

2009年 2月  
碩士學位論文

현장타설말뚝에 의한 해상교량의  
기초설계에 관한 연구

朝鮮大學校 大學院

土 木 工 學 科

金 振 澤

현장타설말뚝에 의한 해상교량의  
기초설계에 관한 연구

*A Study on the Foundation Design of Marine bridge  
by Cast in Pile*

2009年 2月 25日

朝鮮大學校 大學院

土 木 工 學 科

金 振 澤

현장타설말뚝에 의한 해상교량의  
기초설계에 관한 연구

指導教授 安鍾弼

이 論文을 工學碩士 學位論文으로 提出함.

2008年 10月 日

朝鮮大學校 大學院

土木工學科

金 振 澤

# 金振澤의 碩士學位 論文을 認准함

委員長 朝鮮大學校 教授 \_\_\_\_\_ (印)

委員 朝鮮大學校 教授 \_\_\_\_\_ (印)

委員 朝鮮大學校 教授 \_\_\_\_\_ (印)

2008年 11月 日

朝鮮大學校 大學院

# 목 차

표 차례 .....	IV
그림 차례 .....	VI
기호 .....	X
Abstract .....	XII
<b>제1장 서 론</b> .....	1
1.1 연구목적 및 방법 .....	1
1.2 연구동향 및 배경 .....	3
<b>제2장 현장타설말뚝의 특성</b> .....	4
2.1 현장타설말뚝의 메커니즘 .....	4
2.1.1 현장타설말뚝의 특징 .....	5
2.1.2 지지력의 영향요소 .....	5
2.2 지지력의 결정방법 .....	6
2.2.1 국내의 지지력 산정방법 .....	6
2.2.2 외국의 지지력 산정방법 .....	10
2.3 침하량의 산정방법 .....	23
2.4 일반 현장타설말뚝과 케이싱을 이용한 현장타설말뚝 .....	24
2.5 VE/LCC 분석방법 .....	29
<b>제3장 희생강관을 이용한 현장타설말뚝의 설계법</b> .....	33
3.1 극한지지력의 결정방법 .....	33
3.1.1 연직 압축하중에 대한 극한지지력 .....	33
3.1.2 수평하중에 대한 극한지지력 .....	37
3.1.3 암반기초의 극한지지력 .....	40
3.2 현장타설말뚝의 성능향상 방안 .....	42
3.2.1 선단지지력의 성능향상 방안 .....	42

3.2.2 주면마찰력의 성능향상 방안 .....	42
<b>제4장 희생강관을 이용한 현장타설말뚝기초의 사례분석 .....</b>	<b>45</b>
4.1 SS 사례의 현장타설말뚝기초 .....	45
4.1.1 지반조건 및 설계정수 .....	45
4.1.2 지지력 산정 .....	50
4.1.3 침하량 산정 .....	51
4.1.4 VE/LCC 산정 .....	52
4.2 SH 사례의 현장타설말뚝기초 .....	54
4.2.1 지반조건 및 설계정수 .....	54
4.2.2 지지력 산정 .....	57
4.2.3 침하량 산정 .....	58
4.2.4 VE/LCC 산정 .....	59
<b>제5장 분석 및 고찰 .....</b>	<b>60</b>
5.1 지지력 비교 및 분석 .....	60
5.2 침하량 비교 및 분석 .....	61
5.3 VE/LCC의 비교 및 분석 .....	62
<b>제6장 결론 .....</b>	<b>63</b>
<b>참고문헌 .....</b>	<b>64</b>

## 표 차례

표 2.1 사질토 지반의 주변마찰력의 산정방법 .....	6
표 2.2 사질토 지반에 설치된 현장타설말뚝의 선단 극한지지력 .....	7
표 2.3 사질토 지반의 주변마찰력의 산정방법 .....	8
표 2.4 사질토 지반에 설치된 현장타설말뚝의 선단 극한지지력 .....	9
표 2.5 점성토 지반에서 주변 저항력 결정을 위한 '값 .....	10
표 2.6 점성토에서 현장타설말뚝의 주변마찰력을 평가하기위한평균값 ·	15
표 2.7 선단깊이에 따른 횡방향 토압계수 .....	16
표 2.8 말뚝 선단지반의 상태에 따른 maximum point pressure .....	17
표 2.9 현장타설말뚝 qd의 추정값 .....	18
표 2.10 점성토에 설치된 현장타설말뚝에서의 $\alpha$ 값 .....	19
표 2.11 사질토에 대한 선단지지력 값 .....	22
표 2.12 설계 VE의 법적 적용대상 .....	29
표 2.13 기능과 가치 및 LCC의 관계 .....	31
표 3.1 지반의 마찰각에 대한 접경마찰각의 비 .....	36
표 4.1 제1구간 지반현황(해망교차로) .....	46
표 4.2 제2구간 지반현황(주경간교) .....	47
표 4.3 제3구간 지반현황(접속교) .....	47
표 4.4 제4구간 지반현황(원수교차로) .....	48
표 4.5 토사 및 풍화암의 설계지반정수의 분석 값 .....	49
표 4.6 기반암의 실내암석실험의 분석 값 .....	49
표 4.7 SS 사례의 허용지지력 판정 .....	50
표 4.8 SS 사례의 침하량 산정 및 판정 .....	51
표 4.9 주경간교 기초형식 선정 .....	52
표 4.10 접속 B교 기초형식 선정 .....	52
표 4.11 A교 기초형식 선정 .....	53
표 4.12 B교 기초형식 선정 .....	53
표 4.13 주경간부 지반현황(접속 B교) .....	54

표 4.14 A구간 지반현황 .....	55
표 4.15 B구간 지반현황 .....	56
표 4.16 토사 및 풍화암의 설계지반정수의 분석 값 .....	56
표 4.17 기반암의 실내암석시험의 분석 값 .....	57
표 4.18 SH 사례의 허용지지력 판정 .....	58
표 4.19 SH 사례의 침하량 산정 및 판정 .....	59
표 4.20 SH 사례의 기초형식 선정 .....	59
표 5.1 SS 사례 및 SH 사례의 지지력 비교 .....	60
표 5.2 SS 사례 및 SH 사례의 침하량 비교 .....	61
표 5.3 VE/LCC 분석결과에 대한 비교 .....	62



## 그림 차례

그림 2.1 변위에 따른 주변마찰력과 선단지지력의 거동 .....	4
그림 2.2 주변 저항력을 계산할 때 고려하지 않는 부분 .....	11
그림 2.3 깊은 기초에 대한 Vesic의 지지력 계수 .....	13
그림 2.4 RCD공법의 시공순서 .....	24
그림 2.5 Earth drill 공법의 시공순서 .....	25
그림 2.6 All casing 공법의 시공순서 .....	25
그림 2.7 Franky pile .....	26
그림 2.8 Pedsestal pile .....	27
그림 2.9 Simplex pile .....	27
그림 2.10 Raymond pile .....	28
그림 2.11 시설물의 일반적인 LCC 비용 항목 .....	30
그림 2.12 LCC분석기법의 도입시기와 비용절감 가능성 .....	30
그림 2.13 가치향상 유형 .....	31
그림 3.1 케이싱이 있는 말뚝의 지지력 .....	33
그림 3.2 말뚝에서의 비배수 전단강도에 따른 점착계수 .....	34
그림 3.3 점성토의 근입깊이에 따른 점착계수 .....	35
그림 3.4 강성말뚝변형에 의한 두부고정의 영향 .....	38
그림 3.5 두부고정에 따른 수평토압의 분류 .....	38
그림 3.6 수평지지력의 산정 .....	39
그림 3.7 강관말뚝의 선단면적산정 .....	41
그림 3.8 말뚝의 선단부분 그라우팅 보강 .....	42
그림 3.9 케이싱의 그라우팅 배출구 .....	43
그림 3.10 그라우팅 분사 후 전단키 설치 .....	43
그림 3.11 Compaction grouting .....	44

# *Abstract*

A Study on the Foundation Design of Marine bridge

by Cast in Pile

Kim, Jin-Taek

Advisor : Prof. Ahn, Jong-Pil, Ph.D.

Department of Civil Engineering,

Graduate School of Chosun University

Recently the superstructure of buildings are becoming bigger and bigger. The former precast pile which has a small diameter is not appropriate for large scale load and construction that is deeper than 50m. Also problems occur because of the increase of construction size, connection, and in carrying or keeping. To settle these problems the method of constructing piles in the working field is increasing.

In our country the demand of bridge construction near the ocean is rising. These bridges must be built considering the nature environmental effects it might cause. So information must be analyzed before starting the basic construction. In Korea safety, land features, shape of the bridge, starting period, economic efficiency are considered.

This study compared and analyzed the effects of using a permanent materials in casing to solve the problems that occur in constructing piles in the working field. Factors such as construction ability, quality, economic efficiency, stability was considered.

However it was hard to find samples that used permanent material at casing. As a result it was difficult to analyze data about corrosion

resistance. To use permanent materials in casing there must be some developments in prevention of corrosion. New methods had to be applied in using permanent materials in casing. One example is supplementing some grouting on the upper section to establish a trustful pile construction. Inserting grouting, shear keys and other materials into a hole manufactured beforehand can also help in increasing the friction force.

The big-diameter former piles that were constructed in the working field didn't consider about the protection of the construction wall. So it was hard to work because of the sand that was rushing in. Also when trying to insert the pile, problems occurred in settling and maintaining the water pressure, vibration, and land pressure.

If we protect the construction walls by casing these problems can be solved. Also the permanent materials for casing can be installed only on the necessary parts to gain economic efficiency.

This study focuses on the economic values of VE/LCC's and pile construction on the working field using permanent materials for casing. Also we analyzed about the construction ability, quality, consistency, bearing power and economic values.

# 제1장 서론

## 1.1 연구목적 및 방법

최근 들어 상부구조물이 점점 더 대형화 추세를 보이고 있으며 기존의 소구경의 기성말뚝으로는 대규모 하중과 50m 이상의 깊은 심도의 시공에 있어, 시공본수의 증가, 연결에 따른 문제, 운반 및 보관 등의 문제 등으로 인하여 현장에서 직접 제작하는 현장타설말뚝의 사용이 증가하는 추세를 보이고 있다.

케이싱을 영구부재로 사용하는 경우에 특징을 나열하면 우선 케이싱의 재사용을 위한 인발작업이 불필요하게 되고, 공내 굴착벽면의 붕괴방지를 위한 벤토나이트용액상용 등 슬러리공벽보호 공정이 없어 시공성과 함께 수질오염의 문제가 해결된다.

그리고 일반 현장타설말뚝은 지반함몰, 유동에 따른 굴착공정의 비효율성이 문제가 되어왔다.

또한, 케이싱 주변으로 영구부재를 사용함으로써 철근케이지 제작에 소요되는 시간과 비용을 상당부분 감소시킬 수 있으며, 이용된 철재량은 비슷하리라 생각되나, 기존의 일반 현장타설말뚝에서는 굴착 공내에 철근케이지 사용으로 인한 내부공간의 여유 공간이 좁고 콘크리트 타설시 많은 제한이 따른다. 그러나 영구케이싱의 설치로 인하여 내부에 슬럼프 값이 작은 콘크리트를 사용할 수 있게 되었으며, 굵은 골재를 사용함으로써 경제성이 있다고 할 수 있다.

케이싱을 영구부재로 사용한 시공사례가 많지 않아 영구케이싱의 내부 식성을 검토함에 있어서 상당한 어려움이 따른다.

케이싱을 영구 부재로 사용하기 위해선 철재의 부식방지를 위한 대책공법의 개발이 필요한 실정이다. 특히 케이싱을 영구부재로 사용하는 것은 새로운 문제점에 따른 보완점이 있어야 하며 그 항목은 선단부의 그라우팅보강을 통하여 더욱 신뢰성 있는 말뚝시공과 케이싱 내부로부터 미리 제작한 구멍을 통하여 그라우팅, 전단키 등을 주입 또는 압입함으로써 주변마찰력도 크게 향상될 수 있다.

따라서, 본 연구에서는 사례분석을 통하여 희생강관 및 돌출형 현장타설 말뚝의 지지력 및 침하량 산정결과를 비교 분석하였으며, VE/LCC 방법을 이용하여 희생강관 및 돌출형 현장타설말뚝의 경제성 및 안정성을 고려하여 비교 검토하였다.

## 1.2 연구동향 및 배경

현장타설 말뚝에 대한 연구는 1960년대 이후에 외국에서부터 광범위하게 실시되었으나, 국내의 경우 그 사용의 증가 추세에 비하여 연구 성과는 미미한 실정이며, 사각말뚝(barrette pile)의 경우 태국, 대만, 홍콩 등 동남아에서 시공과 연구가 많이 이루어져 국내에는 1980년대 후반에 도입되어졌으며 공공부문 보다는 민간부분에서 활발하게 시도되어 왔으나, 이에 대한 연구실적은 상당히 부족한 형편이다.

최근에는 대형구조물의 시공이 많아지고 있으며, 대형구조물을 안전한 기초위에 건설하기 위하여 여러 가지 기초공법이 날로 발전되고 있다. 구조물 기초를 지지하기 위한 공법에는 말뚝기초공법, 직접기초공법, 케이슨 기초공법 등이 있다. 최근 대형 교량공사나 대형건축물에는 대구경 현장타설말뚝이 자주 사용되고 있다. 특히, 영종대교, 인천대교, 서해대교 등 해상 및 큰 하천을 통과하는 대형교량의 건설이 늘어나는 실정이며, 앞으로도 이러한 대형교량과 대형건축물의 건설이 빈번해질 것으로 예상된다. 그러나 이러한 구조물은, 경제성 보다는 안전성에 중점을 두어 많은 공사비가 지출되는 시공을 해왔다고 해도 과언이 아닐 것이다.

기초구조물이 경제적이기 위해서는 공사를 할 때 가시설에 투자되는 비용을 줄이고, 기초구조물의 경량화를 추구하며, 안전성을 도모하여야 할 것이다. 기존의 대구경 현장타설말뚝은 굴착시 공벽보호를 하지 않기 때문에 굴착 공내에 토사가 밀려들어 작업에 어려움이 있다. 또한 말뚝의 타입 작업시에는 진동, 수압, 토압 등을 받아 소정의 치수 및 품질이 유지되지 않는 문제점이 있다. 이러한 문제점을 보완하기 위하여, 굴착시 케이싱으로 공벽보호를 한다면, 이러한 문제점을 해결할 수 있을 것이다. 또한, 영구부재로 쓰일 케이싱은 지반상태에 따라 필요구간만을 설치하여 더욱 경제적인 공법으로 쓰일 수 있다.

본 연구에서는 VE/LCC에 의한 경제성 분석과 안정성을 동시에 갖춘 영구 케이싱이 있는 현장타설말뚝에 대하여, 일반 대구경 현장타설말뚝과 시공성, 품질, 균일성, 지지력, 침하, 경제성을 비교 검토하였다.

## 제2장 현장타설말뚝의 특성

### 2.1 현장타설말뚝의 메커니즘

현장타설 말뚝은 주면마찰력 만으로 하중을 지지하는 경우와 선단지지력 만으로 하중을 지지하는 경우가 있으며, 주면마찰력과 선단지지력으로 하중을 지지하는 것으로 크게 3분류로 나눌 수 있고 지반 크리프특성에 따라 말뚝의 거동특성은 다르게 나타난다. 그림 2.1은 강도와 상대밀도가 큰 토사나 연약암반의 변형연화 지반에 근입된 현장타설 말뚝의 주면마찰력을 나타냈으며, 말뚝의 변위가 최대치에 도달하면서 연화현상의 발생으로 주면마찰력이 감소되고 선단지지력은 점차 커지는 경향을 나타낸다.

따라서 말뚝에 작용하는 하중은 주면마찰력에 의해 지지되다가 주면마찰력의 최대치 이후 작용하중은 선단지지력에 의해 지지됨을 나타낸다. 암반 근입 현장타설 말뚝의 극한주면마찰력과 극한선단지지력을 산술적으로 합산하여 극한지지력을 산정하게 되면 말뚝의 극한지지력은 실제보다 크게 예측할 가능성을 내포하고 있으므로 만약 그림 2.1의 A점에서 주면저항력 값에 B점에서의 선단저항력에 추가하여 계산한다면 총저항력이 과도하게 평가되어지므로 주면마찰력과 선단저항의 변형특성을 반드시 고려하여야 한다.

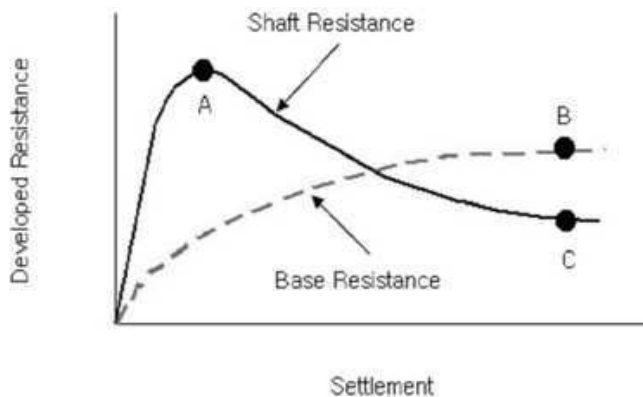


그림 2.1 변위에 따른 주면마찰력과 선단지지력의 거동

### 2.1.1 현장타설말뚝의 특징

경제적이면서 확실한 지지력을 얻을 수 있는 타입말뚝은 항타에 따른 소음과 진동으로 인한 민원문제로 인하여 점차 사용이 제한되고 미리 천공하고 콘크리트를 타설하는 현장타설 말뚝이 해결책으로 자리를 잡고 있다. 항타에 따른 소음, 진동의 문제 및 타입말뚝의 시공이 곤란한 자갈, 전석층 또는 풍화암 등으로 이루어진 지반에서도 적용이 가능하며 현장타설 말뚝은 국외에서 광범위하게 연구되어 왔으며 최근 국내에서도 사용 및 연구가 점차 증가하고 있다.

한 개의 현장타설 말뚝으로도 큰 하중을 지지할 수 있어 일반적으로 말뚝의 캡이 필요 없고, 타입말뚝 시공시 발생하는 소음이나 진동이 적어 도심지 공사에 적합한 장점이 있다.

