강지반)	200 tonf	항복이 발생치 않음	62.27 tonf/m ² 이상.
건물기초 B 지점 (소구경 말뚝 보강지반)	200 tonf	항복이 발생치 않음	62.27 tonf/m ²

② 변형계수

현장시험 결과 결정된 변형계수는 표 4.8과 같다.

표 4.8 현장 시험 결과 지반의 변형계수의 요약

구 분	지반반력계수	변형계수
건물기초 A 지점 (무보강 지반)	6.161 kgf/cm ³	662.44 kgf/cm ³
건물기초 B 지점 (무보강지반)	3.406 kgf/cm ³	366.22 kgf/cm ³
건물기초 B 지점(소구경 말뚝 보강지반)	8.757 kgf/cm ³	941.56 kgf/cm ³

● 당초 설계시 변형계수와의 비교

당초 설계시 소구경 말뚝 제원 및 보강지반의 변형계수는 다음과 같다.

- 소구경 말뚝의 단면제원 : $\Phi 101.6\text{mm}$, $t=4\text{mm}$ ($A=12.26\text{cm}^2$)
- 시공간격 : $1.5\text{m} \times 1.5\text{m}$
- 소구경 말뚝 보강지반의 추정 변형계수 :

$$E = 1494\text{kgf/cm}^2 = 14940\text{tf/m}^2$$

건물기초 B지점에서의 현장 시험 결과를 참조하면, 보강 후 지반의 변형계수가 941.56 kgf/cm^2 로 당초 설계시 소구경 말뚝 보강지반의 추정 변형계수 1494 kgf/cm^2 와 비교하면 차이가 비교적 크게 발생된다.

③ 보강 대책 방안의 제안

소구경 말뚝 보강지반에 대한 평판재하 시험을 통한 변형계수 산정결과 당초 설계시 추정변형계수와 차이가 발생하므로, 시험결과의 변형계수를 적용하여 기초의 안정성 해석을 수행할 필요가 있다.

4.2.3 기초 변형해석

(1) 변형해석의 개요

건물기초의 경우 현 지반의 지층분포가 불균등하여 부등침하의 우려가 있으므로, 건물기초 하부지반의 풍화도층을 재하시험결과에 의해 결정된 소구경 말뚝의 변형계수를 적용하여, 적절한 간격으로 보강하였을 경우, 구조물 기초의 부등침하에 대한 안정성을 평가하였다.

(2) 보강간격에 따른 소구경 말뚝 보강지반의 변형계수

① Mico pile 의 변형계수(E_p)산정

건물기초 B지점에서의 현장시험 결과에서 구한 소구경 말뚝 의 변형계수를 산정하면 다음과 같다.

$$E_{ps} = \frac{E_s \times (A_s - A_p) + E_p \times A_p}{A_s + A_p}$$

$$798.24 = \frac{213.65 \times \left(\pi \times \frac{150^2}{4} - 12.26 \right) + E_p \times 12.26}{\frac{\pi \times 150^2}{4}}$$

$$E_p = 829598.74 \text{kgf/cm}^2 = 8295987.4 \text{tf/m}^2$$

여기서, E_{ps} : 소구경 말뚝 보강지반의 탄성계수, E_p : 소구경 말뚝의 탄성계수,
 E_s : 지반의 탄성계수, A_s : 보강된 지반의 면적, A_p : 소구경 말뚝 면적

② Mico pile보강지반의 변형계수산정

산정된 소구경 말뚝의 변형계수를 이용하여 각 보강간격에 따른 보강지반의 탄성계수를 산정하면 다음과 같다.

● 1.0×1.0m

$$E_{ps} = \frac{E_s \times (A_s - A_p) + E_p \times A_p}{A_s + A_p}$$

$$= \frac{366.26 \times \left(\pi \times \frac{100^2}{4} - 12.26 \right) + 829598.74 \times 12.26}{\frac{\pi \times 100^2}{4}}$$

$$= 1660 \text{kgf/cm}^2$$

● 1.2×1.2m

$$E_{ps} = \frac{E_s \times (A_s - A_p) + E_p \times A_p}{A_s + A_p}$$

$$= \frac{366.26 \times \left(\pi \times \frac{120^2}{4} - 12.26 \right) + 829598.74 \times 12.26}{\frac{\pi \times 120^2}{4}}$$

$$= 1265.17 \text{kgf/cm}^2$$

● 1.5×1.5m

$$E_{ps} = \frac{E_s \times (A_s - A_p) + E_p \times A_p}{A_s + A_p}$$

$$= \frac{366.26 \times \left(\pi \times \frac{150^2}{4} - 12.26 \right) + 829598.74 \times 12.26}{\frac{\pi \times 150^2}{4}} = 941.56 \text{kgf/cm}^2$$

(3) 기초지반의 분포현황

건물기초 하부지반의 확인 보어링 결과 풍화암의 분포가 0.5~3.5m 범위에 있으며, 확인 보어링에 의한 지층분포도는 아래 그림 4.7과 같다.

