R&D / 04핵심기술A01-05

# 대심도 연약지반의 공간적 지반특성화 및 풍화대 소켓 장대 현장타설말뚝기초의 실용화 기술개발

2007. 8. 19.

주관연구기관 / 대림산업(주)

협동연구기관 / 동아대학교

목포대학교

건 설 교 통 부

한국건설교통기술평가원

# 제 출 문

건설교통부장관(한국건설교통기술평가원장) 귀하

본 보고서를 “대심도 연약지반의 공간적 지반특성화 및 풍화대 소켓 장대 현장타설말뚝기초의 실용화 기술 개발”의 최종보고서로 제출합니다.

2007. 8. 19.

주관연구기관 : 대림산업(주)

대표이사 김 종 인

협동연구기관 : 동아대학교

산학협력단장 한 성 진

: 목포대학교

총장 임 병 선

---

■ 총 괄 연 구 책 임 자 / 수석연구원 심 성 걸 연구과제 총괄

■ 주관연구기관 참여연구원 / 수석연구원 심 성 걸 외 29인 풍화대소켓말뚝 실용화

■ 협동연구기관 참여연구원 / 수석연구원 정 성 교 외 11인 연약지반 공간적 특성화

/ 수석연구원 임 종 석 외 4인 설계기술 및 프로그래밍

---

# 요 약 문

## Ⅰ. 제 목

대심도 연약지반의 공간적 지반특성화 및 풍화대 소켓 장대현장타설말뚝기초의 실용화 기술 개발

## Ⅱ. 연구개발의 목적 및 필요성

목 적

1) 토목지질의 조사기술의 정립과 실용화
2) 굳은 점토의 불교란 시료채취기술의 개발
3) 연약점토의 장기압밀특성
4) 특정한 풍화대 지반의 평가기술
5) 풍화대 지반조사기술 개발
6) 장대현장타설말뚝의 시공기술 및 품질검사 기술 개발
7) 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 시공기술개발
8) 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 설계기술 개발
9) 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 설계를 위한 전산프로그램 개발

필요성

1) 대심도 연약지반에서 말뚝기초는 물론 각종 구조물의 공사 시에 지질현황을 파악하는 것이 가장 기초적인 일임에도 불구하고, 이 조사기술이 건설기술자에게는 제대로 정립되지 못하고 어려워서 활용되지 못하고 있었다. 따라서 이 기술의 실용화가 필요하게 되었다.
2) 말뚝의 지지층으로 IGM지반에 속하는 굳은 점토에 대한 불교란 시료채취가 국내에서 전혀 성공하지 못하고 있음에 따라 이의 개발이 절실히 요구되었다.
3) 연약지반에서 장기압밀은 말뚝의 지지력 및 침하에 영향을 미치므로 이에 대한 분석이 필요하다.
4) 대표적인 IGM 지반인 풍화대 지반에 대한 말뚝기초 실용화에 있어 대상 지

반의 공학적 평가기술의 개발은 선결되어야 할 과제이다.

5) 말뚝기초의 경제적 설계 및 시공을 위하여 기존 연암을 말뚝의 지지층으로 채택하는 기존관행에서 벗어나 풍화대 지반을 지지층으로 대신하는 상황에서 양질의 코아회수가 어려운 지반의 경우 말뚝의 설계인자를 제시할 수 없었다. 따라서, 풍화대 지반의 말뚝 설계인자를 제시할 수 있는 지반조사기술이 절실히 요구되었다.

6) 최근 상부구조물의 대형화의 추세에 따라 현장타설말뚝의 시공이 증대되는 시점에서 장대말뚝기초의 시공기술 및 시공시 문제점들에 대한 종합적인 검토와 현행 품질검사에 대한 적합성에 대한 검토가 요구되었다.

7) 경제적 설계 및 시공을 위하여 풍화대 지반을 지지층으로 대신하면서 이 지층에 대한 현행 시공기술에 따른 말뚝의 지지력과 건전성에 대한 평가가 필요하였으며, 풍화대 지반의 지지력을 증가시킬 수 있는 시공공법이 필요하였다.