또한 자갈, 전석층 또는 풍화암 등 여러 종류의 지반 조건에 적용가능하며 천공하는 동안 주위 지반의 교란을 최소화 시켜 지반교란에 의한 압밀침하량을 줄여주는 점과 큰 휨모멘트를 견딜수 있도록 말뚝 상부를 확장시키기가 쉬운 장점이 있다. 반면 시공절차에 따라 말뚝에 중요한 영향을 미칠 수 있고 기초저부 피압 대수층의 파괴 가능성이 있으며 초 연약지반에는 적용이 불가능하고 각 사이트마다 시공방법이 제시되어야 하는 단점도 있다.

### 2.1.2 지지력의 영향요소

Ladanyi와 Domitige,Pells(1980)등은 압과 콘크리트 접촉면에 대한 실내 시험을 통하여 주면전단 저항에 영향을 미치는 요인들을 연구하였으며, Rowe(1997), Donald(1980), Rowe과 Pells(1980)등은 말뚝의 길이와 직경의 비를 통한 말뚝형상에 따른 효과, 콘크리트와 주면 및 선단 암반의 탄성계수비에 따른 효과를 유한요소해석을 하였다. 또한 Seychuck(1970),Briggs(1983)등은 실제크기의 말뚝재하시험을 통하여 주면과 선단에 작용하는 하중 분담률을 측정하였다.

장학성(1996)은 이러한 연구결과로부터 말뚝의 지지력에 영향을 주는 요소들은 형상,주면 및 말뚝 선단한부 지반강도 및 탄성계수, 주면 거칠기, 말뚝선단,강도와 탄성계수 등이 있다고 하였다.



## 2.2 지지력의 결정방법

지지력 산정방법은 제안하는 학자마다 또는 각 기관마다 약간씩 차이가 있으나 기본 개념은 같으며 본 절에서는 국내의 지지력 산정방법과 국외 지지력 산정방법에 대해서 고찰해 보았다.

### 2.2.1 국내지지력의 산정방법

우리나라에서는 아직 현장타설말뚝의 사용빈도가 많지 않아서 그에 대한 자세한 규정이나 데이터가 확실하게 구비되어 있지 않은 실정이나, 현장타설말뚝에 대한 국내의 지지력 산정방법은 구조물 기초설계 기준에 의한 방법, 도로교 표준시방서에 의한 방법 및 도로공사 도로교 설계기준에 의한 방법, 철도청 철도교 설계기준에 의한 방법 등이 있으며 국내에서 사용 중인 대표적인 지지력산정 방법에 대해서 고찰하였다.

도로교 설계기준에서는 점성토 및 사질토의 주면마찰력 산정식은 AASHTO 규정과 일본도로교 시방서를 채택하였으며, 선단지지력도 AASHTO의 규정과 일본도로교 시방서를 채택하였다.

표 2.1 사질토 지반의 주면마찰력  $f_i$ 의 산정방법

제안자	주면 마찰력 $f_i$ (tonf/m <sup>2</sup> )
Touma & Reese(1974)	$f_i = KpO_v \tan A \quad f_i < 24(\text{tonf/m}^2)$ 여기서, $K=0.7 : Db \leq 7500\text{mm}$ $K=0.6 : 7500 \leq Db \leq 12000\text{mm}$ $K=0.5 : Db \geq 12000\text{mm}$
Meyrhof(1971)	$f_i = 0.096N$
Qurios & Reese(1971)	$f_i = 0.25N < 19(\text{tonf/m}^2)$
Reese & Wright(1977)	$N \leq 53 : f_i = 0.28 \wedge$ $53 < N \leq 100 : f_i = 0.021(N-53)+15$
Reese & O'Neill(1988)	$0.25 \leq \bar{\sigma} \leq 1.2 : f_i = \bar{\sigma} pO_v \leq 19(\text{tonf/m}^2)$ 여기서, $\bar{\sigma} = 1.5 - 7.7 \times 10^{-3} P$

여기서,  $N$  : 표준관입시험 N값,  $p_{O_v}$  : 유효연직응력( $\text{tonf/m}^2$ ),  $\hat{A}_i$  : 모래의 전단저항각,  $K$  : 하중전달계수,  $-p$  : 하중전달계수,  $z$  : 지표로부터의 깊이 (mm)

$D_b$  : 말뚝의 모래 지지층 근입깊이

철도청 철도설계기준에서는 점성토의 주면마찰력은 Reese & O'Neill(1988)이 제안한 식과 일본 도로교시방서를 채택하였으며, 사질토의 주면마찰력은 표 2.1과 표 2.2와 같은 방법으로 구할 수 있다.

또한, 점성토 선단지지력은 일본 도로교시방서를 채택하였으며, 사질토 선단지지력은 다음 표와 같다.

표 2.2 사질토 지반에 설치된 현장타설말뚝의 선단 극한지지력

제 안 자	선단 극한지지력( $\text{tonf/m}^2$ )공식
Touma & Reese(1974) Quirios & Reese(1977) ( $D_b > 10D$ 일때만 적용)	느슨한 사질토 : $q_d \leq 0$ 약간 촘촘한 사질토 : $q_d = \frac{150}{K}$ 매우 촘촘한 사질토 : $q_d = \frac{380}{K}$ $D_b \geq 500\text{mm} : k=0.002 D_b$ $D_b < 500\text{mm} : k=1$
Meyerhof(1971)	$q_d \leq \frac{1.3N_{corr}D_b}{D_b} \leq 13N_{corr}$
Reese & Wright(1977)	$N \leq 60 : q_d = 6.4N$ $N > 60 : q_d = 380$
Reese & O'Neill(1988)	$N \leq 75 : q_d = 7.5N$ $N > 75 : q_d = 430$
일본 도로교 시방서	$300(N \geq 30)$

여기서,  $N_{cor}$ : 상재하중에 대하여 보정한 표준관입시험치

$$= (0.77 \log_{10} \frac{188.16}{pO_v}) N$$

$pO_v$  : 유효연직응력(tonf/m<sup>2</sup>),  $D$  : 표준관입시험치,  $D$  : 말뚝의 직경(mm)

$D_p$ : 말뚝의 선단의 직경(mm),  $D_b$ : 말뚝이 모래 지지층에 근입된 깊이 (mm)

도로공사 도로교설계기준(2001)에서의 점성토 주면마찰력 및 사질토의 주면마찰력은 AASHTO 규정과 일본도로교 시방서를 채택하였다. 또한, 점성토 및 사질토의 선단지지력은 도로교 설계기준에서는 점성토 주면마찰력 산정식을 AASHTO 규정과 일본도로교 시방서를 채택하였다.

철도청 철도설계기준(1999)에서는 점성토 주면마찰력은 Reese & O'Neill(1988)이 제안한 식과 일본 도로교시방서를 채택하였다.

표 2.3 사질토 지반의 주면마찰력  $f_i$ 의 산정방법

제안자	주면 마찰력 $f_i$ (tonf/m <sup>2</sup> )
Touma & Reese(1974)	$f_i = K p O_v \tan A \quad f_i < 24$ (tonf/m <sup>2</sup> ) 여기서, $K=0.7$ : $Db \leq 7500$ mm $K=0.6$ : $7500 \leq Db \leq 12000$ mm $K=0.5$ : $Db \geq 12000$ mm
Meyrhof(1971)	$f_i = 0.096 N$
Quirous & Reese(1971)	$f_i = 0.25 N < 19$ (tonf/m <sup>2</sup> )
Reese & Wright(1977)	$N \leq 53$ : $f_i = 0.28 \wedge$ $53 < N \leq 100$ : $f_i = 0.021(N-53)+15$
Reese & O'Neill(1988)	$0.25 \leq \quad \leq 1.2$ : $f_i = \quad - p O_v \leq 19$ (tonf/m <sup>2</sup> ) 여기서, $\quad = 1.5 - 7.7 \times 10 \quad -^3 P \quad -$

N: 표준관입시험 N값,  $p_{0p}$ : 유효연직응력(tonf/m<sup>2</sup>),  $\hat{A}_f$ : 모래의 전단저항각  
 K : 하중전달계수, -p : 하중전달계수, z : 지표로부터의 깊이 (mm)  
 $D_b$  : 말뚝의 모래 지지층 근입깊이

또한, 사질토 지반에 설치된 현장타설말뚝의 주변마찰력은 다음 표 2.3와 같은 방법으로 구할 수 있다.

점성토 선단지지력은 일본 도로교시방서를 채택하였으며, 사질토 지반에 설치된 현장타설말뚝의 선단 극한지지력은 다음 표 2.4와 같다.

표 2.4 사질토 지반에 설치된 현장타설말뚝의 선단 극한지지력

제안자	선단 극한지지력(tonf/m <sup>2</sup> )공식
Touma & Reese(1974) Quirios & Reese(1977) ( $D_b > 10D$ 일때만 적용)	느슨한 사질토 : $q_d \geq 0$ 약간 촘촘한 사질토 : $q_d = \frac{150}{K}$ 매우 촘촘한 사질토 : $q_d = \frac{380}{K}$ $D_b \geq 500\text{mm} : k = 0.002 D_b$ $D_b < 500\text{mm} : k = 1$
Meyerhof(1971)	$q_d = \frac{1.3N_{corr}D_b}{D_b} = 1.3N_{corr}$
Reese & Wright(1977)	$N \leq 60 : q_d = 6.4N$ $N > 60 : q_d = 380$
Reese & O'Neill(1988)	$N \leq 75 : q_d = 7.5N$ $N > 75 : q_d = 430$
일본 도로교 시방서	300( $N \geq 30$ )

여기서,  $N_{cor}$ : 상재하중에 대하여 보정한 표준관입시험치

$$= (0.77 \log_{10} \frac{188.16}{pO_v}) N$$

$pO_v$  : 유효연직응력( $\text{tonf/m}^2$ ),  $D$  : 표준관입시험치,  $D$  : 말뚝의 직경(mm)

$D_b$ : 말뚝의 선단의 직경(mm),  $D_b$ : 말뚝이 모래 지지층에 근입된 깊이 (mm)

## 2.2.2 외국의 지지력 산정방법

외국의 지지력 산정방법으로는 Reese & O'Neill(1988)방법, Braja M. Das(1999)방법, Joseph E. Bowles(1996)방법, 일본 도로교 시방서에 의한 방법, Federal Highway Administration(FHWA, 1988), AASHTO 규정 등이 있으며, 외국의 대표적인 지지력 산정방법을 고찰하였다.

표 2.5 점성토 지반에서 주면 저항력 결정을 위한 'a값

$c_u(\text{t/m}^2)$	'a
< 20	0.55
20 - 30	0.49
30 - 40	0.42
40 - 50	0.38
50 - 60	0.35
60 - 70	0.33
70 - 80	0.32
80 - 90	0.31
>90	암으로 취급

Reese & O'Neill(1988)방법 중 점성토지반에 관입된 현장타설말뚝의 최대 주면마찰력은  $\alpha$ 법을 이용하여 다음과 같이 구할 수 있으며,  $\alpha$ 는 부착력 계수로써 표 2.5에 나타났다.

$$f_i = \alpha c_u \quad (2.1)$$

여기서,  $c_u$  = 평균 비배수 전단강도

$\alpha$  = 부착력 계수

주면마찰저항력의 영향력은 그림 2.2에 나타낸 바와 같이, 현장타설말뚝의 머리로부터 최소한 1500 mm까지의 부분, 곧은 현장타설말뚝의 경우 선단으로부터 위쪽으로 현장타설말뚝의 지름만큼, 확대선단 말뚝의 경우 확대선단의 주면, 확대선단 말뚝의 경우 확대선단의 상부끝에서 위쪽으로 확대선단부 지름만큼에서는 주면마찰저항력이 발휘되지 않는 것으로 간주해야 한다.

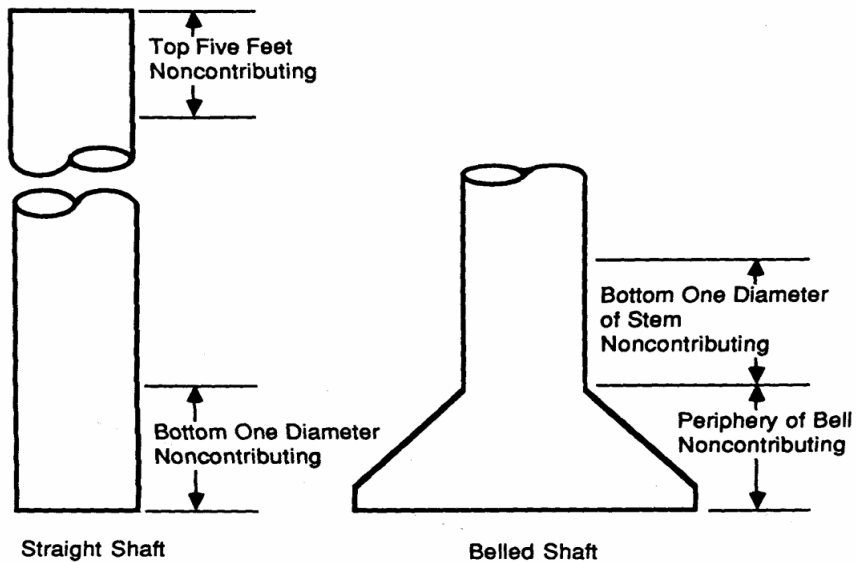


그림 2.2 주면 저항력을 계산할 때 고려하지 않는 부분

또한, 사질토에서의 최대주면마찰력은 다음과 같다.

$$0.25 \leq \beta \leq 1.2 \text{ 일 때 } f_i = \beta \sigma'_v \leq 19 (t/m^2), \text{ 여기서}$$

$$\beta = 1.5 - 0.135 \times \sqrt{z} \text{ (하중전달계수)}, \sigma'_v = \text{유효수직응력}, z = \text{지표로부터의 깊이 (m)}$$

다음은 Braja M. Das(1999)의 방법으로 점성토에 관입된 현장타설말뚝의 주면마찰력을 다음과 같이 산정하였다.

$$Q_s = \sum_{L=0}^{L=L_1} a c_u \Delta L \quad (2.2)$$

여기서,  $c_u$  = 평균 비배수 점착력

$L_1$  = 주면마찰력 산정시 고려되는 말뚝의 길이

$\rho$  = 말뚝의 둘레 길이

$a$  = 통상적으로 0.4를 사용

$\Delta L$  = 비배수 점착력에 따른 말뚝의 구간별 길이

또한, 사질토 주면마찰력은 다음 2.3식을 통하여 구할 수 있다.

$$Q_s = \pi D_s (1 - \sin \phi) \int_0^{L_1} \sigma'_v \tan \delta dz \quad (2.3)$$

여기서,  $Q_s$  = 말뚝의 주면마찰저항력

$D_s$  = 말뚝의 직경

$\phi$  = 흙의 내부마찰각 (deg)

$L_1$  = 주면마찰력 산정시 고려되는 말뚝의 길이

$\sigma'_v$  = 심도  $z$ 에서의 흙의 유효수직응력

$\delta$  = 말뚝의 흙 사이의 마찰각 (deg)

다음 식 2.4는 점성토 선단지지력을 나타낸 것이고 식 2.5는 사질토에서의 선단지지력 산정방법을 나타낸 것이다.

$$Q_p = A_p c_u M_c \quad (2.4)$$

여기서,  $Q_p$  = 선단지지력

$A_p$  = 말뚝의 선단면적

$c_u$  = 비배수 점착력

$M_c$  = 지지력 계수, 대부분의 현장타설말뚝의 경우 상수 9 사용

$$Q_p = A_p q' (N_q^* - 1) \quad (2.5)$$

여기서,  $Q_p$  = 선단극한지지력

$A_p$  = 말뚝의 선단면적

$q'$  = 말뚝 선단 깊이에서의 유효연직응력

$N_q^*$  = 지지력 계수 (그림 2.3)



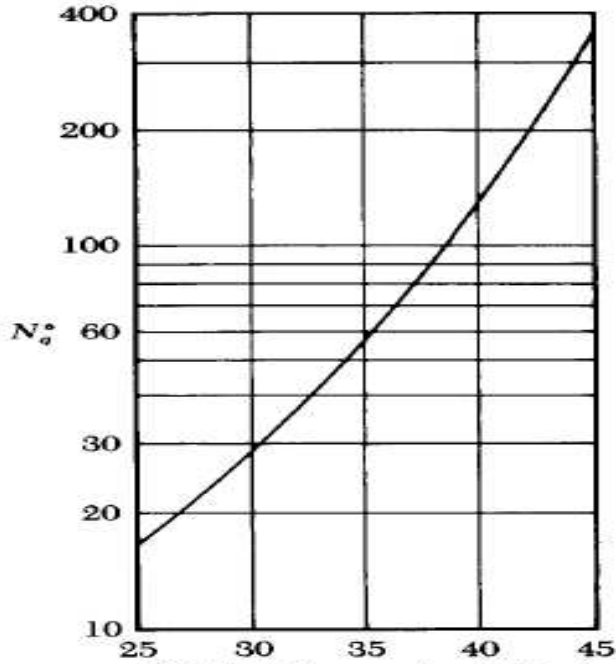


그림 2.3 깊은 기초에 대한 Vesic의 지지력 계수,  $N_q^*$

다음은 Joseph E. Bowles(1996)의 방법으로 점성토의 주면마찰력은 식 2.6과 같으며 사질토의 주면마찰력은 식 2.7과 같다.

$$\sum Q_{si} = \sum \alpha_s s_{us} p' \Delta L \quad (2.6)$$

여기서,  $\sum Q_{si}$  = 극한주면마찰력

$\alpha$  = 감소계수

$S_{us} = \Delta L$  구간에서 평균 비배수 전단강도

$p' = \Delta L$  구간에서 평균 말뚝의 둘레 길이

$\Delta L = S_{us}$  에 따른 말뚝의 구간별 길이

표 2.6 점성토에서 현장타설말뚝의 주변마찰력을 평가하기 위한 평균  $\alpha$  값

Method of pier construction	Limiting $f_s^*$	
	$\alpha f$	kpa
Dry or using lightweight drilling slurry	0.5	90
Using drilling mud where filter cake removal is uncertain	0.3	40
Belled piers on about same soil as on shaft side by dry method	0.3	40
Belled piers on about same soil as on shaft sides using drilling mud where filter cake removal is uncertain	0.15	25
Straight or belled piers resting on much firmer soil than around shaft	0	0

$$\sum Q_{si} = \sum K p_o \tan \delta (\rho' \Delta L) \quad (2.7)$$

여기서,  $\sum Q_{si}$  = 극한주면마찰력

$K$  = 현장타설말뚝의 횡방향 토압계수

$p_o$  =  $\Delta L$ 의 중간 높이에서의 평균 유효 상재 하중

$\rho'$  = 현장타설말뚝의 둘레 길이

$\delta$  =  $\phi$  (사질토에 설치된 현장타설말뚝의 경우)

$\Delta L$  = 말뚝의 구간별 길이

표 2.7 선단깊이에 따른 횡방향 토압계수

Depth to base (m)	$K$
$\leq 7.5$	0.7
$7.5 < L \leq 12$	0.6
$> 12$	0.5

점성토 선단지지력은 다음 식 2.8과 같으며, 사질토 선단지지력은 식 2.9와 같다.

$$Q_p = A_p c N_c = 9 s_{uc} A_p \quad (2.8)$$

여기서,  $Q_p$  = 선단지지력

$A_p$  = 말뚝의 선단 면적

$S_{uc}$  = 말뚝선단부의 평균 비배수 전단강도

$B$  = 말뚝 저부의 직경

$$Q_p = \frac{q_p}{\alpha_p} A_p \quad (2.9)$$

여기서,  $Q_p$  = 선단지지력

$A_p$  = 말뚝의 선단 면적

$\alpha_p$  = 선단부의 한계 침하량 25mm에 대한 base reduction factor

$B$  = 말뚝저부의 지름

$q_p$  = maximum point pressure

표 2.8 말뚝 선단지반의 상태에 따른 maximum point pressure

상 태	$q_p(ksf)$	$q_p(kPa)$
느 슨	0	0
중간 조밀	32	1600
조 밀	80	4000

일본 도로교 시방서에 의한 점성토 및 사질토 주면마찰력은 아래 식과 같다.

$$f_i = c_u O_r N (\leq 15) \text{tonf/m}^2$$

여기서,  $c_u$  : 점성토의 점착력

$N$  : 표준관입시험  $N$ 값

$N \leq 2$ 이하에서는 신뢰성이 부족하기 때문에 주면마찰력을 고려 할 수 없다.