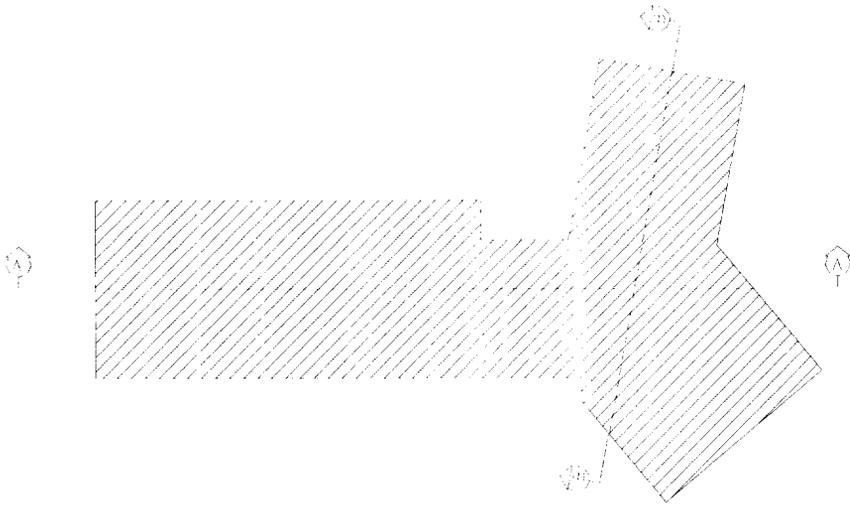


그림 4.6 건물기초 평면도



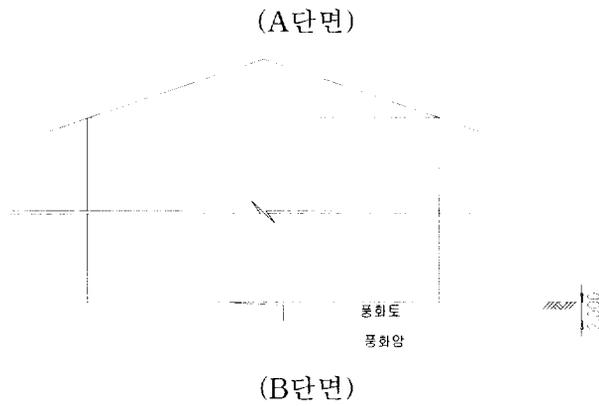


그림 4.7 건물기초 하부지반 분포도

(4) 입력 DATA

건물기초 변형해석시 사용된 지반정수는 표 4.9과 같다.

표 4.9 지반정수

지	층	모	델	변형계수 (tonf/m ²)	포아송 비	단위중량 (t/m ²)	점착력 (tonf/m ²)	전단 저항각 (°)	비고
Micro Pile	1.0×1.0	Mohr -Coulomb	16600	0.3	1.9	2	30	재하시험 결과에 의함	
	1.2×1.2		12651.7						
	1.5×1.5		9415.6						
풍화토		Mohr -Coulomb	3662	0.3	1.9	2	30		
풍화암		Mohr -Coulomb	50000	0.3	2.0	3	33		

변형해석시 사용할 건축구조물의 물성치는 표 4.10와 같다.

표 4.10 건축구조물의 물성치

구 분	모 델	EI(tf · m ² /m)	EA(tf/m)	ω (tf/m/m)	비 고
아파트	Elastic	653,566	3,485,685	3.75	
주차장	"	99,922	1,859,032	2.0	

● 아파트

- $t = 1.5 \text{ (m)}$
- $E_c = 15,000\sqrt{f_{ck}} = 2,323,790 \text{ (tf/m}^2\text{)} \{f_{ck} = 240 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\}$
- $I = \frac{1.0 \times 1.5^3}{12} = 0.28 \text{ (m}^4\text{)}$
- $EI = 653565.9 \text{ (tf} \cdot \text{m}^2\text{/m)}$
- $EA = 3,485,685 \text{ (tf/m)}$
- $\omega = 1.0\text{m} \times 1.5\text{m} \times 2.5\text{tf/m}^3 = 3.75 \text{ (tf/m)}$

● 주차장

- $t = 0.8 \text{ (m)}$
- $E_c = 15,000\sqrt{f_{ck}} = 2,323,790 \text{ (tf/m}^2\text{)} \{f_{ck} = 240 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\}$
- $I = \frac{1.0 \times 0.8^3}{12} = 0.043 \text{ (m}^4\text{)}$
- $EI = 99,922.97 \text{ (tf} \cdot \text{m}^2\text{/m)}$
- $EA = 1,859,032 \text{ (tf/m)}$
- $\omega = 1.0\text{m} \times 0.8\text{m} \times 2.5\text{tf/m}^3 = 2.0 \text{ (tf/m)}$