8) 국내 풍화대 지반에 대한 하중전이의 개념이 정립되지 않아 국내 특정 풍화대 지반에 대한 하중전이기구를 정의 하였으며, 풍화대 소켓 현장타설말뚝에 대한 설계기술 검토, 설계기술 개발이 요구되었다.

9) 국내 풍화대 지반의 하중전이기구의 정의를 설계기술자들이 간편하게 이용하기 위한 설계 전산 프로그램 개발이 필요하였다.

## Ⅲ. 연구개발의 내용 및 범위

1) 토목지질의 조사기술의 정립과 실용화

대심도 연약지반에 대하여 퇴적환경을 판정하기 위한 조사기법을 정립하며, 현장토질실험의 결과와 물리적 실험결과를 이용하여 간편히 분석할 수 있는 실용화 기술의 개발 및 확인하였다.

2) 굳은 점토의 불교란 시료채취기술의 개발

굳은 점토의 불교란 시료채취를 위하여 각종 크기와 종류의 샘플러를 적용하여 채취기술을 개발하려고 하였다.

3) 연약점토의 장기압밀특성

대심도 연약지반의 장기침하 특성으로서 수평 및 수직배수 압밀시험에 의한 압밀특성, 수평 및 수직배수 압밀시험에 의한 2차 압축 특성을 분석하고, 크

리프(Creep)시험에 의한 장기침하 특성을 분석하였다.

4) 특정한 풍화대 지반의 평가기술.

특정 풍화대 지반의 지질학적 관점에서의 풍화특성을 정량화하고 이를 기초로 공학적 특성과의 상관관계를 분석하여 최종 공학적 분류 및 지반특성화 기술을 개발하였다.

5) 풍화대 지반조사기술 개발

국내에 적용가능한 지반조사기술을 검토하여 한국형타격콘관입시험(DCPT)을 개발하였으며, 대상현장에 대한 지반조사 및 자료를 수집하고, 한국형타격콘관입시험을 수행하였다. 그리고, 이들 자료에 대한 비교 및 분석을 수행하였다.

6) 장대현장타설말뚝의 시공기술 및 품질검사 기술 개발

국내 현장타설말뚝의 시공기술을 검토하며, 일반적인 시공시 문제점을 분석하여 이에 대한 대처방안을 정리하였다. 현행 국내 현장타설말뚝의 건전성을 평가하는 재하시험과 건전도검사기술을 검토하였다. 재하시험의 경우 두부재하시험과 양방향 말뚝재하시험을 비교, 분석하였으며, 건전도시험은 기존의 평가기준에서의 문제점들을 보완한 기준을 제시하였다.

7) 풍화대 소켓 현장타설말뚝 기술개발

3차년도에 걸쳐 총 5개의 시험말뚝을 시공 및 재하시험을 수행하였다. 이중 1차년도에는 장대말뚝을 시험시공 하였으며, 2차년도에는 풍화토 소켓 말뚝과 풍화암 소켓 말뚝을 시공하였다. 그리고, 3차년도에는 2개의 풍화토 소켓 말뚝을 시공하여 팽이형 콘크리트 부재를 이용한 선단지지력 증대방법의 효과를 검증하였다. 시험시공과정과 재하시험의 결과를 종합적으로 분석하여 풍화대 지반에 적용 가능한 말뚝선단의 지지력 증대 방법을 제시하였다.

8) 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 설계기술

풍화대 소켓 현장타설말뚝에 대한 실용화 설계기술 개발에서는 기초 설계법의 적용상 문제점을 도출하고 현장시험 결과를 분석하여 풍화대의 지지력 특성을 파악하여 국내 풍화대 지반의 하중전이기구를 제안하였으며, 풍화대 지반에 적용하기 위하여 개발된 한국형타격콘관입시험(DCPT)결과 및 말뚝재하시험의 결과를 분석하여 풍화대 현장타설말뚝의 설계도표를 작성하였다. 또한, 풍화대 등급에 따른 말뚝지지력의 범위를 제시하였다.

9) 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 설계를 위한 전산프로그램 개발

국내 풍화대 지반에 대하여 제안된 하중전이기구 및 설계기술을 도입하여 실용화 프로그램의 기초를 만들어 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 설계 전산프로그램을 개발하였다.