일본도로교 시방서에는  $N$ 값을 가지고 주면마찰력을 산정하는 식을 제안 하였다.

$$f_i = 0.5 \cdot N (\leq 20) \text{tonf/m}^2$$

여기서,  $N$  : 표준관입 시험  $N$ 값

$N \leq 2$ 이하에서는 신뢰성이 부족하기 때문에 주면마찰력을 고려 할 수 없다.

점성토 및 사질토의 선단지지력은 표 2.5와 같다. 사질토지반의 경우 특히 시공에 따른 영향이 크므로 지반강도에 상관없이 일정한 값을 이용한다.

표 2.9 현장 타설 말뚝 qd의 추정값

지반종류	말뚝 선단의 극한지지력(tonf/m <sup>2</sup> )
단단한 점토층	$3q_u$
모래잘갈층 및 모래층( $\geq 30$ )	300

사질토 지반에서는 특히 시공에 따른 영향이 크므로 지반강도에 상관없이 일정한 값을 적용하며 단단한 점토층에 대해서는 케이슨에 준하여 지지력을 결정한다.

점성토, 사질토에의 극한지지력을 구하는 식은 현장타설 말뚝의 재하실험 결과로부터 결정한 것으로 이를 적용하기 위해서는 말뚝의 지름에 대한 길이의 비(L/D)가 10 이상이어야 하며, 말뚝선단이 양질의 지지층에 말뚝지름 정도 관입되고, 말뚝을 시공할 때 분사현상의 발생에 주의하고 슬라임을 확실하게 처리해야 한다.

다음은 Federal Highway Administration(FHWA, 1988)의 지지력 산정방법으로 점성토에 설치된 현장타설말뚝의 주변마찰력을 계산하는 기본적인 방법은  $\alpha$  법이다. 점성토의 비배수 전단강도,  $c_u$ 를 이용하여 지표면 아래깊이  $z$ 에서 하중 전이값은 식 (2.10)을 이용하여 구한다.

$$f_{sz} = \alpha_z c_{uz} \quad (2.10)$$

여기서,  $f_{sz}$  : 깊이  $z$ 에서의 주변마찰력의 하중 전이값

$c_{uz}$  : 깊이  $z$ 에서의 비배수 전단강도

$\alpha_z$  : 깊이  $z$ 에 따라 변하는 경험 계수

현장타설말뚝에 대한 재하 실험결과  $\alpha_z$ 는 일정한 값이 아니고 깊이에 따라 변하는 값이며 표 2.10은 현재 설계에 쓰이고 있는  $\alpha_z$ 값을 나타내고 있다.

표 2.10 점성토에 설치된 현장타설말뚝에서의  $\alpha$  값

위 치	$\alpha_z$	fsz상한값	
		(tsf)	(t/m <sup>2</sup> )
지표면에서 현장타설을 따라 1.5m 깊이까지	0	-	-
저면으로부터 1D 혹은 벨(bell)의 상단부위1D	0	-	-
위의 두 위치를 제외한 현장타설말뚝의 모든 점	0.55	2.75	29.6

현장타설말뚝이 팽창성 점토에 설치되거나 횡하중에 의해 지표면의 처짐이 있을 때에는 깊이 1.5m 기준에 대해서는 수정시켜 적용시켜야 한다.

사질토의 전단강도는 입자와 그 배열의 특징에 따라 내부 마찰각에 의해 연관지어질수 있으며, 점착력은 없는 것으로 가정한다. 콘크리트와 지반사이의 접촉면에서의 마찰각은 지반면 자쟁이 마찰각과는 다르다.

현장 타설 말뚝이 아래로 밀 때 주변마찰력은 접촉면에서의 연직 유효 상재 하중과 접촉면마찰각과 밀접한 관계를 가진다. 굴착이 종료되었을 때 현장타설말뚝과 주변 지반 사이의 접촉면에서의 연직응력은 상대적으로 낮을 것이다. 따라서 시공 절차와 콘크리트 성질이 콘크리트-지반 접촉면에서의 횡방향 응력에 큰 영향을 미칠 것이다.

또한, 접촉면 주위 지반의 내부 마찰각은 시공의 세부 사항에 의해 영향을 받을 것이다. 이런 관점에서 볼 때, 주변마찰력의 하중 전이를 계산하는 이론적인 합리성 이외에도 현장 실험의 결과에 의해 구해야 한다. 설계를 위해 아래 식들이 제안 되었다.

$$f_{sz} = K\sigma' z \tan \phi_c \quad (2.11)$$

여기서,  $f_{sz}$  : 깊이  $z$ 에서의 사질토 주면마찰력

$K$  : 횡방향 압력계수(lateral pressure coefficient)와 상관계수  
(correlation factor)를 결합한 변수

$\sigma'_z$  : 깊이  $z$ 에서의 지반의 연직 유효 응력

$\sigma'_c$  : 콘크리트와 지반의 접촉면의 마찰각

식 2.11이 계산에서 사용될 수도 있지만, 만약  $K$ 와  $\tan\phi_c$ 가 결합된다면 보다 간단한 형태인 식 2.12가 될 것이다.

$$f_{sz} = \beta \sigma'_z \leq 21.5(t/m^2) \quad (2.12)$$

여기서,  $\beta = K \tan\phi_c$

식 2.12의 주면마찰력의 상한 값은 이론적인 극한 값이 아니라 실험에 의해 측정된 최대의 값이다(Owens and Reese, 1982).  $\beta$ 는 사질토에 설치된 소구경 현장말뚝의 하중 전이를 다룬 O'Neill과 Reese(1978)의 제안에 의한 것이다. 여기서  $\beta$ 에 대해서는 다음과 같은 값을 제안하였다.

모래 (sands)일 경우 식 2.13과 2.14로 산정할 수 있으며, 자갈질모래 또는 자갈은 식 2.15와 2.16에 의해 산정할 수 있다.

$$N_{60} \geq 15 \text{ 일때, } \beta = 1.5 - 0.245z^{0.5}, 0.25 \leq \beta \leq 1.2 \quad (2.13)$$

$$N_{60} < 15 \text{ 일때, } \beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 0.245z^{0.5}), 0.25 \leq \beta \leq 1.2 \quad (2.14)$$

$$N_{60} \geq 15 \text{ 일때, } \beta = 2.0 - 0.15z^{0.75}, 0.25 \leq \beta \leq 1.8 \quad (2.15)$$

$$N_{60} < 15 \text{ 일때, } \beta = \frac{N_{60}}{15} (2.0 - 0.15z^{0.75}), 0.25 \leq \beta \leq 1.8 \quad (2.16)$$

여기서,  $z$  : 지표면 아래의 깊이 (m)

$N_{60}$  : 표준관입시험에서 타격효율에 의해 보정한 해머타격횟수

점성토에서 비배수 전단강도를 이용한 깊은기초의 선단지지력의 계산은 주면마찰력을 계산하는 것보다 불확실성이 적다. Skempton(1951)을 위시한 여러 연구자들은 상당히 신뢰성 있는 공식을 개발하였다. 그리고 이런 Skempton의 공식은 일반적인 저부과괴(General base failure)가 일어나는 곳에 설치된 현장타설말뚝의 여러 실험 결과로부터 상당한 정확성 아래에서 검증을 거쳤다. 포화된 점성토에 설치된 현장타설말뚝의 선단지지력  $q_0$ 는 다음과 같다.

$$q_0 = N_c \cdot C_u \leq 430.6(\text{tonf/m}^2) \quad (2.17)$$

여기서,  $N_c = 6(1+0.2(L/B_f)) \leq 9$  : 지지력계수

$B_f$  = 말뚝 저면부의 지름

$L$  = 천공말뚝의 관입깊이

$C_u$  = 배수의 전단강도

이 식에서  $q_0$ 의 상한 값은 어떤 이론적인 값이 아니라 단지 점성토에서 측정된 선단지지력의 상한 값이다(Engeling and Reese, 1974). 만약 설계자가 이 상한 값보다 큰 선단지지력 값을 사용하고자 한다면 반드시 재하실험을 수행하여야 한다.

사질토를 굴착할 때 발생하는 응력이완(Stress relaxation)때문에, 굴착저면의 사질토가 약간 느슨해지는 경향이 있다. 또한 침하가 일어날 때에는 현장타설말뚝의 저면 아래의 사질토가 약간 조밀해진다. 현장타설말뚝의 저면에서의 실험에 의해 구해진 하중-침하량 곡선은 위의 개념과 잘 일치하는 양상을 보인다.

어떤 현장시험에서는 말뚝 저면 직경의 15%이상의 침하량이 발생할 때까지 하중이 증가한다. 이런 큰 침하량을 대부분의 구조물은 견딜 수 없기 때문에 조립토에서의 현장타설말뚝에 대한 극한 지지력의 상한값을 재하시험에 의해 결정할 수 있다.



선단지지력  $q_0$  의 값이 수정되지 않은 현장에서의 표준관입시험 계측치인  $N_{SPT}$ 의 함수로서 표 2.11과 같다.

표 2.11 사질토에 대한 선단지지력 값

$N_{SPT}$	$q_0$ (tonf/m <sup>2</sup> )
0 ~ 75	$6.46 N_{SPT}$
75 이상	484

그러나 큰 직경을 가진 현장타설말뚝에 대해서 다음 식과 같이 값을 줄여 주어야 한다. 저면부의 직경이 127cm보다 클 때, 감소된 선단지지력( $q_{br}$ )은

$$q_{br} = \frac{127}{B_b} q_a \text{ 이다.}$$

여기서,  $B_b$  : 현장타설말뚝의 저면 직경(cm)

그러나 위의 식들을 국내 설계에 적용할 때는 일관적인 국내 표준관입시험의 타격효율은 55%이나, 리오데자네이로 제 12회 ISSMF에서의 최종 안은 타격효율 60%로 보정하도록 되어있으며 미국도 이를 따르고 있다.

따라서 위의 식들을 이용하여 지지력을 구하고자 한다면 타격효율을 보정하여 N값을 산정하고 이 보정된 N값을 이용하여 지지력을 구해야 한다.

표 2.11에서 저면 직경의 5%침하량에서 선단지지력의 하중전이 극한값을 484tonf/m<sup>2</sup>로 제안하였다. Florida의 현장에서의 저면 직경의 4%에 해당하는 침하량에서 642tonf/m<sup>2</sup>의 값이 관측되어졌다.(Owens and Reese,1982)

## 2.3 침하량의 산정방법

깊은기초(Deep Foundation) 침하량 산정은 토층단면이 비등방 비균질로 이루어진 지반으로서 하중전달과정이 매우 복잡할 뿐 아니라 하중의 크기에 따라 변화한다. 군말뚝 시공에 따른 깊은기초 상호간의 작용에 따라서 정확한 해석이란 어렵고 복잡해진다. 또한 침하량 산정에 대한 많은 연구가 있어 왔으며 그중에서도 탄성론에 근거한 Poulos 와 Davis에 의한 해석법이 현재에도 많이 사용되어지고 있다.

깊은기초의 탄성침하량은 3가지의 요인에 따른 탄성침하량의 합으로서 식 2.18과 같다.

$$\delta_{te} = \delta_f + \delta_{tt} + \delta_{ts} \quad (2.18)$$

깊은기초의 전탄성침하량( $\delta_{te}$ )은 일반적으로 전 침하량의 80%이상을 차지하겠지만, 마찰말뚝의 선단부 지반이 압축성이 큰 경우에는 얕은 기초에서의 압밀침하량과 2차 압밀 침하량 산정방법과 유사하게 압밀 및 2차 압밀 침하량을 산정하여야 한다.

## 2.4 일반 현장타설말뚝과 케이싱을 이용한 현장타설말뚝

RCD공법은 점토나 실트층에 적용하며 시공심도는 약 30~70m이다. 시공 직경은 0.9~3m정도까지이고, 시공능률은 50m<sup>3</sup>/day이다. 그림 2.4는 RCD공법의 시공순서를 나타내었다. 이 공법은 비교적 저소음, 저진동 공법으로 시가지 공사에 적합하며 모래층 굴착 암반굴착에도 이용된다. 그러나 물을 이용하는 공법이라서 물이 적은 지역에서의 시공에서는 커다란 수조를 준비해야 하는 번거로움이 있다. 그림 2.4는 어스드릴공법으로, 토사는 물론 암반까지 파쇄가 가능하여 현장타설말뚝시공시 많이 쓰이고 있다.

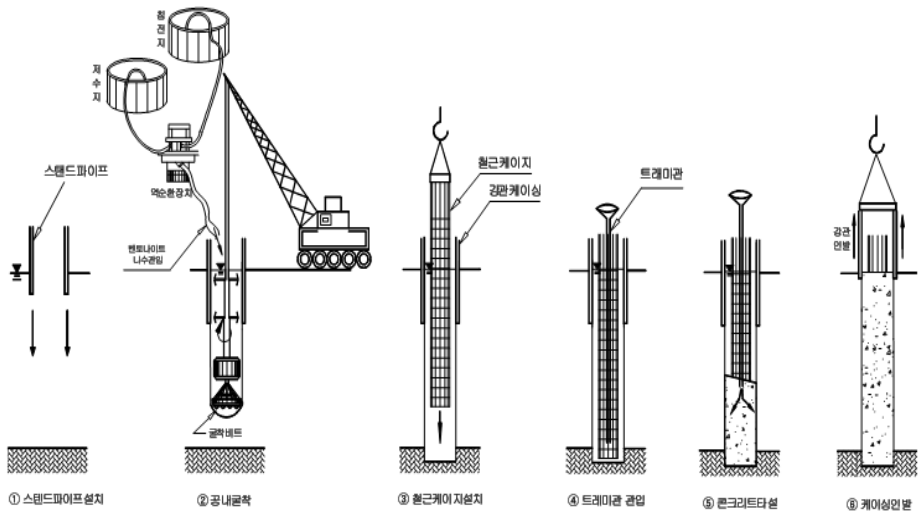


그림 2.4 RCD공법의 시공순서

어스드릴공법은 그림 2.5에 나타나 있으며 점토, 실트, 모래층에 적합하고 시공심도는 약 33~38m까지 굴착가능하다. 시공직경은 통상 0.6~1.5m이고 대형 어스드릴을 사용하면 2m까지 가능하다. 굴착기계가 비교적 간단하여 다른 공법에 비하여 기계가 안전하고 시공속도가 빠르다. 그러나 지하수위 이하의 굴착에서는 공벽붕괴 방지를 위하여 벤토나이트 용액 사용으로 공벽안정공법을 사용하여 관리에 충실해야 한다.

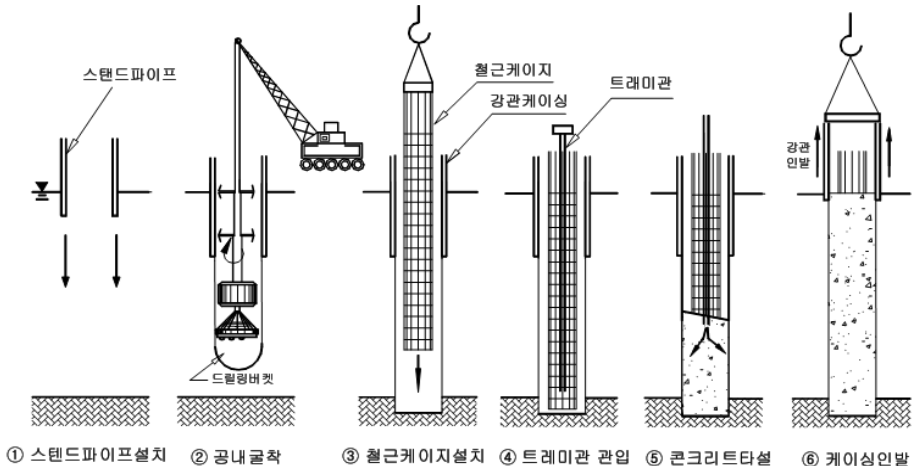


그림 2.5 Earth drill 공법의 시공순서

베노토공법은 그림 2.6에 나타나 있으며 점토, 실트, 모래층에 적용되고, 시공심도는 25~35m까지, 최대시공심도는 50~60m이다. 시공직경은 1~2m이고 말뚝직경이 1m의 경우 30m/day까지 가능하다. 이 공법은 주변에 진동을 주지 않고, 주위의 지반침하 등의 변화도 적으므로 구조물에 근접할 수 있는 이점이 있다. 고결자갈층, 토단층, 연암층에서도 굴착이 가능하여 적용지반의 범위가 넓다. 단점으로는, 기계가 중량이 크고 작업공간이 넓어야 한다.