● 해석시 하중조건

▶ 아파트

· 상시하중 + 풍하중 고려 : 55.0 tf/m²

▶ 주차장 : 15.0 tf/m²

③ 해석의 수행절차

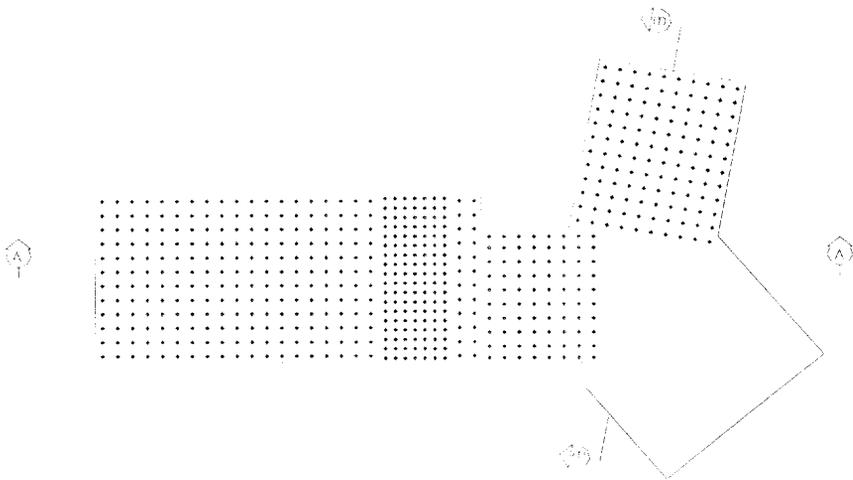
변형해석의 단계는 다음과 같다.

· PHASE 1 : 건축물 설치

· PHASE 2 : 건축물 하중 재하

④ 해석도

해석시의 해석 단면도는 그림 4.8과 같다.



(평면도)

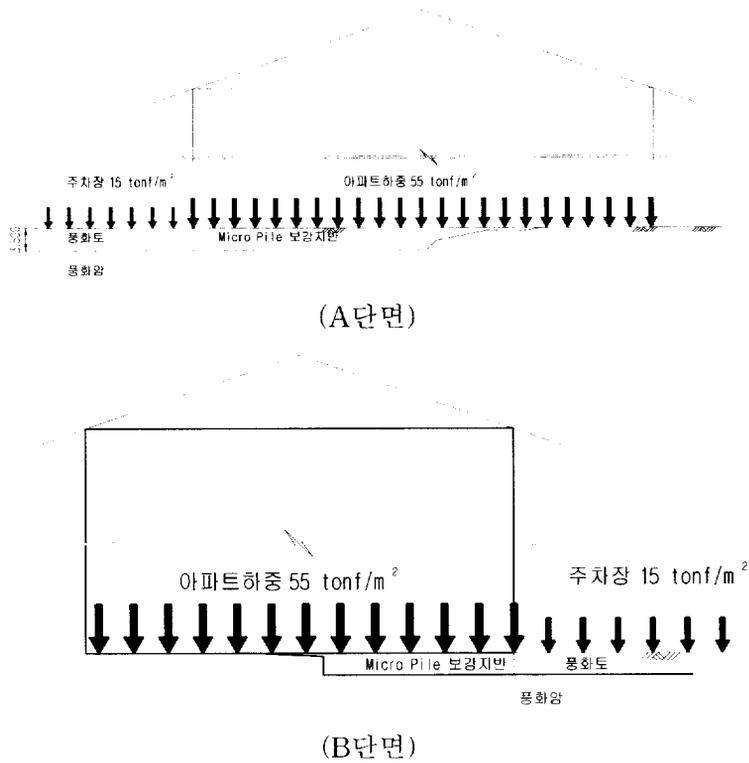


그림 4.8 해석단면도

4.2.4 건물기초 A 단면 변형해석결과

건물기초 A 단면의 해석시 단면도 및 요소분할도는 그림 4.9와 같다.

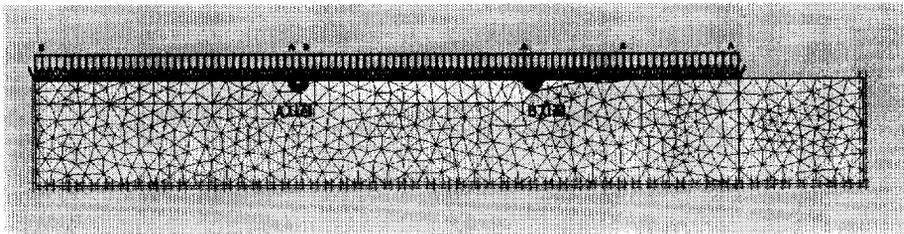


그림 4.9 건물기초 A 단면 요소분할도

A 단면에 대한 변위도를 소구경 말뚝의 간격별로 그림 4.11~4.16까지 나타내었다.

① C.T.C=1.0m 일 경우

변형해석결과 구조물 기초변위는 아래 그림과 같으며, ㉠ 최대침하량(A지점)은 2.040cm이며, ㉡ 최대 부등침하각은 1/1174이며, 지반변화 지점(B지점)의 ㉢ 최대침하량은 1.758cm이며, ㉣ 최대 부등침하각은 1/2347이다. 그림 4.10은 각각 지반변형도와, 벡터도를 나타낸 것이다.