## Ⅳ. 연구개발결과

1) 토목지질에 대한 조사기법과 퇴적환경의 판정을 위한 간편한 실용화 기술이 개발되었으며, 추가적으로 지반정보의 데이터베이스(Data Base)를 통한 기초적인 지질지도의 작성이 수행되었다.
2) 굳은 점토에 대한 불교란 시료채취기술의 개발 및 그 적용성을 평가하기 위하여 압밀실험 및 현장토질실험결과와의 비교를 통하여 우수성 및 향후의 문제점을 규명하였다.
3) 인천지역의 점토에서는 부산지역의 점토와는 달리 낮은 압축율과 장기압축특성을 지니고 있었다.
4) 대상 풍화대 지반인 인천 지역의 편마암 풍화대 지반에 대해 지질학적 풍화특성을 기초로 공학적으로 3 등급으로 최종 분류하였고 각 분류별 지반정수의 범위를 정량화하였다.
5) 풍화대 지반에 적용가능한 한국형타격콘관입시험(DCPT)과 일반적인 지반조사기술(SPT, CPT, PMT, Downhole, SPT) 및 실내 물성시험과의 상관관계를 확인하였다.
6) 장대현장타설말뚝의 시공기술 및 품질검사 기술을 검토 및 분석하여, 국내 장대현장타설말뚝의 시공시 발생할 수 있는 문제점들에 대하여 대처방법들을 제시하였다. 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 총 5회의 시험시공 및 재하시험 결과를 통하여, 풍화대 지반에 소켓된 현장타설말뚝의 지지력 증대방법 제시하였다.
7) 한국형 타격콘관입시험(DCPT)와 현장타설말뚝의 단위최대주면마찰력($f_{max}$)과 단위최대선단지지력($q_{max}$)의 상관관계를 제시하였으며, 이를 이용한 현장타설말뚝의 설계 도표를 제시하였다. 또한, 본 연구의 풍화대 분류에 따른 현장타설말뚝의 지지력범위를 제시하였다.
8) 설계기술 검토에서는 국내외 문헌에 수록된 하중전이곡선 및 시험결과 정리하였고, 현장타설말뚝의 재하시험 관련자료 수집하여 정리하였으며, 현장재하시

험 결과를 이용하여 지지력 및 하중전이 특성 분석하여 하중전이 측정자료로부터 풍화대의 지지력 도출하였고, 풍화대 소켓의 하중전이 기구를 분석하였다. 또한 외국 설계법에 대한 분석 및 문제점 도출하고 풍화대의 공학적 특성치와 말뚝 지지력의 상관관계를 분석하였다. 그리고 장대 현장타설말뚝기초의 설계기술에서는 압축량을 고려한 기초의 설계기술을 적용하였다.

9) 설계기술 개발에서는 현장타설말뚝 재하시험 관련자료를 수집·정리하여 지지력-침하곡선과 공학적 특성치를 정리하였으며, 이를 이용하여 지반별 분류와 정규화를 통하여 하중전이함수를 개발하였다. 또한 물성치를 이용한 최대지지력 설계법의 상관성을 분석하였다. 이와 같은 과정을 토하여 얻어진 설계기술을 이용하여 하중전이함수법을 이용하여, 알고리즘을 개발하였으며, 이를 이용해 설계 프로그램을 프로그램 개발툴을 이용하여 개발하였다. 개발된 프로그램의 검증을 위해 현장시험 결과를 해석하여 비교 분석한 결과 매우 유사하게 잘 맞았다. 개발된 프로그램은 향후 좀더 많은 현장결과와의 비교를 통하여 보완되어야 할 것이다.

## Ⅴ. 연구개발결과의 활용계획

1) 토목지질의 조사기법 및 실용화 기술의 보급, 지질지도의 출시하여 건설 및 관련분야에의 활용
2) 굳은 및 연약점토의 불교란 시료채취법이 국내 규정으로 될 수 있도록 추진함
3) 인천지역의 장기압밀에 대한 특성연구는 말뚝설계 및 연약지반 침하량 계산에 활용.
4) 풍화대 지반의 공학적 특성화를 위해 개발된 평가기술을 이번 연구의 대상 암반인 편마암 지반 외에 우리나라에 넓게 분포하는 다른 암상에 대해서도 적용하여 종합적인 분류체계를 확립할 수 있도록 추진.
5) 한국형타격콘관입시험의  조사기법 및 실용화 기술의 보급하여 건설 및 관련분야에의 활용
6) 일반적인 현장타설말뚝의 시공시 발생되는 문제들에 대한 대책방법을 제공하며, 특히 풍화대 소켓 장대현장타설말뚝의 시공시 시공방법 제시
7) 기존의 건전도 평가기준을 본 연구에서 보완된 평가기준으로 변경하도록 추진
8) 현장시험 결과를 이용한 정규화 분석을 통해 개발된 풍화대에 대한 하중전이