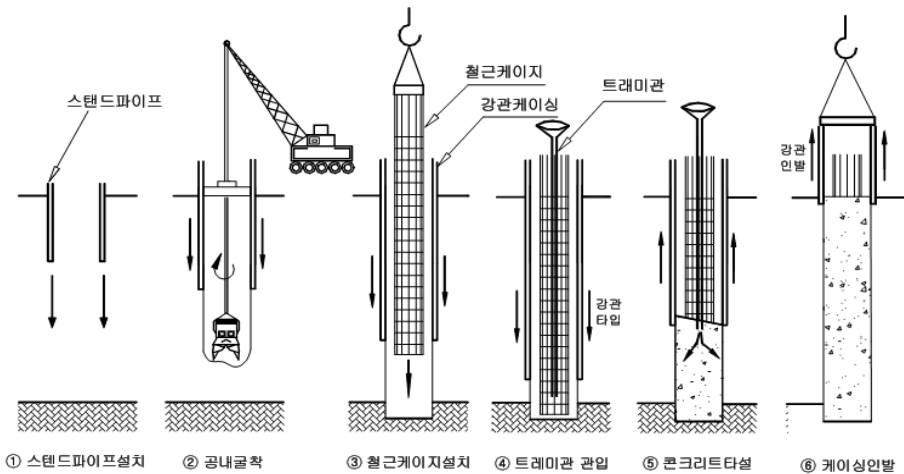


그림 2.6 All casing 공법의 시공순서

케이싱을 사용하지 않고 만드는 현장타설 콘크리트말뚝으로, 지반과 접촉이 우수하여 주변마찰저항이 크며, Franky pile과 Pedestal pile이 가장 대표적인 공법이다.

그림 2.7은 Franky pile의 시공순서를 나타낸 것이다. 이 공법은 구근이 될 콘크리트를 되게 반죽하여 강관에 채우고 강관 내에서 그 위를 드롭해머로 타격하면 콘크리트와 강관 내벽사이의 마찰저항 때문에 강관과 콘크리트가 분리되지 않고 같이 지반에 관입된다. 원하는 지지층에 도달하게 되면 강관을 약간 끌어올려서 지표에 고정시키고 강관 내의 콘크리트에 타격을 가하여 콘크리트가 강관에서 밖으로 밀려 나와 강관선단에 구근이 형성되도록 한다.

이와 같은 일을 일정한 간격마다 되풀이하면 혹 같은 돌기를 많이 가지는 말뚝이 형성되며, 이로 인하여 강관 주변지반이 압축되어 강도가 증가된다. 케이싱 내부에서 콘크리트만을 해머로 타격하므로 소음과 진동이 적어서 특히 도심지 시공에 적합하다.

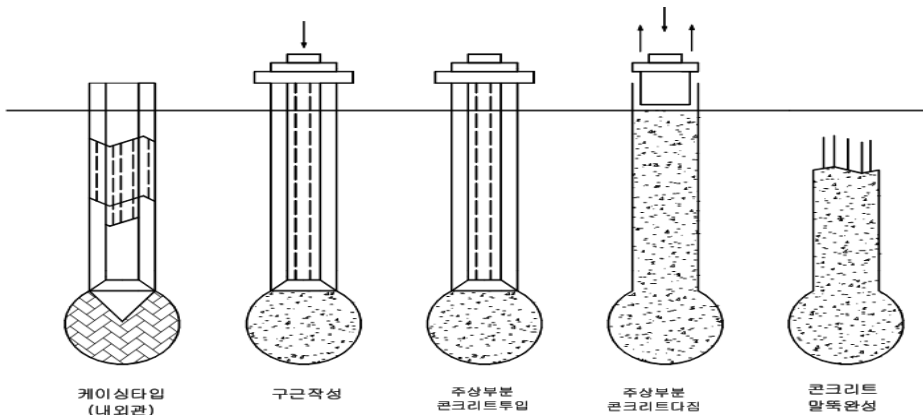


그림 2.7 Franky pile

Pedestal pile은 케이싱을 직접 지반에 타입하여 지지층에 도달시킨 후에 Franky pile과 같은 방법으로 선단에 구근알 만들고, 콘크리트를 타설하여 케이싱을 뽑아 올리고 다지는 일련의 작업을 반복해서 만드는 말뚝이다. 상성도가 큰 강재케이싱을 타입하므로 지반이 다소 굳더라도 충분한 지지력을 갖는 하부 지지층까지 도달시킬 수 있다.

따라서 기성 콘크리트 말뚝의 타입이 어려운 지반에 말뚝을 설치하는 경우나 말뚝의 이음을 피할 경우에 적당하다.

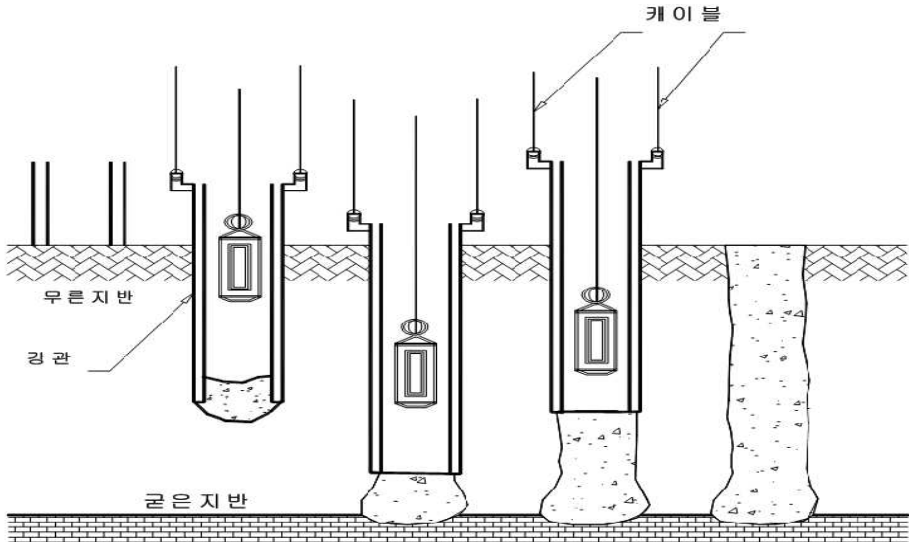


그림 2.8 Pedestal pile

Simplex pile은 그림 2.9와 같이 외관의 선단에 쉽게 떨어지는 답철을 붙여, 이와 함께 지반 속에 삽입한다. 소정의 깊이에 이르면 외관 중에 콘크리트를 투입한 다음 외관을 뽑는다. 이때 선단은 땅속에 남겨둔다. 때에 따라서는 각관을 사용하기도 한다.

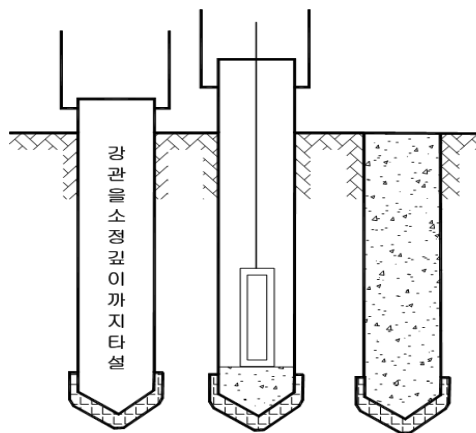


그림 2.9 Simplex pile

케이싱(또는 외관)과 내관을 동시에 타입한 후에 내관만 뽑아내고 케이싱에 콘크리트를 타설하여 설치하는 말뚝이다. 케이싱은 느슨한 사질토나 연약한 점성토인 주변지반이 굴착공간 내로 흘러 들어오는 것을 막기 위하여 필요하다.

Raymond pile은 그림 2.10과 같이 외관으로 얇은 철판을 사용하여 잘 맞는 내용물을 삽입해서 내·외관을 동시에 박아, 소정깊이에 도달하면 내관을 뽑아내고 외관 속에 콘크리트를 쳐서 된 말뚝이다. 말뚝의 몸체는 약 30cm에 1cm의 구배가 붙여져서 내관을 뽑아내기 쉽게 한 것과 말뚝 둘레의 저항을 크게 했다는 점이 특징이다.

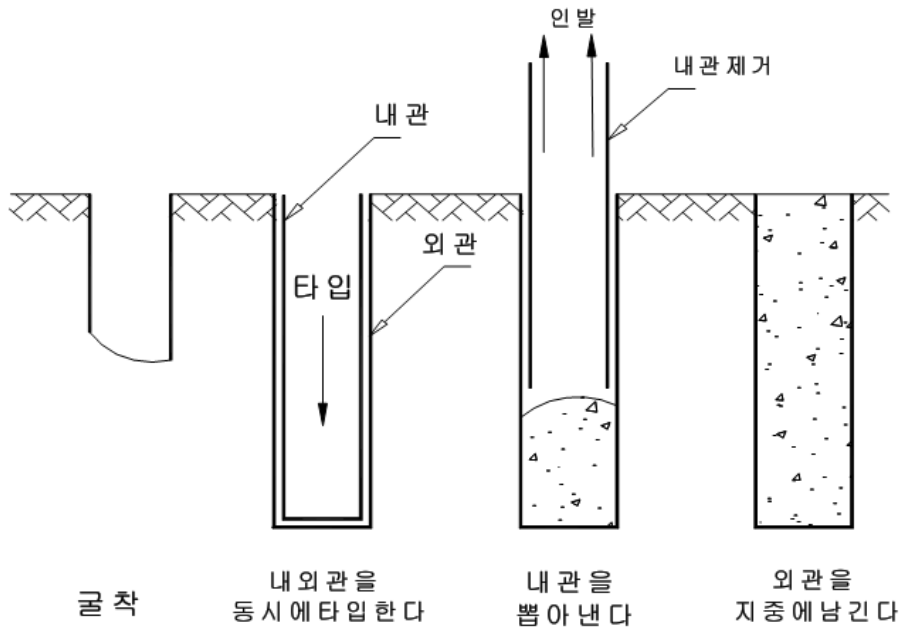


그림 2.10 Raymond pile

## 2.5 VE/LCC 분석방법

VE는 국내에서는 ‘가치공학’으로 알려져 있으며 최저의 LCC로 최상의 가치 창출을 목적으로 한다. 여러 분야 전문가에 의해 프로젝트의 기능을 분석하고 이 결과를 통해서 대안을 창출하는 노력의 절차이다.

계획, 기본 및 실시설계 단계에서 발주자가 당초 설계시 프로젝트에 참여하지 않은 사람들로 하여금 새로이 VE 검토팀을 구성케 하여 발주처 및 사용자 요구기능을 만족시키고 프로젝트의 LCC를 절감하기 위하여 당초설계를 재검토하여 대체 안을 작성하는 것이 원칙이다. 이론과 경험을 토대로 확립된 기법을 체계적으로 사용하여 설계자에 의하여 작성된 프로젝트의 설계내용을 설계자 이외의 사람들이 그 프로젝트 요구기능과 비용의 관점에서 분석하여 가치향상이 될 수 있는 방안에 대해 구체적으로 검토하고 그것을 정리, VE 제안을 통하여 실제 설계에 반영하고자 하는 게 설계 VE의 목적이다.

국내에서 80년대 중반부터 VE 제도를 도입하려 하였지만 가장 효과가 높은 설계·계획단계에서 적용되지 못하고 일부 시공단계에서 적용되어 왔다. 또한 공사비 절감을 통한 공공사업의 효율적 추진과 창조적인 대안 창출을 통하여 설계·계획 단계에서의 부실설계를 방지하고 사용자 편익을 최대화함과 동시에 초기건설공사비와 유지관리비 및 해체폐기비용 등의 LCC 절감에 대한 필요성이 대두되어 왔다. 표 2.12는 설계 VE의 법적 적용 대상을 나타낸 것이며 시설물안전에 관한 특별법에서 의무화되었다.

표 2.12 설계VE의 법적 적용대상

VE 검토가 필요한 건설사업	해당 여부
시특법 제2조 제2호의 규정에 의한 1종 시설물이 포함된 건설사업	○
신공법 또는 특수공법에 의하여 시공되는 건설사업	○
기타 발주청이 필요하다고 인정하는 사업	○

LCC는 시설물의 기획 단계에서부터 폐기 처분 시까지의 모든 비용 즉, 계획·설계비, 건설비, 운용관리비, 폐기물 처분 비용을 합한 것으로 시설물의 생애에 필요한 모든 비용을 말하며, LCC 분석이란 LCC를 최소화할 수 있는 대안을 제안하는 의사결정기법을 의미한다.



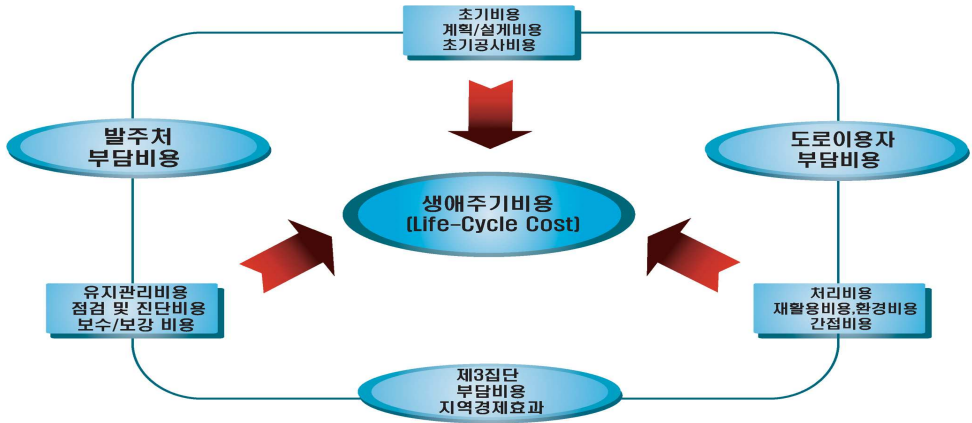


그림 2.11 시설물의 일반적인 LCC 비용 항목

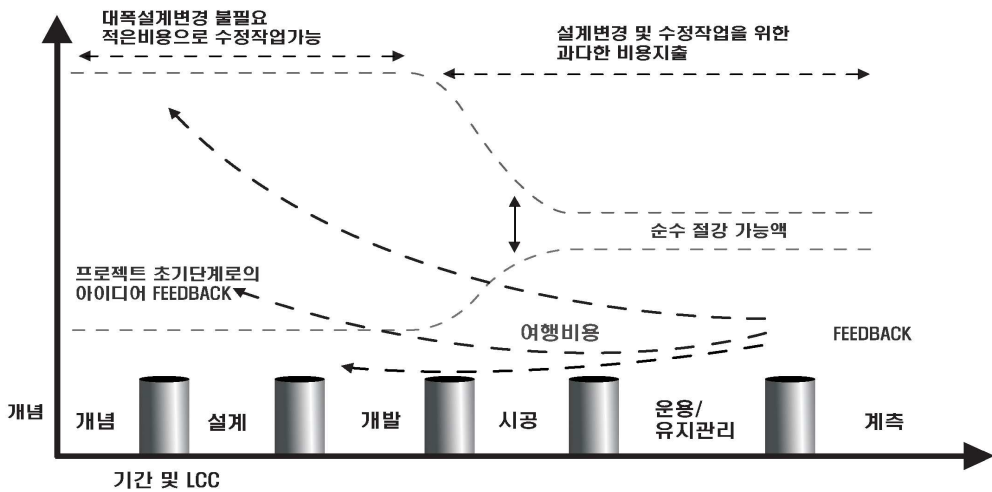


그림 2.12 LCC분석기법의 도입시기와 비용절감 가능성

그림 2.11은 LCC 비용 산정시 고려해야 할 비용항목(임종권, 2000)을 나타내었으며 그림 2.12는 LCC기법의 도입시기와 비용절감 가능성(Dell'Isola and Kirk, 1981)에 대하여 나타낸 것이다. 설계 초기단계에서 과거의 경험을 바탕으로 LCC를 분석할 때 가장 큰 비용 절감 효과를 기대할 수 있다.

가치는 성능을 비용으로 나누어 표현하며 이때 비용은 초기비용 뿐만 아니라 생애 주기비용의 개념으로 접근하는 것이 타당하다. 표 2.13은 성능과 가치 및 LCC 그리고 가치척도의 관계를 보여주고 있다.

표 2.13 기능과 가치 및 LCC의 관계

가치척도	성능 [Performance]	생애주기비용 [C=LCC]	가치 [Value]
$V = \frac{P}{C}$ V : 가치 P : 필요한 성능 C : 생애주기비용	<ul style="list-style-type: none"> <li>프로젝트 대상의 성능분석을 통한 대체(안) 도출</li> <li>일반적인 원가 절감 사고방식에서 벗어나 성능 중심의 사고 중시</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>프로젝트의 투자 비용을 초기투자 비용뿐만 아니라 시설물 생애주기(Life Cycle)동안의 총 비용을 감안하여야 함.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>프로젝트의 필요한 성능에 대한 비용의 상대적 비율로서 가치지수(F/C)를 높이는 것이 바람직한 설계 방향임</li> </ul>

그림 2.13과 같이 가치향상 유형은 네 가지로 열거할 수 있으며 이때의 비용은 LCC로 고려한다. 비용을 최소화하고 성능을 최대화하는 방향으로의 설계가 가장 큰 가치향상을 기대할 수 있다. 이것을 가치 혁신형 설계라고 하며 설계의 최우선 목표로 삼는다.