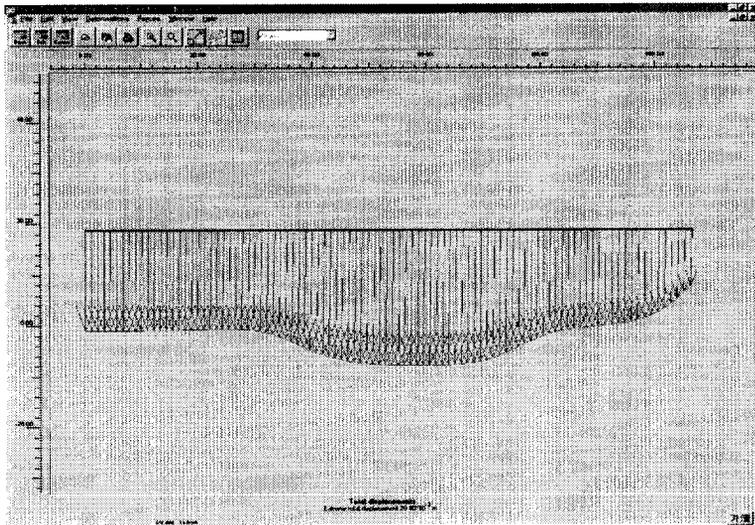


그림 4.10 건물기초 변위벡터도($\delta_{\max} = 2.040\text{cm}$)

② C.T.C=1.2m 일 경우

변형해석결과 구조물 기초변위는 ㉠ 최대침하량(A 지점)은 2.337cm이며, ㉡ 최대 부등침하각은 1/1048이며, 지반변화 지점(B지점)의 ㉢ 최대침하량은 1.850cm이며, ㉣ 최대 부등침하각은 1/1623이다. 그림 4.11, 4.12는 각각 지반변형도와 변위벡터도를 나타낸 것이다.

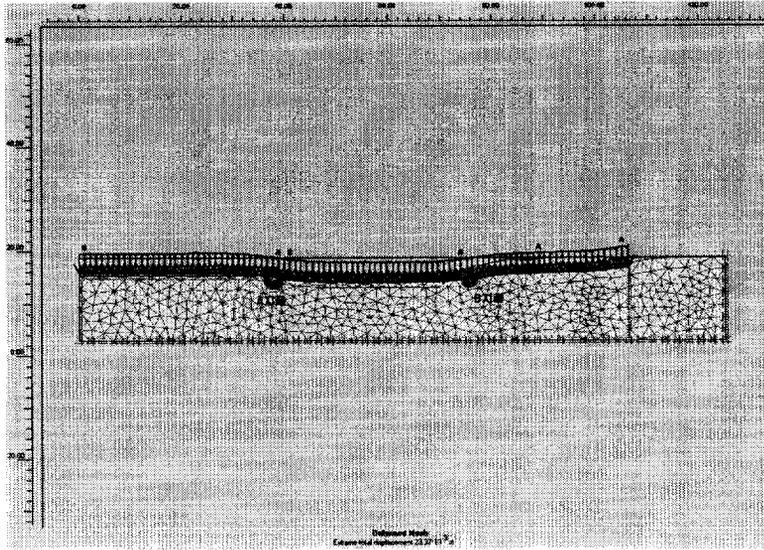


그림 4.11 지반변형도(소구경 말뚝 1.2×1.2m 보강)

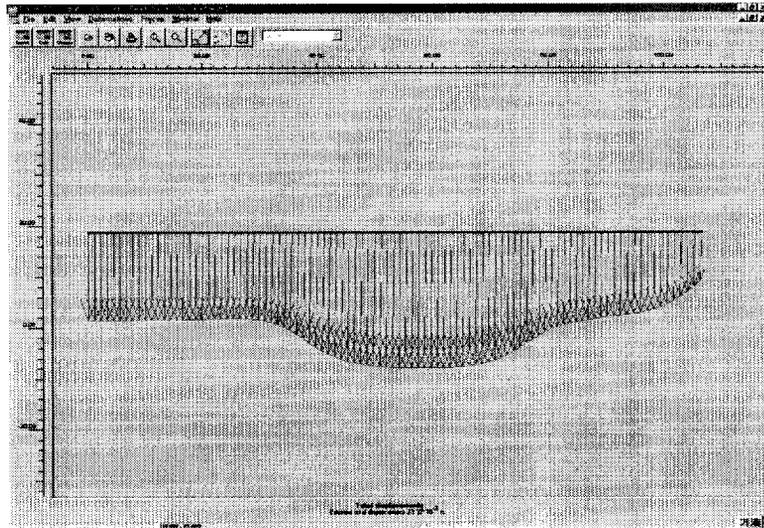


그림 4.12 변위벡터도($\delta_{\max} = 2.337\text{cm}$)

③ C.T.C=1.5m 일 경우

변형해석결과 구조물 기초변위는 아래 그림과 같으며, A 지점의 ㉠ 최대침하량은 2.773cm이며, ㉡ 최대 부등침하각은 1/893이며, B 지점의 ㉢ 최대침하량은 2.140cm이며, ㉣ 최대 부등침하각은 1/1126이다. 아래 그림 4.13, 4.14은 각각 지반변형도와, 변위벡터도를 나타낸 것이다.