함수식은 관련분야 연구에 매우 유용하며, 프로그램 검증 결과 비교적 잘 일치하였으므로 풍화대에 소켓된 현장타설말뚝의 지지력을 예측하는데 활용

# S U M M A R Y

## Ⅰ. Topic

Characterization of Thick Deltaic Deposits and Development of Practical Technology for Large Diameter Cast-in-place Piles Socketed in Weathered Formation

## Ⅱ. Purpose and Necessity

Purpose

1) Achievement and applicability for the investigation method of engineering geology of thick deltaic deposits
2) Sampling techniques for stiff/hard clays
3) Long-term settlement characteristics of thick deltaic deposits
4) Study on the evaluation technique of weathered formation
5) Investigation method of weathered formation
6) Development of construction and inspection methods for large diameter cast-in-place piles
7) Establishment of construction technique of long, large diameter cast in placement piles socketed in weathered formation
8) Development of design technique of long, large diameter cast in placement piles socketed in weathered formation
9) Development of computation program for design of large diameter cast in placement piles socketed in weathered formation

Necessity

1) Although it is essential to understand situation of geology in the all sorts of construction as well as pile foundation of thick deltaic deposits, this investigation technique isn't well established by construction engineers and is hard to use.

Therefore, practical method of this technique is necessary.

2) Sampling of stiff/hard clays of IGM ground which is the base layer of pile support couldn't success at all in Korea.
3) Long-term settlement of thick deltaic deposits influences bearing capacity and settlement of pile, so it's analysis is necessary.
4) Development of engineering evaluation technique should be settled first prior to utility of pile foundation in weathered formation which is typical IGM ground.
5) For the economical design and construction, weathered rock is selected for the base layer for pile support instead of soft rock. Therefore without the core of good quality, it is impossible to present design factors of pile foundation. Consequently, investigation method of geology is essential.
6) As the upper structure becomes lager, construction of cast-in-place pile is increasing. Accordingly, test for construction technique and suitability of existing quality examination are required.
7) Using weathered rock as the base layer for pile support, evaluation of bearing capacity and healthiness of pile by existing construction technique is required. Also, method of increasing the bearing capacity of weathered formation is necessary.
8) Load transfer of weathered formation in Korea isn't established yet, so design method and investigation technique of cast-in-place piles socketed in weathered formation are required.
9) Development of computation program for design is necessary for using load transfer definition by engineers easily.

## Ⅲ. Substance and Scope of This Study

1) Achievement and Applicability for the investigation method of engineering geology of thick deltaic deposits

A comprehensive investigation method is proposed for evaluating the depositional environment of thick deltaic deposits, as well as a simplified method that is performed with the field soil tests and index property.

2) Sampling techniques for stiff/hard clays

Sampling techniques for stiff/hard clays are developed based on use of different sizes and samplers.

3) Long-term settlement characteristics of thick deltaic deposits

A comprehensive investigation method is proposed and performed for evaluating the consolidation and secondary compression characteristics.

4) Study on the evaluation technics of weathered formation

Newly Developed BST and DCPT equipment are applied for charactrizing the specific weathered formation. And then, using the investigation results, a zoning of the specific weathered formation is executed.

5) Investigation method of weathered formation

DCPT was developed by testing possible investigation method in Korea, and geology investigation data was collected to conduct DCPT test. Finally, comparative analysis of these data was conducted.

6) Development of construction and inspection methods for large diameter cast-in-place piles

Construction technique of cast-in-place pile method in Korea was investigated, and problems of technique was analyzed to present countermeasures. The existing load testing systems in Korea is difficult to be performed for the high intensive load testing. Therefore a set of pressure cells which enable to sustain high intensity of load was installed in a testing bored pile. It is prepared to perform the load test for getting shaft friction and toe bearing separately.