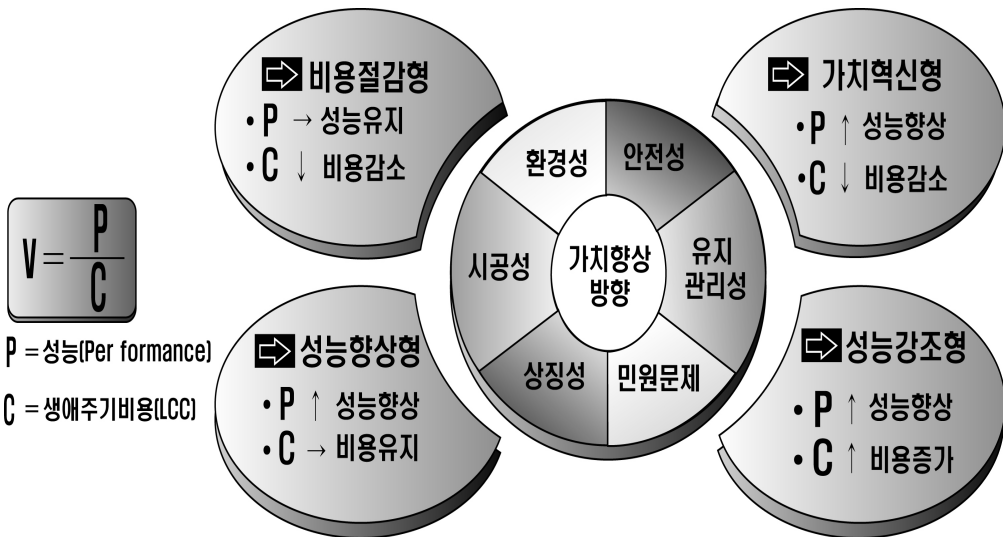


그림 2.13 가치향상 유형

그러나 이러한 설계 대안이 항상 존재하는 것은 아니고 비용은 다소 증가하더라도 기본적인 성능 외에 편의성 등 발주처 및 사용자 요구사항 등의 2차 성능을 보완하는 대안의 검토가 가능하며 이러한 경우 성능 강조형 으로 정의한다. 성능은 그대로 두고 비용을 최소화하는 쪽으로 설계를 시행할 때 비용절감형으로 정의한다.

또한 비용을 그대로 유지시키고 기능을 향상시키는 것을 성능 향상형 설계로 정의한다.

## 제3장 희생강관을 이용한 현장타설말뚝의 설계법

### 3.1 극한지지력의 결정방법

#### 3.1.1 연직 압축하중에 대한 극한지지력

영구 케이싱이 있는 현장타설말뚝은 일반 현장타설말뚝을 시공할 때에 사용하는 공법을 적용한다. 그림 3.1과 같이 케이싱을 영구부재로 사용하는 현장타설말뚝의 지지력은 일반 깊은기초의 지지력을 산정하는 방법과 동일하게 구해질 수 있다. 또한 영구케이싱이 있는 현장타설말뚝에서 강재와 지반의 경계조건의 작용은 강재의 거칠기에 따라 다르다.

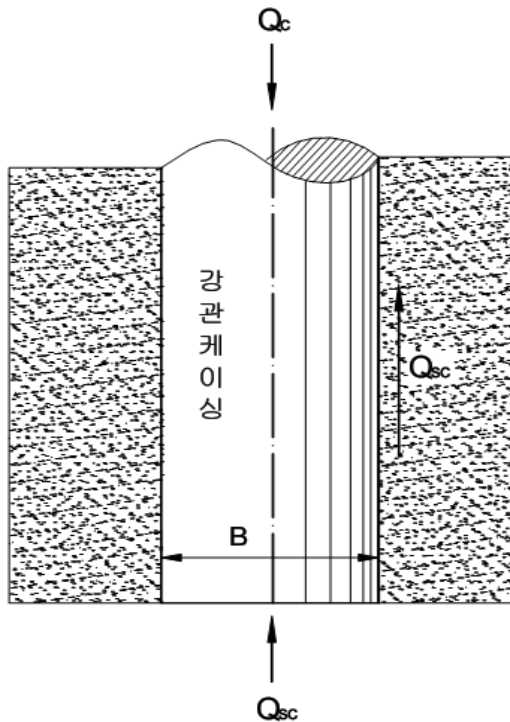


그림 3.1 케이싱이 있는 말뚝의 지지력

비배수 상태 주면마찰력은  $\alpha$ 법을 이용한다.  $\alpha$ 계수법을 이용한 주면마찰력은 식 3.1과 같다.  $\alpha$ 값은 점토층의 굳기나 말뚝의 종류, 크기에 따라 그 값을 달리한다. 점성토에 시공법을 산정하는 방법으로 Tomlinson에 의해 제안되었다. 그림 3.2는 비배수전단강도( $s_u$ )를 이용하여  $\alpha$ 계수의 산정한 그림이다.

또한 그림 3.3은 말뚝직경에 대한 근입 깊이에 따라  $\alpha$ 계수의 차이를 보인다. 긴 강관말뚝에 대해서는 비배수전단 강도가 0.5~1.5사이 일때는  $\alpha$ 계수가 1.0~0.5사이의 값을 가지고 비배수전단강도가 1.5 이상 일때는  $\alpha$ 계수값이 0.5로 표현됐다.

$$Q_{sc} = \pi B \alpha \int_0^D S_U(z) dz \quad (3.1)$$

여기서,  $Q$ 는 주면마찰력이고  $B$ 는 말뚝의 직경,  $\alpha$ 는 부착계수,  $S_U$ 는 비배수 전단강도를 말한다.

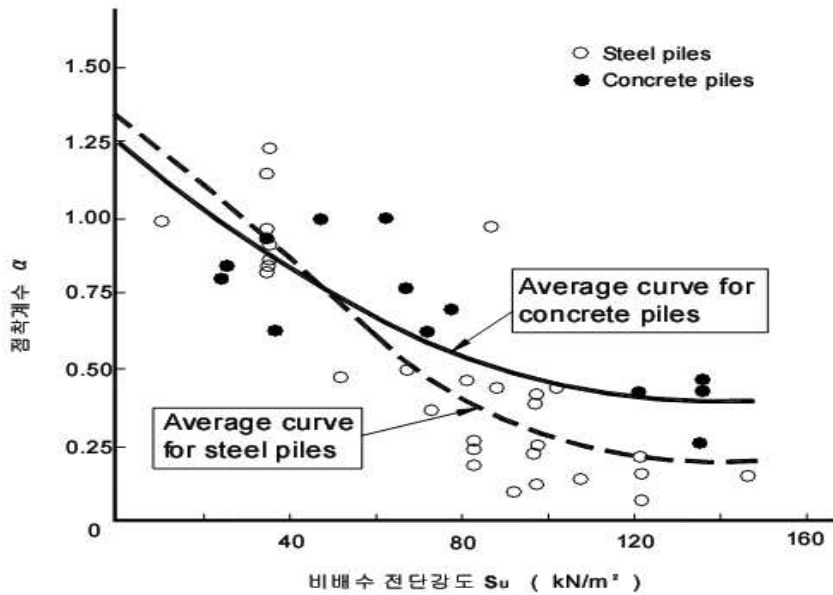


그림 3.2 말뚝에서의 비배수 전단강도에 따른 점착계수

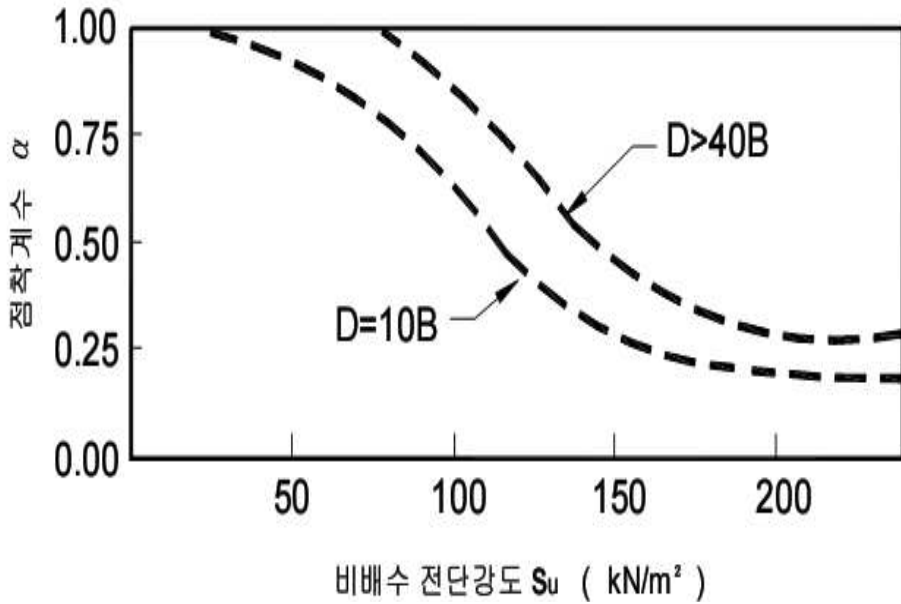


그림 3.3 점성토의 근입깊이에 따른 점착계수

배수상태에서 현장타설말뚝의 주변마찰력은 식 3.2와 같다. 흙과 콘크리트의 interface는 마찰강도를 결정하는데 매우 중요하다. 강재-지반사이의 부착정도에 따라 지지력이 다르다.

표 3.1은 지반의 마찰각에 대한 접경마찰각이며 거친콘크리트는 일반 현장타설말뚝에서의 콘크리트이며 흙의 마찰각과 유사하다. 또한 점성토일 때의 접경마찰각비는 사질토일 때와 비교하여 차이가 있을 수 있다. 매끄러운 콘크리트는 거푸집을 이용한 다시 말하면 기성말뚝에서의 콘크리트라 할 수 있다.

$$Q_{SC} = \pi B \int_0^D rzK(z) \tan \bar{\delta} dz \quad (3.2)$$

여기서, 현장타설말뚝에서  $\frac{\bar{\delta}}{\phi} = 1.0$ ,  $Q_{SC}$ 는 주변마찰력,  $K$ 는 수평토압계수,  $\bar{\gamma}$

는 유효단위중량,  $\bar{\delta}$ 는 경계조건에서의 유효마찰각이다.

표 3.1 지반의 마찰각에 대한 접경마찰각의 비

지반 / 재료의 접경조건	접지마찰각( $\bar{\gamma}$ ) / 흙 마찰각( $\bar{\delta}$ )
사질토 / 거친 콘크리트	1.0
사질토 / 매끄러운 콘크리트	0.8 ~ 1.0
사질토 / 거친 강관	0.7 ~ 0.9
사질토 / 매끄러운 강관	0.5 ~ 0.7
사질토 / 목재	0.8 ~ 0.9

영구 케이싱이 있는 현장타설말뚝의 선단지지력은 일반 현장타설말뚝과 동일하며 산정식 또한 유사하다. 다만 공내 굴착상태와 단면의 균일성에 따라 지지력차이가 있을 수 있다. 케이싱이 있는 현장타설말뚝의 비배수 선단지지력은 지반바닥면의 지지를 통해 식 3.3과 같이 쓴다. 그러나 강관의 극한 재하하중의 정도에 따라 값차이가 있을 것으로 판단된다. 또한 환산된 강성도 정도의 차이도 고려할 사항이다.

$$M_{ax} = H_u(e + 1.5B + 0.5f) \quad (3.3)$$

케이싱이 있는 현장타설말뚝의 배수상태 선단지지력은 일반 현장타설말뚝에서의 식 3.4와 같이 쓴다. 배수상태 또한 비배수상태의 고려사항인 기초의 형상, 깊이, 강성에 따라 지지정도를 판단한다.

$$H_u = \frac{M_u}{(1.5B+0.5f)} \quad (3.4)$$

### 3.1.2 수평하중에 대한 극한지지력

케이싱이 있는 현장타설말뚝의 수평지지력은 일반적인 강성말뚝과 유사할 것으로 판단되기 때문에 주위지반의 응력-변형-강도특성에 따라 달리 표현된다.

과잉 수평변위는 전단강도에 따라 국부적인 휨의 원인이 된다. 반면 수평하중에 의한 현장타설말뚝의 균열은 말뚝의 성능과 안전평가를 위한 중요한 요소가 된다.

말뚝의 모멘트는 수평하중에 의하여 구할 수 있는데, 그 관계는 모멘트 하중에 적용된다. 그림 3.4와 같이 전응력은 상하부구속력에 따라 분석된다. 상부구속력은 극한하중상태와 전 토압강도로 구성되며, 하부 구속력은 소성 휨이나 하중, 극한 수평-모멘트에 의해 나타낸다. 지반의 유효응력 분석을 위한 이론은 수평지지력과 상부구속력에 의해 해석된다.

현장타설말뚝에서 수평하중은 토압으로부터 산정하는데 이것은 수동토압과 주동토압으로 분류한다. 보통 수평토압계수는 정지토압계수보다 작은 값을 쓰는게 일반적이다. 그림 3.5에서 보듯이 토압의 개념적 분류에 중점을 둔다. 두부 고정 일때 수동토압은 그림 3.5(a)와 같이 축변형에 의해 결정된다. 만약 그림 3.5(b) 축변형이 크게 작용한다면 두부 자유상태이다. 토압은 지반 깊이에 따라 차이가 있다.



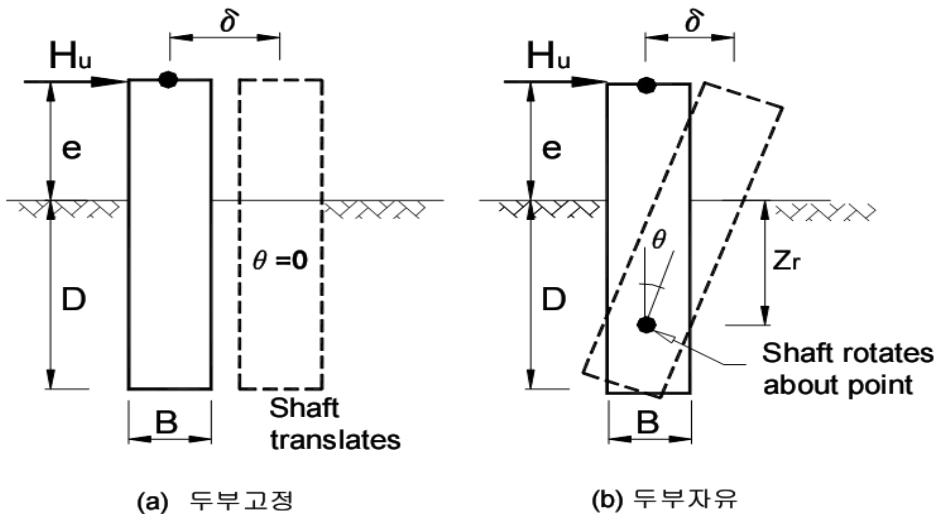


그림 3.4 강성말뚝변형에 의한 두부고정의 영향

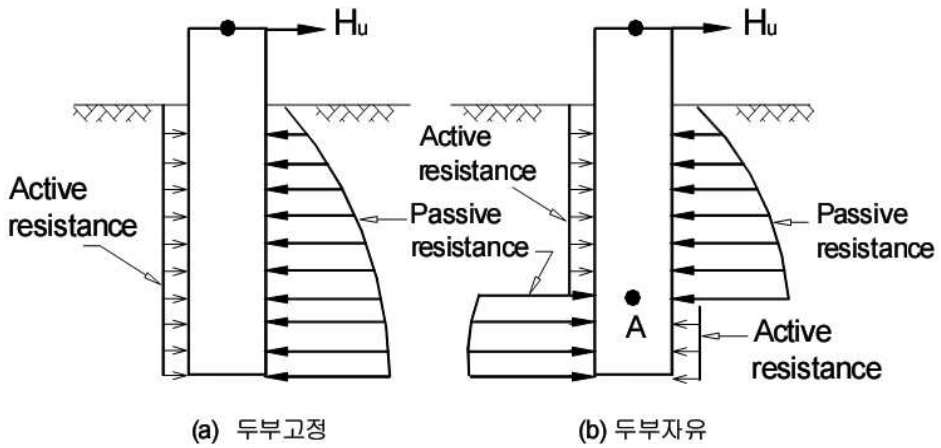


그림 3.5 두부고정에 따른 수평토압의 분류

수평지지력 평가는 선대칭으로 구성되어 있지 않기 때문에 산정에 어려움이 있다. 현장타설 상태에서 3차원까지 거동상태 파악은 앞·뒤에서 주동토압, 수동토압이 작용하고 수평과 수직전단강도는 기둥면과 기둥선단부에서 발생한다. 3차원으로 거동상태 파악은 여러 공법이 이용되나 2차원을 바탕으로 적용한다.

수평지지력에 대한 평가는 그림 3.6에 나타내었다. 2바탕으로 적용한다. 수평지

지력에 대한 평가는 그림 3.6에 나타내었다. 2차원 모델은 수평토압과 선단부의 전안력으로 나타내어진다. 여기서 고려 해야 할 점은 식 3.5~식 3.6의 극한수평 지지력과 회전깊이( $z_r$ )이다.

$$H_u - H_t = \int_0^{z_r} p_u B dz - \int_0^{z_r} p_u B dz - A_{tc} s_u \quad (3.5)$$

여기서,  $M_u$ 는 극한모멘트,  $H_h$ 는 수평하중,  $H_s$ 는 주변저항력의 수평-모멘트하중,  $H_f$ 는 선단지지의 수평하중,  $p_u$ 는 극한 수평토압,  $e$ 는 이심률 (=2차곡선이 갖는 상수의 하나)이나 두부길이이다.

$$M_u = H_u e = - \int_0^{z_r} p_u B dz + \int_{z_r}^D p_u B z dz + H_t D \quad (3.6)$$

여기서 비배수상태에서는 수평토압계수  $N_p = \frac{p_u}{s_u}$ 를 사용한다. 직경 당 깊이 에 따라  $\frac{z}{B} \leq 3$ 일 경우  $N_p = 3.6 + 2.8 \frac{z}{B}$ ,  $\frac{z}{B} \geq 3$ 일 경우  $N_p = 12$ 를 사용한다.