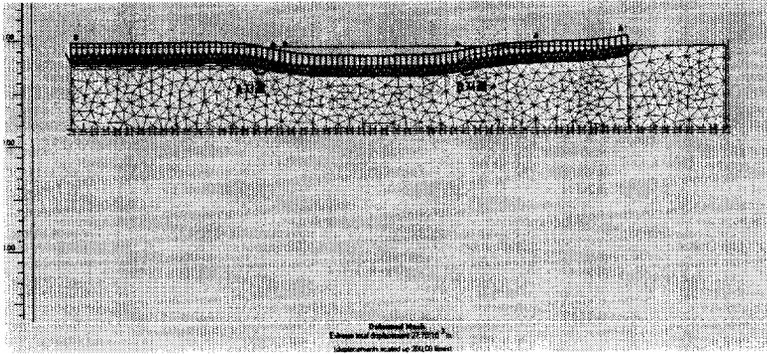


그림 4.13 지반 변형도(소구경 말뚝 1.5×1.5m 보강)

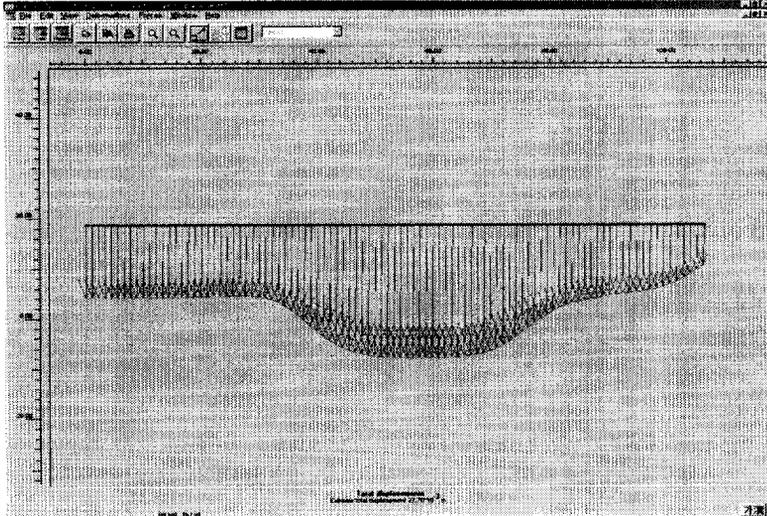


그림 4.14 변위 벡터도($\delta_{\max} = 2.773\text{cm}$)

(3) 각 보강간격에 따른 A단면 해석 결과

① 안정성 평가

확인 보오링에 의한 지층분포를 적용하여 건물 기초의 안정성을 검토한 결과 1.5×1.5m 보강시 최대발생변위 및 최대 발생 부등침하각이 허용치 이내로 안정한 것으로 판단된다(표 4.11참조).

표 4.11 건물 기초의 안정성 검토 결과

구 분		최대발생변위 (cm)	허용변위 (cm)	최대발생부등침하 각 (rad)	허용변위각
소구경 말뚝 보강지반 (1.0×1.0m)	A지점	2.040	5.0	1/1174	1/500
	B지점	1.758	5.0	1/2347	1/500
비 고		O.K		O.K	
소구경 말뚝 보강지반 (1.2×1.2m)	A지점	2.337	5.0	1/1048	1/500
	B지점	1.850	5.0	1/1623	1/500
비 고		O.K		O.K	
소구경 말뚝 보강지반 (1.5×1.5m)	A지점	2.773	5.0	1/893	1/500
	B지점	2.140	5.0	1/1126	1/500
비 고		O.K		O.K	

② A단면 보강범위의 결정

건물기초 A단면의 해석결과를 적용하여 기초의 안정성을 확보하기 위하여 아래 그림 4.15과 같이 기초를 보강하는 것으로 결정하였다. 지층이 변화하는 구간에 대하여 소구경 말뚝을 1.0×1.0m로 보강하여, 부등침하가 작게 발생하도록 하였다.

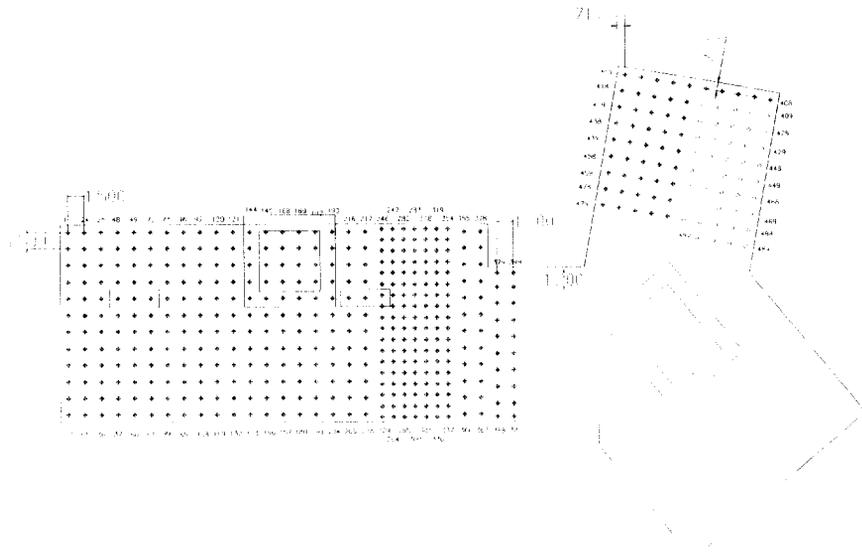


그림 4.15 Micor Pile 배치도

(4) 보강계획에 의한 A단면의 안정성 검토

지층구성은 그림 4.16과 같다.