7) Establishment of construction technique of long, large diameter cast in placement piles socketed in weathered formation

Through the 3 years of research, we conducted 5 construction and load test of pile. In the 1st year, large diameter cast-in-place pile was applied, and piles socketed in weathered formation in the 2nd year. At last, we inspected effect of increasing point bearing capacity using a top shaped concrete material with 2 piles socketed in weathered formation

8) Development of design technique of long, large diameter cast in placement piles

socketed in weathered formation

We made design table of cast-in-place pile analyzing DCPT result, and presented scope of pile bearing capacity by the level of weathered formation.

9) Development of computation program for design of large diameter cast in placement piles socketed in weathered formation

We developed computation program for design of large diameter cast in placement piles socketed in weathered formation with presented load transfer method and design technique.

## IV. Research Results

1) A comprehensive investigation method was recommended for evaluating the depositional environment of thick deltaic deposits, as well as a simplified method that is performed with the field soil tests and index property.
2) Sampling techniques for stiff/hard clays were developed and then reliability of them, for which the evaluation of sample quality was performed comparing with the results in situ tests. However, it is necessary to improve the technique in the future, due to the variation of ground condition.
3) Contrast to Busan, the clay in Incheon had low Cc and Ca values.
4) Gneiss weathered formation in Incheon was finally classified as the third level based on geological weathered characteristic and then scope of geotechnical properties were quantified.
5) The correlation between the laboratory tests and DCPT N values applicable t o weathered formation was confirmed.
6) Construction and inspection technique of large diameter cast-in-place piles were investigated, and then problems of that were analysed to present countermeasures. Through 5 construction and load tests of piles, a method for increasing the bearing capacity of piles socketed in weathered formation is proposed.
7) The correlations between DCPT and $f_{max}$, DCPT and $q_{max}$ were confirmed

respectively, and then based on correlations above, design table for cast-in-place piles is proposed. In addition, According to classifications of weathered formation in this research, scope of bearing capacity is proposed.

8) In the investigation part of design technique, load-transfer curves and test results in internal and external literatures are summarized. Data with load testing of cast-in-place piles are collected, and then by using them, bearing capacity of weathered formation is obtained from load-transfer measures, as well as load-transfer vehicles are analysed. Especially, the design technique of large diameter cast-in-place piles is considered with compression amounts of footing.
9) In the development of design technique, load-transper mechanism and engineering characteristic are summarized and then load-transfer function is developed by using them. Also, the correlation of maximum bearing capacity is analyzed. The algorithm is developed by using load-transfer function, and then computation program is developed with programming tools. Comparing with The reliability of results from design program is high comparing with results in situ tests, and the design program would be more improved.

## V. Practical Use of This Study Results

1) The proposed investigation method of engineering geology for thick deltaic deposits will be published in an academic journal and delivered to practicing engineers at a short course. In addition, the developed geological map would be a good reference for the fields of civil engineering and other parts.
2) The sampling techniques for soft and stiff/hard clays in tried to be the Korean standards.
3) The characteristic research for long term settlement in Incheon is applied to piles design and calculation of settlement of soft deposits.

4) The evaluation technique developed for engineering characterizing of weathered formation is applied to other types of rock in Korea except gneiss weathered

formation. A comprehensive classification system would be made.

5) The investigation method and practical technology of DCPT would be applied to construction parts and other related parts.
6) Problems that takes place during the construction of bored piles and their solutions are introduced, particularly piles in the weathered zone.
7) A revised method for the quality control of the piles is attempted to propose, which was based on the results of this research.
8) Load-transfer function with high reliability can be applied to predict bearing capacity of cast-in-place piles socked in weathered formation.