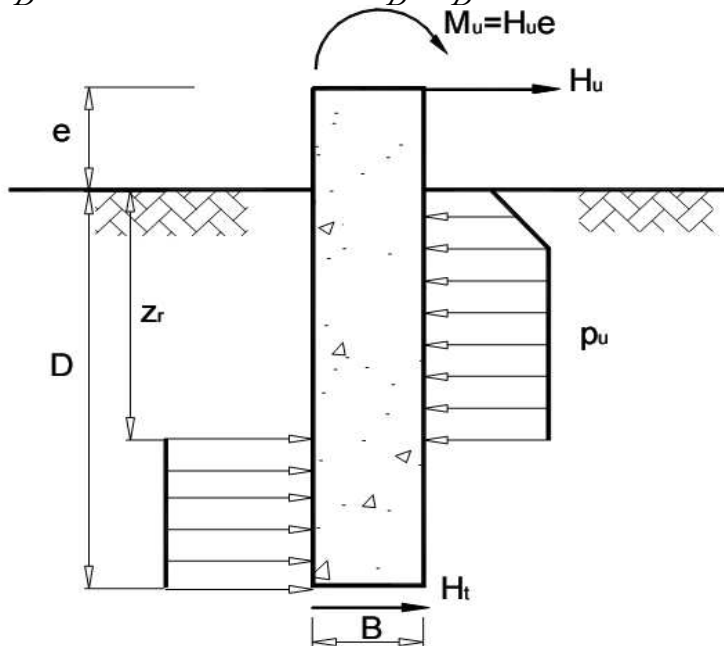


그림 3.6 수평 지지력의 산정

배수상태에서의 현장타설 수평지지력은 식 3.7~식 3.8과 같다. 이는 형형 분석을 하며, 선단지지력은 비교적 작기 때문에 무시된다. 주면저항력을 위한  $p_u$  형식에 따라 정해지는데 Reese는 선단지지가 무시되었을 때 평행 한 쌍 곡선력을 연구하였으며 식 3.7과 같다.

$$P_u = \bar{r}z [K_o z (\tan \bar{\phi} \sin \Omega) / \tan(\Omega - \bar{\phi}) \cos \bar{\phi} + \tan \Omega (B + z \tan \Omega \tan \bar{\phi}) / \tan(\Omega - \bar{\phi}) + K_a z \tan \Omega (\tan \bar{\phi} \sin \Omega - \tan \bar{\phi}) - K_a B] / B \quad (3.7)$$

더욱 깊은 상태에서의  $p_u$ 는 식 3.8과 같다.

$$P_u = K_a \bar{r} z (\tan^8 \Omega - 1) + K_a \bar{r} z \tan \bar{\phi} \tan^4 \Omega \quad (3.8)$$

여기서,  $\gamma$ 는 유효응력단위중량,  $z$ 는 깊이,  $K_o$ 는 정지토압계수,

$\Phi$ 는 유효 응력마찰각,  $K_a$ 는 Rankine의 주동토압계수

$$(\tan^2(45 - \frac{\Phi}{2})), \quad \Omega = 45 + \frac{\Phi}{2}, \quad \phi = \frac{\Phi}{2} \text{이다.}$$

### 3.1.3 암반기초의 극한지지력

암반상의 케이싱이 있는 현장타설말뚝은 일반 현장타설말뚝과 마찬가지로 주면이나 성단만으로 하중을 지지하거나 혹은 주면 및 선단이 모두 하중을 지지한다고 가정할 수 있다. 케이싱을 이용할 경우 주로 연약지반이나 일반 지반에 설치할 수는 있으나 암반근입부까지 케이싱을 설치하지 않아도 시공상 문제가 없을 것으로 판단한다.

암반 상의 주면마찰력은 케이싱면의 마찰력이 작다. 주면마찰력이 작용하는 주요인은 암의 강도와 거칠기이다. 미찬가지로 일반 현장타설말뚝과 같이 암반의 일축압축강도나 콘크리트의 일축압축강도 중 약한 것에 기초하여 암반소켓을 설계하여야 한다. 현장타설말뚝에서 암반 상 주면마찰력은 암 상태에 따라 차이가 있으며 말뚝직경 기준치와 암반의 일축압축강도에 따라 결과가 다르다.

암반 상에서 케이싱이 있는 경우 현장타설말뚝은 일반 현장타설말뚝의 경우와 유사하다. 추가사항으로 암반에 근입된 강관말뚝의 극한선단지지력산정에는 아래와 같은 경험식인 식 3.9를 사용한다. 그림 3.7은 강관말뚝이며 암반에 말뚝직경 정도 근입되는 조건이 만족되는 경우에 적용할 수 있다. 계산된 극한선단지지력은 암반근입부의 주면마찰력 까지 포함한 값이다.

$$Q_{tc} = 140 q_u^{\frac{1}{2}} \cdot A_t^{\frac{2}{5}} \cdot A_i^{\frac{1}{3}} \quad (3.9)$$

여기서,  $Q_{tc}$ 는 선단지지력  $q_u$ 는 암반의 일축압축강도  $A_t$ 는 강관말뚝의 선단부 순단면적,  $A_i$ 는 강관말뚝의 선단심부면적이다.

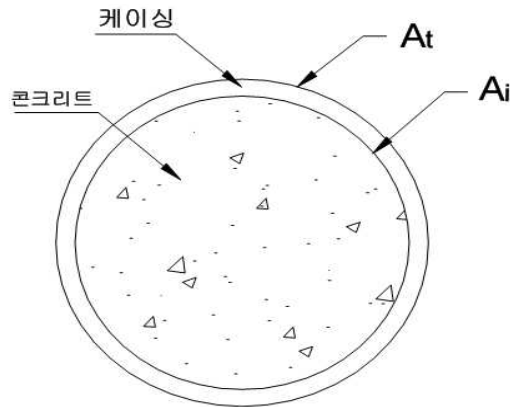


그림 3.7 강관말뚝의 선단면적산정

## 3.2 현장타설말뚝의 성능향상 방안

### 3.2.1 선단지지력의 성능향상 방안

케이싱이 있는 현장타설말뚝의 선단부는 단단한 기반암을 하는 것이 일반적이다. 강관케이싱의 설치 또한 암반지지를 기본으로 한다. 그러나 상관 케이싱의 암반 근입의 경우 선단부 균열이 발생할 수 있으며 암반의 절리방달 상태에 따라 강도의 정도를 결정한다. 또한 암반의 절리의 틈사이로 해수가 유입할 가능성은 불가피하며, 이러한 문제점들을 보완하기 위해서는 선단부를 보강해야한다.

그림 3.8의 선단보강 그라우팅은 강관케이싱 설치 후 그라우팅 주입관을 고강도 시멘트로 미리 고정한다. 마지막으로 고정된 관을 통해 암반절리를 중심으로 그라우팅을 주입한다. 선단부분의 보강그라우팅을 이용한다면 해수 유입의 문제점이 줄어들 뿐만 아니라 선단지지 향상에 큰 기여를 할 것이라고 사료된다.

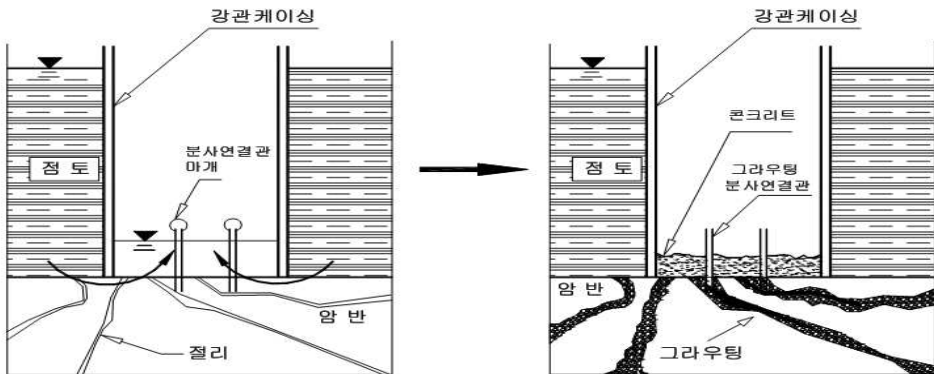


그림 3.8 말뚝의 선단부분 그라우팅 보강

### 3.2.2 주변마찰력의 성능향상 방안

강관케이싱이 있는 현장타설말뚝은 강재-지반사이의 부착력이 떨어지기 때문에 일반 현장타설말뚝에 비해 주변마찰력이 작다. 강관표면에 주변마찰력

을 보완하기 위해 새로운 공법이 필요하다. 그림 3.9에는 강관케이싱의 나사형식 마감마개로 덮인 배출구를 나타낸 그림이다. 강관 케이싱의 배출구는 콘크리트 타설 전에 그라우팅 주입부로 이용된다.

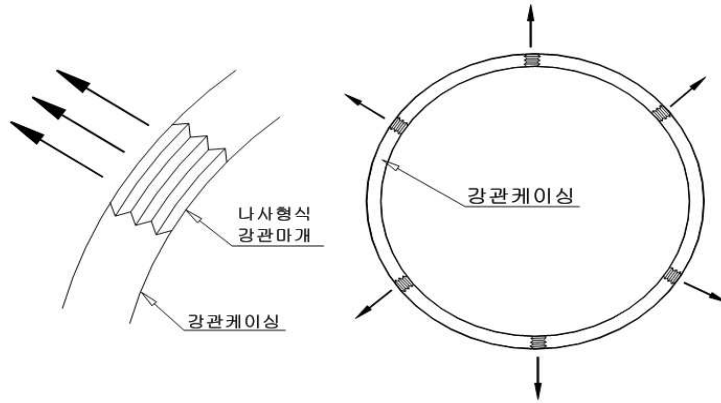


그림 3.9 케이싱의 그라우팅 배출구

강관케이싱의 나사형 마감에서 언급했듯이 강관케이싱 상의 배출구는 그라우팅 주입부로 이용한다. 그림 3.10(a)와 같이 강재-지반 사이의 그라우팅 주입은 주변마찰력 향상에 한 몫을 할 것이다. 그림 3.10(b)는 그라우팅 배출구 상에 전단키(Shear Key)를 설치한다. 그라우팅 후 전단키 설치가 가능하다면 주변마찰보강이 더욱 확실할 것으로 판단된다.

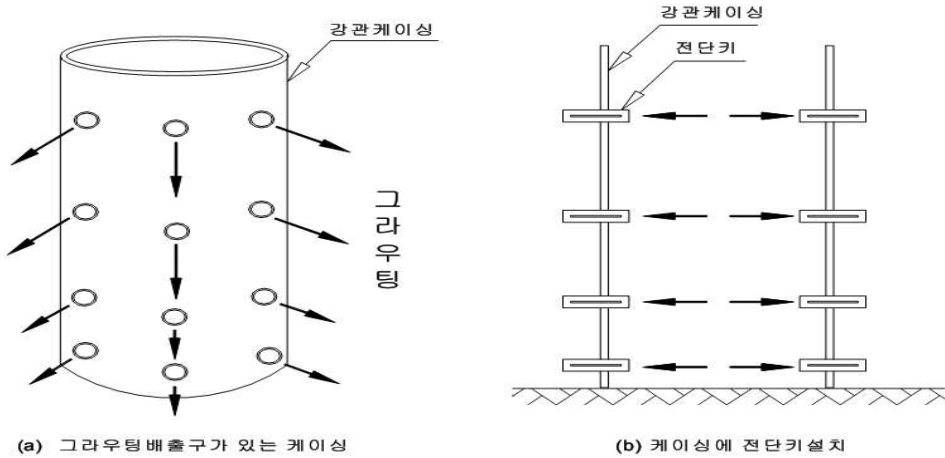


그림 3.10 그라우팅 분사 후 전단키 설치

그라우팅을 할 때 사질지반과 점토지반의 경우가 있는데 사질지반에서는 시멘트풀이 흙입자 사이에 침투하여 지반을 강화한다. 또한 점토에서는 점토를 밀어내는데 이를 Compaction grouting이라 한다.

그림 3.11과 같이 Compaction grouting의 이용으로 주변 면적이 넓어져 주변마찰력이 증가하며 마찰계수인( $\alpha, \beta$ )와 수평토압계수( $K$ )또한 증가한다.

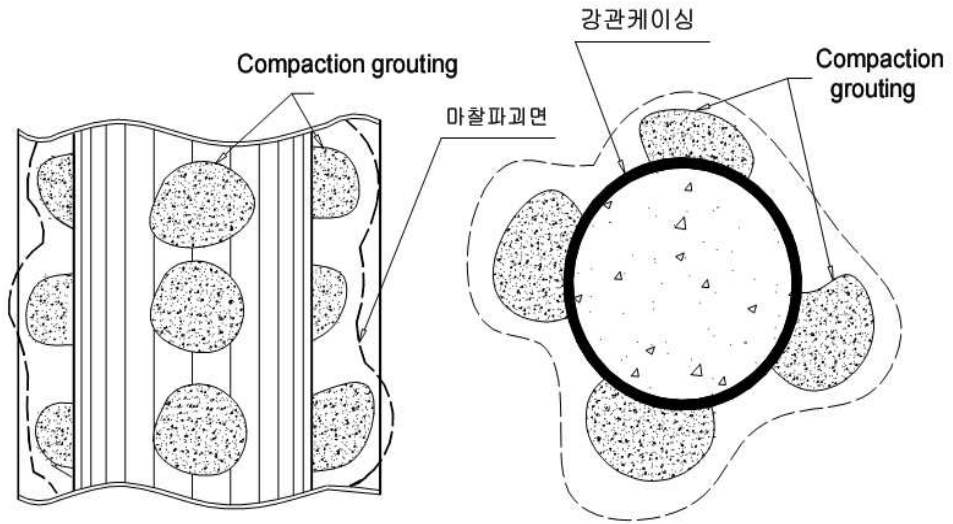


그림 3.11 Compaction grouting

## 제4장 희생강관을 이용한 현장타설말뚝기초의 사례분석

### 4.1 SS 사례의 현장타설말뚝기초

#### 4.1.1 지반조건 및 설계정수

본 조사지역은 충청도와 전라도를 연결하는 관문교량으로서, 금강 하구지역으로는 조간대 환경 형성과 연안지역은 해안선이 복잡한 리아스식해안과 삼각주과 형성되었다. 산계와 수계는 동서방향 및 북동방향으로 발달되며, 금강인근으로 대체로 침식에 의해 평야지대가 형성되었다. 주산계는 장항지역 북측으로 표고 300m이상의 산계가 형성되며, 전체적인 지형의 발달 상태는 장~노년기 지형으로 형성되었다.

지질특성으로는 광역적 지질은 선-캠브리아시기의 변성암류, 중생대 백악기 각력암과 이를 관입하고 있는 화성암, 그리고 기반암을 부정합으로 피복하는 제4기 충적층으로 구성되며, 본 구간의 대부분을 차지하는 기존 지질도의 편암류는 지표지질조사결과 군산측은 편암류, 장항측은 변성정도차에 따라 천매암류로 분류되며, 군산저수지 내에서는 기저역암(편마암, 편암, 화강암류)을 포함하는 남포층군의 월명산층에 비교되는 역암층 분포되었다.

구조특성으로는 기저역암의 분포와 엽리의 방향성 분석결과 향사구조의 습곡으로 판단되며, 노선 1km 인근으로 20~30m폭의 단층이 북동방향으로 위치, 이와 연계되는 구조대가 발달되었다. 지표지질조사결과로 판단할 때 1:25만 지질도상의 A지역과 대비되는 지질분포 및 구조가 풍화작용에 의해 남포층군의 일부가 남아 있는 것으로 판단된다.

지반현황은 표 4.1과 같이 제 1구간 구역은 매립층, 표토층, 퇴적점성토, 퇴적사질토, 자갈층, 풍화토, 풍화암, 연암, 경암 등으로 나타났으며, 매립층의 층후는 0.3-7.3m로 보이며, 지층특성은 실트질모래, 입도분포가 나쁜자갈로 분류된다. 표토층의 층후는 2.6-2.9m로 보이며, 저소성 실트로 구성되어 있다. 퇴적점성토에서의 층후는 0.9-10.9m로 보이며, 저소성점토 및 저소성 실트로



보인다. 퇴적사질토에서의 층후는 0.2-7.1m로 보이며, 실트질모래로 구성되어 있다. 자갈층에서의 층후는 0.4-1.9m로 보이며, 지층특성은 입도분포가 나쁜 자갈 및 실트질 자갈로 구성되어 있다. 풍화토에서의 층후는 0.5-17.1m로 보이며, 저소성실트질, 실트질모래로 구성되어 있다. 풍화암에서의 층후는 0.2-17.1m보이며, 연암에서는 층후는 12-28.5m 보이며 RQD 암반분류에서는 0-46값을 나타내었다. 경암에서의 층후는 3.2-22m보인다. RQD 암반분류에서는 57-93값이 나타내었다.

표 4.1 제1구간 지반현황(해망교차로)

지층명	분포심도	층후	지층 특성
매립층	0.0~7.3	0.3~7.3	SM, GP
표토층	0.0~2.9	2.6~2.9	ML
퇴적점성토	0.3~14.7	0.9~10.9	CL, ML
퇴적사질토	2.8~18.7	0.2~7.1	SM
자갈층	2.8~15.2	0.4~1.9	GP, GM
풍화토	2.6~24.3	0.5~17.1	ML, SM, GM
풍화암	2.8~28.5	0.2~8.5	-
연암	12~28.5		RQD: 0~46
경암	3.2~22.0		RQD: 57~93

제 2구간은 퇴적점성토, 퇴적사질토, 자갈층, 풍화토, 풍화암, 연암, 경암 등으로 나타났으며, 퇴적점성토의 층후는 0.8-2.0m로 보이며, 지층특성은 저소성점토 및 저소성 실트질로 분류 된다. 퇴적사질토의 층후는 7.5-35.5m로 보이며, 저소성 실트로 구성되어 있다. 자갈층에서의 층후는 0.3-3.8m로 보이며, 입도분포가 나쁜 자갈 및 실트질자갈로 보인다.

풍화토에서의 층후는 3.3-10m로 보이며, 실트질모래로 구성되어 있다. 풍화암에서의 층후는 1.1-11.1m보이며, 연암에서는 층후는 5.0-38.1m 보이며

RQD 암반분류에서는 0-89값을 나타내었다. 경암에서의 층후는 25-49.2m보인다. RQD 암반분류에서는 15-87값이 나타내었다.