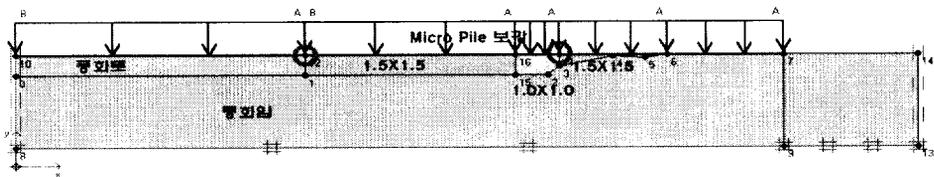


그림 4.16 지반구성도

변형해석결과 구조물 기초변위는 그림 4.17, 4.18과 같으며, ㉠ 최대침하량은 2.773cm이며, ㉡ 최대 부등침하각은 1/893이며, 지반변화지점에서의 ㉢ 최대침하량은 1.780cm, ㉣ 최대 부등침하각은 1/2133이다.

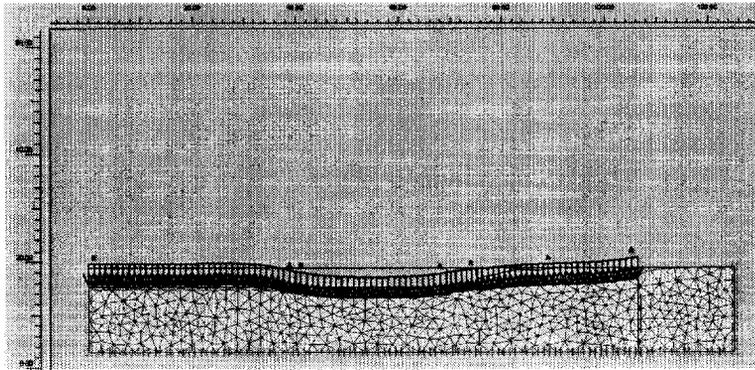


그림 4.17 지반변형도

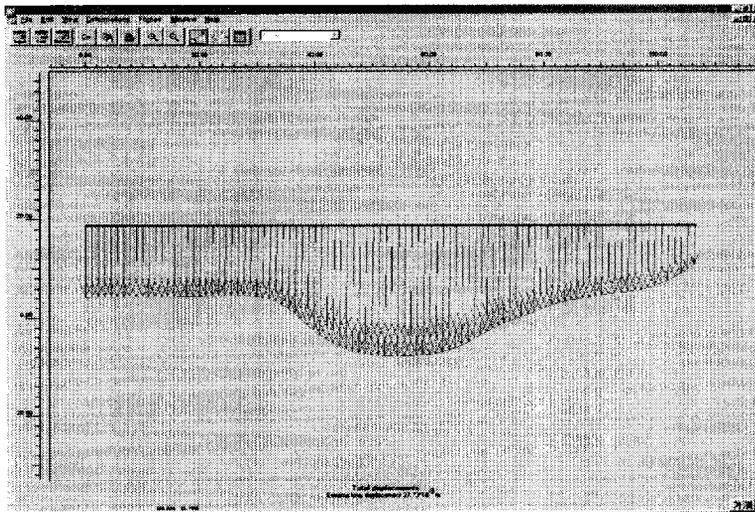


그림 4.18 Y방향 변위도 ($\delta_{\max} = 2.773\text{cm}$)

표 4.12 건물기초 A단면 해석결과

구 분		최대발생변위 (cm)	허용변위 (cm)	최대발생부등침하각 (rad)	허용변 위각
소구경 말뚝 보강지반 (1.5×1.5m) (일부구간1.0×1.0m)	A지점	2.773	5.0	1/892	1/500
	B지점	1.780	5.0	1/2133	1/500
비 고		O.K		O.K	

4.2.5 기초의 안정성 검토 결과

(1) 평판재하시험 결과

① 허용지지력

당초 설계시 최대접지압은 $q_{\max} = 55.0\text{tonf/m}^2$ 으로 평판재하시험 결과는 표 4.13과 같다. 각 시험 위치에서의 허용지지력은 설계시 최대접지압 이상으로 지지력에 대하여 안정한 것으로 나타났다.

표 4.13 평판재하시험 결과

구 분	시험 최대하중	항복 강도	허용지지력
건물기초 A 지점 (무보강 지반)	200 tonf	항복이 발생치 않음.	62.27 tonf/m ² 이상
건물기초 B 지점 (무보강지반)	200 tonf	항복이 발생치 않음	62.27 tonf/m ² 이상
건물기초 B 지점 (소구경 말뚝 보강지반)	200 tonf	항복이 발생치 않음	62.27 tonf/m ²

② 변형계수 산정 결과

현 지반 및 보강지반의 변형계수 산정결과는 표 4.14와 같으며, 보강 후 지반의 변형계수가 941.56 kgf/cm³로 당초 설계시 소구경 말뚝 보강지반의 추정 변형계수 1494 kgf/cm³와 비교하면 차이가 비교적 크게 발생되므로, 시험결과의 변형계수를 적용하여 기초의 안정성 해석을 수행할 필요가 있다.