표 4.2 제2구간 지반현황(주경간교)

지층명	분포심도	층후	지층 특성
퇴적점성토	0.0~12	0.8~2.0	CL, ML
퇴적사질토	0.0~34.3	7.5~35.5	SM, SP
자갈층	0.0~35.7	0.3~3.8	GP, GM
풍화토	4.6~18.8	3.3~10.0	느
풍화암	3.9~37.2	1.1~11.1	-
연암	5.0~38.1		RQD: 0~89
경암	25.0~49.2		RQD: 15~87

제 3구간은 퇴적점성토, 퇴적사질토, 퇴적자갈층, 풍화토, 풍화암, 연암, 경암 등으로 나타났으며, 퇴적점성토의 층후는 0.8-17.8m로 보이며, 지층특성은 저소성점토 및 저소성 실트질로 분류된다. 퇴적사질토의 층후는 3.0-25.3m로 보이며, 실트질 모래 및 점토질모래로 구성되어 있다. 퇴적자갈층에서의 층후는 0.6-5.3m로 보이며, 입도분포가 나쁜 자갈 및 실트질자갈로 보인다. 풍화토에서의 층후는 1.9-6.5m로 보이며, 실트질 모래로 구성되어 있다.

표 4.3 제3구간 지반현황(접속교)

지층명	분포심도	층후	지층 특성
퇴적점성토	0.0~32	0.8~17.8	CL, ML
퇴적사질토	0.0~34	3.0~25.3	SM, SC
자갈층	25.3~35	0.6~5.3	GM, GP
풍화토	1.8~25	1.9~6.5	느
풍화암	4.0~34.5	0.6~6.5	-
연암	5.3~35		RQD: 0~49
경암	37~45.2		RQD: 35~77

풍화암에서의 층후는 0.6-6.5m보이며, 연암에서는 층후는 5.3-35m 보이며 RQD 암반분류에서는 0-49값을 나타내었다, 경암에서의 층후는 37-45.2m보인다. RQD 암반분류에서는 35-77값이 나타내었다. 제 4구간은 매립층, 전답토, 퇴적사질토, 퇴적점성토, 퇴적사질토, 풍화토, 풍화암, 연암, 경암 등으로 나타났다. 매립층에서의 층후는 0.8-3.3m로 보이며, 지층특성은 실트질모래 및 입도분포가 나쁜자갈로 구성되어있다. 전답토에서의 층후는 0.7m로 보이며, 저소성의 실트질로 구성되어있다 퇴적사질토의 층후는 0.7m로 보이며, 지층 특성은 실트질의모래로 구성되어있다. 퇴적점성토에서의 층후는 0.9-18m로 보이며, 저소성점토 및 저소성 실트질로 분류된다. 풍화토에서의 층후는 0.5-24.2m로 보이며, 실트질모래 및 저소성의점토로 구성되어있다. 풍화암에서의 층후는 0.2-10m보인다, 연암에서는 층후는 6.0-33m 보이며 RQD 암반 분류에서는 0-27값을 나타내었다.

표 4.4 제4구간 지반현황(원수교차로)

지층명	분포심도	층후	지층 특성
매립층	0.0~3.3	0.8~3.3	SM, SP
전답토	0.0~0.7	0.7	ML
퇴적사질토	0.0~0.7	0.7	SM
퇴적점성토	0.0~18.4	0.9~18	CL, CH, ML
퇴적사질토	3.7~14.5	0.9~1.1	SM
풍화토	0.7~31	0.5~24.2	SM, ML, CL
풍화암	13.8~33	0.2~10	-
연암	6.0~33		RQD: 0~27

본 조사구역에서의 SS 사례 지역의 물리적 특성을 구하기 위해서 표 4.5와 같이 실내토질시험을 실시하였으며, 그 결과 단위중량은 18~21kn/m<sup>3</sup>, 함수비

는 14.6~85.4%, 액성한계는 28.4~74.5%, 점착력은 0~30kPa, 내부마찰각은 22~31°, 변형계수는 4.5~310MPa, 포아송비는 0.30~0.38을 나타내었다.

표 4.5 토사 및 풍화암의 설계지반정수의 분석 값

구 분	분석 값
단위중량(kn/m <sup>3</sup> )	18~21
점착력(kPa)	0~30
함수비(%)	14.6~85.4
액성한계(%)	28.4~74.5
내부마찰각(°)	22~31
변형계수(MPa)	4.5~310
포아송비	0.30~0.38

기반암의 공학적 특성을 결정하기 위하여 표 4.6과 같이 실내암석시험을 실시하였으며, 그 결과 단위중량은 23~25kn/m<sup>3</sup>, 점착력은 118~1,940kPa, 내부마찰각은 33~42°, 변형계수는 1,210~6,960MPa, 포아송비는 0.23~0.27, 일축압축강도는 26.3~111.9MPa의 결과 값을 나타냈다.

표 4.6 기반암의 실내암석시험의 분석 값

구 분	분석 값
단위중량(kN/m <sup>3</sup> )	23~25
점착력(KPa)	118~1,940
내부마찰각(°)	33~42
변형계수(MPa)	1,210~6,960
포아송비	0.23~0.27
일축압축(MPa)	26.3~111.9

### 4.1.2 지지력 산정

표 4.7과 같이 허용지지력 산정방법에서는 구조물 기초설계기준, CFEM, Goodman 등을 이용하여 허용지지력을 산정하였다. 주경간부에서의 허용지지력은 구조물 기초설계기준 47.69MN/ea, CFEM 35.35MN/ea, Goodman 66.75MN/ea 산정되며, 재료지지력은 31.31MN/ea이다. 적용 허용지지력은 재료지지력 31.31MN/ea 적용하며 최대말뚝 14.21MN/ea 보다 크게 산정되어 적합으로 판정되었다.

접속b교는 구조물 기초설계기준 62.81MN/ea, CFEM 45.93MN/ea, Goodman 88.87MN/ea 산정되며, 재료지지력은 28.86MN/ea이다. 적용 허용지지력은 재료지지력 28.86MN/ea 적용하며 최대말뚝 13.50~21.16MN/ea 보다 크게 산정되어 적합으로 판정되었다.

표 4.7 SS 사례의 허용지지력 판정

교량명	교대/교각	재료 지지력 (MN/ea)	구조물 기초 (MN/ea)	CFEM (MN/ea)	Goodman (MN/ea)	허용지지력 (MN/ea)	최대말뚝 (MN/ea)	판정
주경간부	MP1	31.31	47.69	35.35	66.75	31.31	14.21	적합
접속b교	BP1	28.86	62.81	45.93	88.87	28.86	21.16	적합
	BP2	28.86	62.81	45.93	88.87	28.86	13.50	적합
1-A	AP8	11.19	24.23	17.67	36.56	11.19	10.23	적합
	AP9	28.86	67.32	49.09	10.15	28.86	13.71	적합
1-B	RA-P3	11.19	24.23	17.67	36.56	11.19	7.46	적합

A는 구조물 기초설계기준 24.23~67.32MN/ea, CFEM 17.67~49.09MN/ea, Goodman 10.15~35.56MN/ea 산정되며, 재료지지력은 11.19~28.86MN/ea이다. 적용 허용지지력은 재료지지력 11.19~28.86MN/ea 적용하며 최대말뚝 10.23~13.71MN/ea 보다 크게 산정되어 적함으로 판정되었다.

B는 구조물 기초설계기준 24.23MN/ea, CFEM 17.67MN/ea, Goodman 35.56MN/ea 산정되며, 재료지지력은 11.19~28.86MN/ea이다. 적용 허용지지력은 재료지지력 11.1MN/ea 적용하며 최대말뚝 7.46MN/ea 보다 크게 산정되어 적함으로 판정되었다.

### 4.1.3 침하량 산정

표 4.8과 같이 침하량 산정방법에서는 구조물기초설계기준(2003)을 이용하여 침하량을 산정하였다. 주경간부에서의 침하량은 5.75mm 산정되며, 허용침하량 25mm에 만족되어 적합한 것으로 판정되었다. 접속B교는 4.21~8.73mm 산정되며, 허용침하량 25mm에 만족하여 적합한 것으로 판정되었다. 1-A는 4.01~4.22mm 산정되며, 허용침하량 25mm에 만족하여 적합한 것으로 판정되었다. 1-B는 3.50mm 산정되며, 허용침하량 25mm에 만족하여 적합한 것으로 판정되었다.

표 4.8 SS 사례의 침하량 산정 및 판정

교량명	교대/교각	발생침하량(m m)	허용침하량(mm)	판정
주경간부	MP1	5.75	25	적합
접속b교	BP1	8.73	25	적합
	BP2	4.21	25	적합
A	AP8	4.22	25	적합
	AP9	4.01	25	적합
B	RA-P3	3.50	25	적합

#### 4.1.4 VE/LCC 산정

표 4.9와 같이 주경간교 기초형식 선정 가치점수에서는 우물통 90, 현장타설말뚝 97.6, 우물통+현장타설말뚝 78.6으로 선정되어 희생강관 적용으로 인한 해상오염을 최소화하고 지지층 심도를 고려하여 현장타설말뚝이 선정되었다.

표 4.9 주경간교 기초형식 선정

구 분	우물통	현장타설말뚝	우물통+현장타설말뚝
VE/LCC (SS)	기능: 90.0 비용: 1.00 가치: 90.0	기능: 93.7 비용: 0.96 가치: 97.6	기능: 90.4 비용: 1.15 가치: 78.6
적용성	상부 연약층 발달로 침설시 편기우려	지지층이 깊게 분포하는 경우유리	복합공정으로 시공성 불량
선정		●	

표 4.10과 같이 접속 B교 기초형식 선정 가치점수에서는 강관말뚝 79.5, 현장타설말뚝 93.7, 강관말뚝(매입) 85.26으로 선정되어 본당 지지력 특성이 우수하고, 저소음 저진동으로 민원을 예방할 수 있는 현장타설말뚝 선정

표 4.10 접속 B교 기초형식 선정

구 분	강관말뚝	현장타설말뚝	강관말뚝(매입)
VE/LCC (SS)	기능: 74.7 비용: 0.94 가치: 79.5	기능: 91.8 비용: 0.96 가치: 95.6	기능: 85.2 비용: 1.00 가치: 85.2
적용성	소음 진동에 의한 민원예상	시공중 해상오염 최소화	가도설치 철거시 환경오염 유발
선정		●	

표 4.11과 같이 A교 기초형식 선정 가치점수에서는 강관말뚝 79.5, 현장타설말뚝 95.6, 강관말뚝(매입) 85.2으로 선정되어 환경훼손 및 본당 지지력이 우수한 현장타설 말뚝이 선정되었다.

표 4.11 A교 기초형식 선정

구 분	강관말뚝	현장타설말뚝	강관말뚝(매입)
VE/LCC (SS)	기능: 74.7 비용: 0.94 가치: 79.5	기능: 89.9 비용: 0.96 가치: 93.7	기능: 88.1 비용: 1.00 가치: 88.1
적용성	소음진동에 의한 민원예상	시공중 소음 진동의 최소화	지지력이 작음 말뚝본수 증가
선정		●	

표 4.12와 같이 B교 기초형식 선정 가치점수에서는 강관말뚝 84.1, 현장타설말뚝 93.7, 강관말뚝(매입) 91.8으로 선정되어 교량하중조건 및 A교 등을 고려하여 본당 지지력이 우수하며 친환경적인 현장타설 말뚝이 선정되었다.

표 4.12 B교 기초형식 선정

구 분	강관말뚝	현장타설말뚝	강관말뚝(매입)
VE/LCC (SS)	기능: 79.1 비용: 0.94 가치: 84.1	기능: 89.9 비용: 0.96 가치: 93.7	기능: 91.8 비용: 1.00 가치: 91.8
적용성	소음진동에 의한 민원예상	시공중 소음 진동의 최소화	재료품질관리 용이
선정		●	



## 4.2 SH 사례의 현장타설말뚝기초

### 4.2.1 지반조건 및 설계정수

산계 및 수계 분석에서는 북으로 남산, 북동쪽의 오성산, 남쪽 장계산이 산계가 형성되어있으며, 수계는 금강이 서해에 합류, 소폭의 지류가 형성되었다. 선구조 분포특성에서는 1Km이상 되는 선구조 추출(총 159개), 주 선구조의 방향 N80 ~ 90E로 나타났으며, 음영기복도 분석에서는 500m이상 되는 선구조 추출(총198개), 주 선구조군의 방향 N20~30E로 나타났다.

정밀지표지질조사에서는 경기육괴의 서남단에 인접한 옥천대의 북서부 경계부로 옥천구조대의 방향성과 동일한 선구조 발달되었으며, 선캠브리아기의 편암류, 화강편마암은 낮은 산지를 형성하며 넓게 분포되었다. 동남단에는 옥천대의 쥬라기 화강암류가 일부 분포되며, 쥬라기의 남포층군, 백악기이 공주층군 등 퇴적층들이 북서부의 서해안에 일부 분포하였다.

지반현황은 표 4.13과 같이 제 1,2구간 구역은 매립층, 퇴적층, 풍화토, 풍화암, 연암, 경암으로 나타났으며, 매립층의 층후는 1.2-8.5m로 보이며, 지층특성은 실트질모래, 모래섞인 자갈로 분류된다. 퇴적층의 층후는 0.3-10.7m로 보이며, 실트섞인모래, 실트섞인 점토 구성되어 있다.

표 4.13 주경간부 지반현황(접속 B교)

구분	분포심도	층후	토질암종	TCR//RQD
매립층	0.0~8.5	1.2~8.5	실트섞인모래,모래섞인자갈	-
퇴적층	3.5~12.5	0.3~10.7	실트섞인모래,모래섞인자갈	-
풍화토	3.0~18.0	1.2~10	실트섞인모래, 점토섞인 모래	-
풍화암	1.5~25.0	0.2~11	점토섞인모래, 편암	-
연암	9.0~27.5	3.0이상	편암	92/28
경암	14.5~19.5	3.0이상		

풍화토에서의 층후는 1.2-10.0m로 보이며, 실트섞인모래, 점토섞인 모래로 보인다. 풍화암에서의 층후는 0.2-11.0m로 보이며, 점토섞인모래, 편암으로 구성 되어있다. 연암에서는 층후는 3.0이상 보이며 RQD 암반분류에서는 28값을 나타내었다, 경암에서의 층후는 3.0 이상보인다. RQD 암반분류에서는 28값이 나타내었다.

제 A구간은 매립층, 붕적층, 퇴적층, 풍화토, 풍화암, 연암으로 나타났으며, 매립층의 층후는 0.2-3.5m로 보이며, 지층특성은 실트질모래, 모래 섞인 자갈로 분류된다. 붕적층의 층후는 2.1-3.1m로 보이며, 점토 섞인모래, 실트 섞인 모래로 구성되어 있다. 퇴적층에서의 층후는 4.7-16.0m로 보이며, 실트섞인 점토, 점토섞인 모래로 보인다. 풍화토에서의 층후는 1.9-17.0m로 보이며, 점토섞인모래, 실트섞인 모래로 구성되어있다. 풍화암에서는 층후는 1.0~12.2 보이며, 점토섞인모래, 편암으로 구성되어있다. 연암에서의 층후는 1.0 이상보인다. RQD 암반분류에서는 18값이 나타내었다.

표 4.14 A구간 지반현황

구분	분포심도	층후	토질암종	TCR//RQD
매립층	0.0~3.5	0.2~3.5	실트섞인모래,모래섞인자갈	-
붕적층	0.3~5.5	2.1~3.1	실트섞인모래,모래섞인자갈	-
퇴적층	16.5/6.4	4.7~16	실트섞인모래, 점토섞인 모래	-
풍화토	24/6.0	1.9~17	실트섞인모래, 점토섞인 모래	-
풍화암	36.2/16.0	1.0~12.2	점토섞인모래, 편암	-
연암	42.5/17.4	1.0이상	편암	88/18

제 B구간은 , 퇴적층, 풍화토, 풍화암, 연암으로 나타났으며, 퇴적층에서의 층후는 1.1-24.2m로 보이며, 실트섞인점토, 점토섞인 모래로 보인다. 풍화토에서의 층후는 0.8-10.6m로 보이며, 점토섞인모래, 실트섞인모래로 구성 되어 있다. 풍화암에서는 층후는 0.4~3.8 보이며, 점토섞인모래, 실트섞인 모래으로 구성되어있다. 연암에서의 층후는 3.2 보이며, 편암 및 천매암으로 구성되어

있다. RQD 암반분류에서는 20값이 나타내었다.

표 4.15 B구간 지반현황

구분	분포심도	층후	·토질암종	TCR//RQD
퇴적층	1.0~37.0	1.1~24.2	실트섞인모래, 모래섞인자갈, 점토	-
풍화토	2.6~34.7	0.8~10.6	점토섞인모래, 실트섞인모래	-
풍화암	3.5~31.7	0.4~3.8	점토섞인모래, 실트섞인모래	-
연암	13.6~44.0	3.2이상	편암 및 천매암	88/20

본 조사구역에서의 SH 사례의 물리적 특성을 구하기 위해서 표 4.16과 같이 실내토질시험을 실시하였으며, 그 결과 단위중량은 17.7~21kN/m<sup>3</sup>, 함수비는 5.1~53.5%, 액성한계는 33.6~70.2%, 점착력은 0~34kPa, 내부마찰각은 0~35°, 변형계수는 45~1200MPa, 포아송비는 0.28~0.35을 나타내었다.

표 4.16 토사 및 풍화암의 설계지반정수의 분석 값

구분	분석 값
단위중량(kN/m <sup>3</sup> )	17.7~21
점착력(kPa)	0~34
함수비(%)	5.1~53.5
액성한계(%)	33.6~70.2
내부마찰각(°)	0~35
변형계수(MPa)	5~1200
포아송비	0.28~0.35

기반암의 공학적 특성을 결정하기 위하여 표 4.17과 같이 실내암석시험을 실시하였으며, 그 결과 단위중량은 24~26kN/m<sup>3</sup>, 점착력은 0.17~0.25kPa, 내부마찰각은 35~40°, 변형계수는 13.2~100MPa, 포아송비는 0.20~0.25, 일축

압축강도는 23~100MPa의 결과 값을 나타냈다.

표 4.17 기반암의 실내암석시험의 분석 값

구 분	분석 값
단위중량(kN/m <sup>3</sup> )	24~26
점착력(KPa)	0.17~0.25
내부마찰각(°)	35~40
변형계수(MPa)	13.2~100
포아송비	0.20~0.25
일축압축(MPa)	23~100

## 4.2.2 지지력 산정

표 4.18과 같이 허용지지력 산정방법에서는 구조물 기초설계기준, 도로공사 등을 이용하여 허용지지력을 산정하였다. 주경간부에서의 단말뚝의 허용지지력은 구조물 기초설계기준 32.24~40.43MN/ea, 도로공사 27.64~29.76MN/ea 산정되며, 재료지지력은 35.11KN/ea이다. 적용 허용지지력은 재료지지력 27.64~29.76MN/ea 적용하며 설계하중 14.33~20.75MN/ea 보다 크게 산정되어 적합으로 판정되었다.