표 4.14 변형계수 산정 결과

구 분	지반반력계수	변형계수	비고
건물기초 A 지점 (무보강 지반)	6.161 kgf/cm ³	662.44 kgf/cm ³	
건물기초 B 지점 (무보강지반)	3.406 kgf/cm ³	366.22 kgf/cm ³	
건물기초 B 지점 (소구경 말뚝 보강지반)	8.757 kgf/cm ³	941.56 kgf/cm ³	

(2) 기초의 안정성 검토결과

안정성 해석에 의하여 결정된 기초의 보강평면도는 그림 4.19과 같다.

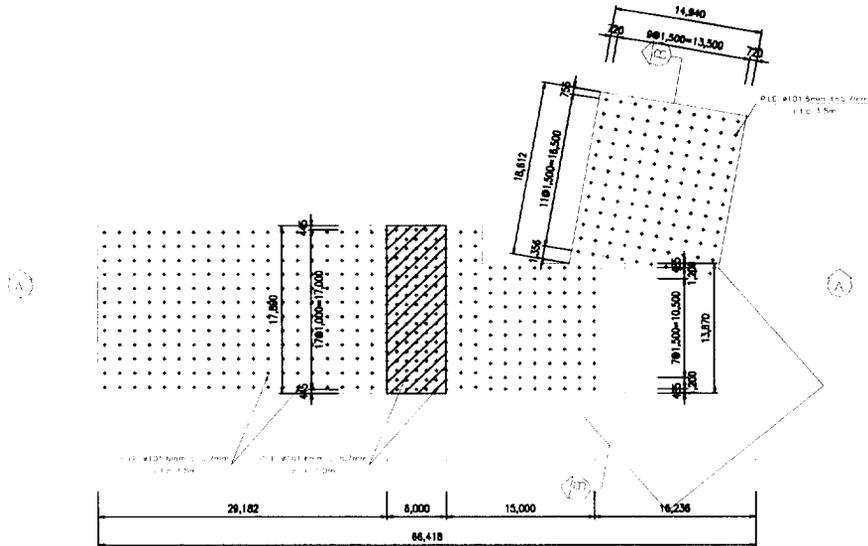


그림 4.19 안정성 해석에 의하여 결정된 기초의 보강평면도

A-A 단면의 안정해석결과 ㉠ 최대침하량은 2.773cm이며, ㉡ 최대 부등침하각은 $\frac{1}{893}$ 으로 허용변위 기준을 만족하므로 안정한 것으로 판단된다.

표 4.15 기초의 안정성 검토결과(A-A 단면)

구 분	최대발생변위 (cm)	허용변위 (cm)	최대발생부등침하 각 (rad)	허용변위각
소구경 말뚝 보강지반 (1.5×1.5m) (일부구간 1.0×1.0m)	2.773	5.0	1/893	1/500
비 고	O.K		O.K	

제 5 장 결 론

지반의 지지력만으로 상부 구조물의 하중을 지지하기 어렵다고 여겨지는 현장을 선정하여 기존 말뚝공법대신 소구경 말뚝공법을 적용하였으며

소구경 말뚝으로 보강된 지반의 변형계수를 구하여 수치해석을 통해 침하량을 예측 관리하는 설계기법을 제안하였다

본 연구에서의 결론은 다음과 같다.

1. 무보강시의 건물기초부 지반의 변형계수와 소구경 말뚝 보강시의 지반변형계수를 재하시험을 통해 구할 수 있었고, 이를 수치해석시 적용하여 지반의 침하량을 예측할 수 있었다.
2. 풍화토 지반을 소구경말뚝으로 보강시 지반의 변경계수가 약 3배 가량 증대(보강전 : $366\text{kgf/cm}^2 \Rightarrow$ 보강후 : 941kgf/cm^2) 되는 것을 알 수 있었다.
3. 따라서 지지력이 부족한 풍화토지반상에 구조물 축조시 상부하중을 지지하기 위한 기초로 무조건 말뚝공법을 적용하는 것 보다 지반의 지지력을 활용할 수 있는 소구경 말뚝을 적용하는 것이 보다 경제적이고 합리적인 것으로 판단된다.

향후 각 지반의 종류별로 소구경 말뚝 보강비에 따른 지반보강효율을 계속적으로 관찰하고 정립하는 것이 추후 과제이다.

참고문헌

1. 대한토질공학회(1986), "건설부 제정 구조물 기초 설계기준 해설".
2. 대한토목공학회(1992), "건설부 제정 도로교 표준시방서".
3. 일본토질공학회(1985), "抗基礎의 設計法과 그 解説", 第 2, 3 章.
4. 천병식, 임해식(1998), "쏘일 네일링", 유림출판, pp.31~44.
5. 日本土質工學會(1985), "抗基礎の設計法とその解説", 第 2, 3章.
6. 日本道路協會(1980), "道路橋 示方書・同解説", IV下部構造編.
7. 日本建設學會(1974), "建設基礎構造設計規準・同解説", 第 4章.
8. Aas, G.(1966), "Baerevne av peleri frisksjonsjordarter". Norsk Geoteknisk.
9. Bowles, J.E.(1988) "Foundation Analysis and Design", McGraw-Hill Book Co. New York, Chap. 1, 3 and 16.
10. Burland, J.B.(1973), "Shaft friction piles in clay-A simple fundamental approach". Ground Engineering, No. 6, No. 3, pp.30~42.
11. Burland, J.B. and Cooke, R.W.(1974), "Ten design of bored piles in stiff clays". Ground Engineering, Vol. 7, No. 4, pp.28~30, 33~35.
12. Bassett R. H. and Last N. C., "Reinforcing Earth below Footings and Embankments.", Proc., ASCE, Symp., Earth reinforcement, Pittsburgh, 1978, pp.202~231.
13. Bruce, D. A and Juran, I., "Drilled and Grouted Micropiles : State of practice Review.", FHWA-RD-96, Volume I ~ IV, 1997. Proceedings of A.S.C.E., VOL.103, NO.GT4.
14. Cantoni R., Collotta T., Ghionna V. N., Moretti P. C., " A design

- method for reticulated micropile structures in sliding slopes", *Ground Engineering*, 1989, pp. 41 ~47.
15. Colye J. M. & Sulaiman I. H., "Skin Friction for Steel piles in Sand", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 93, No. SM6, 1967, pp. 261 ~278.
 16. Canadian Geotechnical Society(1985), " *Foundation Engineering Manual*" 2nd edition. p. 456.
 17. Das, B.H., "Principles of Foundation Engineering". Books/Cole Engineering Division, pp.375-378.
 18. Davisson, M.T.(1970). "Lateral Load Capacity of Piles" *Highway Reserch Record* No. 333, pp.9~27.
 19. Davisson, M.T.(1973), "High capacity piles", Department of Civil Engineering. Illinois Institute of Technology, Chicago, Illinois.
 20. DIN, "Small Diameter Injection Piles (Cast-in-Place Concrete Piles and Composite Piles)". DIN-4128 Engl., April, 1983.
 21. DIN 4026, (1975), "Driven piles : construction procedure and permissible loads".
 22. Donald H. Gray, A. M. ASCE & Harukazu Ohashi), "Mechanics of Fiber Reinforcement in Sand", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 109, No. 3, March, 1978, pp. 335 ~353.
 23. DSI, Munich, Germany., "Promotional brochure on GEWI piles." 1992.
 24. Forening (Stipendium.(1956-66). Oslo, N.G.I. cited from Simons and Menzies(1977).
 25. George G, Meyerhof, "Scale effects of Ultimate Pile capacity", *Journal*

- of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 6, June, 1983, pp. 797~806.
26. Hunt, R.E.(1986), "Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation", Chap. 7 McGraw-Hill Book Co. New York, p.382.
27. Lizzi, F.(1982a), "Root Pattern Piles Underpinning", In Symposium on Bearing Capacity of Piles, Roorkee, India Vol. 109, No. 3, March, 1978, pp. 335~353.
282. Lizzi, F.(1983), "The Retico Di Pali Radice(Reticulated Root Piles) for the Improvement of Soil Resistance. Physical Aspect and Design Approaches", 8th ECSMFE, Vol. 2, Session 5.14, Helsinki, pp. 521~524.
29. Menard, L.F.(1975), "Interpretation and Application of Pressuremeter Test Results", Sols-Soils, paris, Vol. 26, pp.1~23.
30. Morimichi Uesugi & Hideaki Kishida, "Frictional resistance at Yield between dry Sand and mild Steel", Soils and Foundations, Vol. 26, No. 4, Dec, 1986, pp. 139~149.

감사의 글

무엇인가 새로운 것을 시작한다는 것은 참으로 어려운 일이라 하지 않았던가? 하지만 내게 있어 저녁 등교길은 반복적인 일상을 벗어난 새로운 도전이었다. 오랫동안 묵혀두었던 까마득한 학문의 열정이 가슴 언저리를 설레게 하였으니 말이다.

논문이 완성되기까지 지난 3년을 돌이켜보니 너무 많은 분들에게 마음의 빛을 지게된 것 같습니다. 부족한 저를 한마디 나무람 없이 깊은 관심과 애정으로 채워주신 분들이 얼마나 많은지...

항상 자상함과 인자함으로 귀중한 시간을 할애하시어 가르침을 주신 정두희 교수님, 이영대 교수님, 정진호 교수님께 깊은 감사를 드립니다.

그리고 바쁜 와중에도 아낌없는 도움을 준 후배 김희준군과 지반공학회 식구들에게도 깊은 감사를 드립니다.

아무쪼록 인생을 살면서 마음의 빛을 진 님 들의 은혜에 보답 할 수 있기를 기원하오며 곁에서 물심양면 애써주신 저의 가족에게도 다시 한 번 머리 숙여 깊은 감사를 드립니다.

2005. 07

조 수 용 올림