접속B교부에서의 단말뚝의 허용지지력은 구조물 기초설계기준 36.97~37.31MN/ea, 도로공사 26.33~26.58MN/ea 산정되며, 재료지지력은 35.11MN/ea이다. 적용 허용지지력은 재료지지력 26.33~26.58MN/ea 적용하며 설계하중 22.76MN/ea 보다 크게 산정되어 적합으로 판정되었다.

A에서의 단말뚝의 허용지지력은 구조물 기초설계기준 32.62MN/ea, 도로공사 29.94MN/ea 산정되며, 재료지지력은 35.11MN/ea이다. 적용 허용지지력은 재료지지력 29.94MN/ea 적용하며 설계하중 8.37MN/ea 보다 크게 산정되어 적합으로 판정되었다.

B에서의 단말뚝의 허용지지력은 구조물 기초설계기준 30.76MN/ea, 도로공사 29.46~30.76MN/ea 산정되며, 재료지지력은 35.11MN/ea이다. 적용 허용지

지력은 재료지지력 29.46~30.76MN/ea 적용하며 설계하중 8.37MN/ea 보다 크게 산정되어 적합으로 판정되었다.

표 4.18 SH 사례의 허용지지력 판정

교량명	기초 종류	직경 (mm)	단말뚝의 허용지지력(MN/ea)				설계 하중	군말뚝의 안정성 평가(MN)			판정
			구조물	도로 공사	재료 허용응력	설계 적용		균효율	저면 저항력	전체 하중	
주경간	다주식	Ø2500	32.24	27.64	35.11	27.64	14.33	0.78	776.15	111.87	적합
	다주식	Ø2500	40.43	29.76		29.76	20.75	0.64	1371.70	241.17	적합
접속교	다주식	Ø2500	36.97	26.58		26.58	22.76	0.75	358.93	44.65	적합
	다주식	Ø2500	37.31	26.33		26.33	22.76	0.75	355.56	0.75	적합
1-A	단일식	Ø2500	32.62	27.94		27.94	8.37	0.92	-	-	적합
	단일식	Ø2500	32.62	27.94		27.94	8.37	-	-	-	적합
1-B	단일식	Ø2500	30.76	30.76		30.76	8.37	-	-	-	적합
	단일식	Ø2500	30.76	29.46		29.46	8.37	-	-	-	적합

### 4.2.3 침하량 산정

표 4.19와 같이 침하량 산정방법에서는 반경험적, Pells&Turner, 도로교설계기준을 이용하여 침하량을 산정하였다. 단말뚝침하량의 주경간부에서는 반경험적공식에서는 9.85~15.26mm Pells&Turner 1.48~2.69mm, 도로교 0.88~2.66mm 산정되며, 허용침하량 25mm에 만족되어 적합한 것으로 판정되었다. 접속B교는 반경험적공식에서는 15.11~16.27mm Pells&Turner 2.95, 도로교 6.10~6.17mm 산정되며, 허용침하량 25mm에 만족되어 적합한 것으로 판정되었다. A는 반경험적공식에서는 6.32~6.53mm Pells&Turner 1.13mm, 도로교 0.81~1.03mm 산정되며, 허용침하량 25mm에 만족되어 적합한 것으로 판정되었다. B는 반경험적공식에서는 6.52~6.91mm Pells&Turner 1.13mm, 도로교 0.42~0.69mm 산정되며, 허용침하량 25mm에 만족되어 적합한 것으로 판정되었다.

표 4.19 SH 사례의 침하량 산정 및 판정

교량명	위치	말뚝길이 (m)	단말뚝의 침하량(mm)				허용기준 (mm)	판정
			반경험적	Pells&Turner	도로교	적용		
주경간부	MP1	19.2	9.85	1.48	0.88	9.85	25.0	적합
	MP2	39.3	15.26	2.69	2.61	15.26	25.0	적합
접속b교	BP1	45.7	16.27	2.95	6.10	16.27	25.0	적합
	BP2	45.5	15.11	2.95	6.17	15.11	25.0	적합
1-A	R-P1	20.8	6.53	1.13	0.81	6.53	25.0	적합
	RAP1	30.3	6.32	1.13	1.03	6.32	25.0	적합
1-B	RBP1	34.0	6.91	1.13	0.69	6.91	25.0	적합
	RBP2	25.6	6.52	1.13	0.42	6.52	25.0	적합

#### 4.2.4 VE/LCC 산정

표 4.20과 같이 기초형식 선정에서는 연약지반 토사층이 깊게 분포하여 공벽붕괴 및 환경오염 방지를 위해 현장타설말뚝공법의 희생강관공법을 선정하였다. 가치점수에서는 희생강관+RCD공법 4.6, ALL Casing공법 3.1, Earth Drill공법 3.6으로 선정되어 희생강관을 이용한 현장타설말뚝이 가장 우수한 것으로 분석되었다.

표 4.20 SH 사례의 기초형식 선정

구분	희생강관+RCD공법	ALL Casing공법	Earth Drill공법
VE/LCC (SH)	기능: 462 비용: 100 가치: 4.6	기능: 371 비용: 122 가치: 3.1	기능: 285 비용: 78 가치: 3.6
적용성	이음, 절단없이 연속시공가능 시공경험 풍부	올케이싱으로 공벽유지가능 작업공간 확보필요	안정액 관리가 어렵고 공벽붕괴의 우려가 있음
선정	●		

## 제5장 분석 및 고찰

### 5.1 지지력 비교 및 분석

SH 사례와 SS 사례의 돌출형 현장타설말뚝과 희생강관을 이용한 현장타설말뚝의 지지력을 분석한 결과 돌출형 현장타설말뚝에서의 적용 지지력이 SH 사례에서는 26.33MN~29.76MN, SS 사례에서는 28.86MN~31.31MN으로 산정되었으며, 희생강관을 이용한 현장타설말뚝에서는 적용 지지력이 SH 사례에서는 27.94MN~30.76MN로 산정되었으며, SS 사례에서는 11.19MN~28.86MN으로 산정되어 설계하중인 7.46MN~22.76MN에 만족하여 안정된 것으로 분석되었다.

표 5.1 SS 사례 및 SH 사례의 지지력 비교

교량명	설계허용지지력(MN/ea)	설계하중(MN/ea)	판정
주경간(SH)	27.64	14.33	적합
	29.76	20.75	적합
주경간(SS)	31.31	14.21	적합
접속b교(SH)	26.58	22.76	적합
	26.33	22.76	적합
접속b교(SS)	28.86	21.16	적합
	28.86	13.50	적합
1-A(SH)	27.94	8.37	적합
	27.94	8.37	적합
1-A(SS)	11.19	10.23	적합
	28.86	13.71	적합
1-B(SH)	30.76	8.37	적합
	29.46	8.37	적합
1-B(SS)	11.19	7.46	적합

## 5.2 침하량 비교 및 분석

침하량의 산정에서는 돌출형 현장타설말뚝의 적용 침하량이 SH 사례는 9.85mm~16.27mm, SS 사례는 4.2mm~8.73mm로 산정되었고, 희생강관을 이용한 현장타설말뚝 적용침하량이 SH 사례는 6.32mm~6.91mm, SS는 3.50mm~4.22mm로 산정되어 허용침하량 25mm에 만족하여 안정된 것으로 분석되었으며 그 결과를 표 5.2에 나타내었다.

표 5.2 SS 사례 및 SH 사례의 침하량 비교

교량명	적용침하량(mm)	허용침하량(mm)	판정
주경간(SH)	9.85	25	적합
	15.26	25	적합
주경간(SS)	5.75	25	적합
접속b교(SH)	16.27	25	적합
	15.11	25	적합
접속b교(SS)	8.73	25	적합
	4.21	25	적합
1-A(SH)	6.53	25	적합
	6.32	25	적합
1-A(SS)	4.22	25	적합
	4.01	25	적합
1-B(SH)	6.91	25	적합
	6.52	25	적합
1-B(SS)	3.50	25	적합



### 5.3 VE/LCC의 비교 및 분석

SS 사례와 SH 사례의 지반조건·환경조건·시공조건 및 경제성의 분석결과 SH 사례 및 SS 사례의 성능점수/상대LCC/가치점수에서 SH 사례는 4.7, SS 사례는 97.6으로 현장타설말뚝이 우수한 것으로 분석되었으며, 그 결과를 표 5.3에 나타내었다.

표 5.3 VE/LCC 분석결과에 대한 비교

구 분	강관말뚝	현장타설말뚝	우물통+현장타설말뚝
VE/LCC (SH)	기능: 394 비용: 233 가치: 1.7	기능: 467 비용: 200 가치: 4.7	기능: 281 비용: 242 가치: 1.2
VE/LCC (SS)	기능: 90.0 비용: 1.00 가치: 90.0	기능: 93.7 비용: 0.96 가치: 97.6	기능: 90.4 비용: 1.15 가치: 78.6
적용		●	

## 제6장 결론

본 연구에서는 사례분석을 통하여 희생강관 및 돌출형 현장타설말뚝의 지지력 및 침하량 산정결과를 비교 분석하였으며, 또한 VE/LCC에 의한 경제성 분석을 비교 검토한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 돌출형 현장타설말뚝과 희생강관을 이용한 현장타설말뚝의 지지력을 분석한 결과 돌출형 현장타설말뚝의 경우 SH 사례에서는 26.33MN~29.76MN, SS 사례에서는 28.86MN~31.31MN으로 산정되었으며, 희생강관을 이용한 현장타설말뚝에서는 적용 지지력이 SH 사례에서는 27.94MN~30.76MN로 산정되었으며, SS 사례에서는 11.19MN~28.86MN으로 산정되어 설계하중인 7.46MN~22.76MN에 만족하여 안정성이 있음을 알 수 있다.
2. 돌출형 현장타설말뚝의 적용 침하량은 SH 사례의 경우 9.85mm~16.27mm, SS 사례의 경우 4.2mm~8.73mm로 산정되었고, 희생강관을 이용한 현장타설말뚝의 적용 침하량은 SH 사례의 경우 6.32mm~6.91mm, SS 사례의 경우 3.50mm~4.22mm로 산정되어 허용 침하량 25mm에 만족하여 안정성이 있음을 알 수 있다..
3. SS 사례와 SH 사례의 지반조건·환경조건·시공조건을 고려하여 VE/LCC 분석결과 SS사례 및 SH 사례의 성능점수/상대LCC/가치점수에서 현장타설말뚝의 가치점수가 SS 사례의 경우 4.7, SH 사례의 경우 97.6으로 산정되었고, 강관말뚝에서는 SS 사례의 경우 90, SH 사례의 경우 1.7로 산정되었으며, 우물통기초에서는 SS 사례의 경우 78.6, SH 사례의 경우 1.2로 산정되어 우물통기초나 강관말뚝기초에 비해 시공성과 경제성 및 환경성이 우수한 것으로 분석되었다.

## 참 고 문 헌

김명학 · 김원철(2002), “현장타설말뚝 설계”, 한국지반공학회 기초기술위원회, 현장기술자를 위한 워크샵, pp. 140~167

대한토목학회(2001), “도로교설계기준 해설”, 제5장

대한토목학회(2001), “도로교설계기준 (하부구조편)”, 제5장

대한토목학회(1999), 철도설계기준(철도교편), 제4장

박경호(2004), “건설VE를 위한 터널의 LCC 분석 시스템 개발”, 조선대학교 대학원 박사학위논문, pp. 16~32

송병석(2005) “케이싱이 있는 현장타설말뚝의 거동에 관한 연구”, 국민대학교 대학원 석사학위논문,

이성준(1996), “하중전이기법을 적용한 현장타설말뚝의 거동분석”, 연세대학교 대학원석사학위논문

안종필 · 박주원 · 박상도(2000), “암반분류에서 RMR과 Q-System의 상관성 분석”, 한국지반공학회 2000 가을학술발표회 논문집, pp. 737~744

안종필 · 박경호 · 유덕찬(2004), “VE/LCC 개념을 도입한 항만구조물의 최적 형식선정”, 2004년도 대한토목학회 정기학술대회 논문집, pp. 5586~5591

조성한(1997), “풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 하중전이에 관한 연구”, 연세대학교 대학원 박사학위논문

황성식(2002), “암반에 근입된 현장타설말뚝의 정재하시험결과와 지지력 이론식과의 비교”, 한양대학교 대학원 석사학위논문

한국지반공학회(1997), “현장타설말뚝의 조사”, 설계, 시공, 제7장

한국지반공학회(2002), “지반공학시리즈 4 깊은기초”, 제6장

한국지반공학회(2003), “구조물설계기초기준”, 제4장

Bowles, J. E.(1996), "Foundation Analysis and Design, Fifth Edition, McGraw-Hill, New York, pp. 1065~1070

Das, B. M.(1999) "Principles of Foundation Engineering, Fourth Edition, Books/Cole, pp. 638~702

Engeling, D., and Reese, L. C.(1974), "Behavior of Three Instrumented Drilled Shafts under Short Term Axial Loading", Research Report No. 176-3, Project 3-5-72-176, conducted for the Texas Highway Department, in cooperation with the U.S Department of Transportation, Federal Highway Administration, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, May, pp. 116

O'Neil, M. W.,and Reese, L, C.(1978), "Load Transfer in a Slender Drilled Pier in Sand", American Society of Civil Engineers, ASCE Spring Convention and Exposition, Pittsburgh, Pennsylvania, Preprint 3141, April, pp. 30

## 감사의 글

2007년도에 대학원을 입학 하여 항상 부족했던 제가 석사학위란 소중한 결실을 맺고 마치게 되었습니다. 먼저, 본 논문이 완성되기까지 많은 격려와 도움을 주신 모든 분 들께 고개 숙여 깊은 감사의 말씀을 올립니다. 석사과정에 있어 본 논문이 완성되기까지 항상 늘 변함없이 조언과 격려와 성원을 아끼지 않으시고 지도해주신 안종필 교수님께 존경과 깊은 감사드립니다.

또한, 바쁘심에도 불구하고 부족한 논문을 보다 좋은 논문이 될수 있도록 심사해주신 조선대학교 안종필 교수님, 심태섭 교수님, 김대현 교수님께도 감사의 말씀을 드립니다.

조선대학교 학부시절부터 대학원에 이르기까지 많은 가르침과 조언을 해주신 정영동 교수님, 오재화 교수님, 박길현 교수님, 김운중 교수님, 박정웅 교수님, 김성홍 교수님께도 깊은 감사의 말씀을 드립니다.

석사학위과정 동안 관심과 사랑을 배풀어 주셨던 지반공학연구실에 안종필 교수님과 사모님,을 비롯하여 항상 바른 말씀으로 반겨주시는 김석호 선배님, 늘 묵묵히 반겨주시는 유덕찬 선배님과 형수님, 먼 곳에서 항상 지켜봐주시는 안기문 선배님, 늘 웃음과 사랑으로 대해주시는 박용훈 선배님과 형수님, 많은 격려와 조언을 해주시는 박주원 선배님, 연구실에서 꼭 필요한 서재우 선배님, 항상 웃음과 바른 지도 해주시는 김현태 선배님, 대학원에 와서 늘 함께 했던, 늘 배고픔을 잊게 챙겨주시고 가장 따뜻하고 평생 정신적 지주이신 김일구 선배님, 웃음과 멋이 있는 최병남 선배님, 항상 편하게 다가 갈수 있는 박상범 선배님 있는, 논문에 최종 수정을 도와주신 김규덕 선배님, 든든한 나상훈 선배님 여수에 작은 거인이신 오희주 선배님, 늘 편하게 대해 주시고 지반산악회를 이끌어갈 허홍균 선배님, 논문이 무엇인지 늘 조언해주신 임재춘 선배님, 항상 같이 웃고 웃고 동기이자 친형처럼 도움주신 최진호 형께도 깊은 감사드립니다. 그리고 불때마다 웃어주시고 격려해주신 이정욱 선배님과 서울에 계신 박

경호 선배님과 김대해 선배님께도 깊은 감사를 드립니다

공부하는 저를 위해 묵묵히 항상 그 자리에서 여지껏 뒷바침을 해주신 아버지와 믿음과 사랑으로 늘 걱정과 따뜻함으로 지켜봐주신 어머니, 묵묵히 하지만 늘 챙겨주고 걱정 해주신 형에게 이 영광과 깊은 감사를 전합니다.

항상 관심과 힘들때 따뜻한 조언과 격려를 해주신 양승현 선배님 늘 밝게 웃어주시는 김영균 선배님과 묵묵히 격려 해주신 김선학 선배님께도 감사를 드리며, 황선하 선배님과 이성현 선배님 이현준 선배님, 서재훈 선배님께도 감사드립니다. 동기이자 든든한 준규형 과, 너무 착한 동기 세원이 에게 고마운 마음 전하며, 후배인 석인이 강균이에게 영광을 돌리며, 든든히 지켜봐준 후배 정원이 준석이, 찬우, 래성이, 형민이 아끼는 동생 진승필 김다예, 친구 창열이 정호, 그리고 선배 하경훈 형과 박창휘형 동범형 파도형 영학형에게 깊은 감사를 전합니다.

그리고 고등학교 친구들인 박대우, 김경덕, 장태식, 변다민, 고원범, 조성우, 박성범, 전상준, 박균철, 김기현, 박두삼, 한혜성, 정철웅,모두에게 감사와 배려 잊지 않겠습니다.

또한 늘 배려와 격려를 아끼지않고 학업에 매진할수 있도록 도와준, 진억형, 인성형, 상훈형, 민성형, 강희형, 학민형, 병운형, 정완형, 경식형, 우필형, 승현형, 친구 우곤이, 명가재건의 여러 형 동생님들과 의리로써 뭉친 들하형, 준찬형, 형석형 께도 앞날의 영광이 있길 바랍니다.

앞으로 더욱더 겸손하며, 초심으로 돌아가 열심히 노력하는 자세로 늘 최선을 다해 가치있고 보람되게 살 것을 다짐 하며 도와주신 모든 분들께 진심으로 감사드립니다.

2008년 12월

김진택