# 목 차


제 1장 서 론 ····· 1

제 1절 연구개발의 필요성 ····· 1

제 2절 연구개발의 중요성 ····· 3

1. 기술적 측면 ····· 3

2. 경제적 측면 ····· 4

3. 산업적인 측면 ····· 4

제 3절 연구범위 ····· 4

1. 토목지질 ····· 4

2. 굳은 점토에 대한 불교란 시료채취기술의 개발 ····· 5

3. 연약점토의 장기침하 특성 ····· 5

4. 특정한 풍화대 지반의 평가기술 ····· 5

5. 풍화대 지반조사기술 개발 ····· 5

6. 장대현장타설말뚝의 시공기술 및 품질검사 기술 개발 ····· 5

7. 풍화대 소켓 현장타설말뚝 기술개발 ····· 6

8. 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 설계기술 ····· 6

9. 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 설계를 위한 전산프로그램 개발 ····· 6

제 2장 국내·외 기술개발 현황 ····· 7

제 1절 국내기술동향 ····· 7

1. 연약지반의 특성화 연구 ····· 7

가. 대심도 연약지반의 토목지질 ····· 7

나. 굳은 점토에 대한 불교란 시료채취 ····· 7

2. 풍화대 소켓 말뚝기초 ····· 7

3. 풍화대 지반 조사기술 ····· 10

제 2 절 국외기술동향 ····· 11

1. 연약지반의 특성화 연구 ····· 11

가. 대심도 연약지반의 토목지질 ····· 11

나. 굳은 점토의 불교란 시료채취기술 ····· 11

2. 말뚝기초 ····· 11
3. 풍화대 지반조사기술 ····· 12
4. IGM 지반 ····· 12
제 3절 기술동향 분석 결론 ····· 13
1. 대심도 연약 및 IGM 지반에 대한 지질조사법의 실용화 기술 ····· 13
2. 굳은 점토의 불교란 시료채취기술 ····· 13
3. 특정한 풍화대 지반의 평가기술 ····· 13
4. 말뚝기초의 시공기술 ····· 13
5. 풍화대 지반조사 기술 ····· 14

제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과 ····· 15
제 1 절 토목지질 조사기술 및 실용화 ····· 15
1. 접근방법 ····· 15
2. 연구내용 ····· 15
가. 특정지역에 대한 퇴적학적 특성 및 실용화 ····· 15
나. 공간적 지질특성 및 Data Base ····· 15
3. 연구결과 ····· 20
제2절 굳은 점토의 불교란 시료채취기술 ····· 20
1. 접근방법 ····· 20
2. 연구내용 ····· 20
3. 연구결과 ····· 23
제3절 연약점토의 장기압밀특성 ····· 24
1. 물리적 특성 ····· 24
가. 단위중량($\gamma_t$) ····· 24
나. 간극비($e_o$) ····· 25
다. 비중($G_s$) ····· 25
라. 소성도 ····· 26
2. 점토구조 ····· 28
3. 강도특성 ····· 31
4. 압밀특성 ····· 31

가. 압축곡선 ····· 31
나. 압밀항복응력($\sigma'_y$) 및 과압밀비(OCR) ····· 31
다. 압축지수($C_c$) ····· 31
라. 압밀계수($C_v$) ····· 36
마. 이차압축지수($C_a$) ····· 36
바. 장기압밀특성 ····· 39
제4절 특정한 풍화대 지반의 평가기술 개발 ····· 40
1. 이론적 배경 ····· 40
가. 풍화작용과 풍화대의 개념 ····· 40
나. 풍화대의 분류 ····· 41
다. 풍화도 정량화 기법 ····· 42
2. 연구지역 개관 ····· 52
가. 위치와 지형 ····· 52
나. 지질 개요 ····· 52
3. 연구 내용과 수행 절차 ····· 55
4. 연구 방법 ····· 57
가. 시료 채취 ····· 57
나. 지질학적 시험 ····· 58
다. 지반공학적 시험 ····· 59
5. 풍화대 지반의 지질학적 특성 ····· 67
가. 개요 ····· 67
나. 풍화대 지반의 지질학적 분대 ····· 67
6. 풍화도 정량화와 풍화대의 분류 ····· 77
가. 풍화지수의 결정 ····· 77
나. 풍화대의 분류 ····· 83
7. 풍화대 지반의 지반공학적 특성 ····· 85
가. 물리적 특성 ····· 85
나. 역학적 특성 ····· 91
8. 풍화대 지반의 지반특성화 ····· 110
가. 육안적 특징 ····· 110

나. 물리적 특성 ····· 111
다. 역학적 특성 ····· 112
제 5 절 풍화대 지반조사 기술 개발 ····· 114
1. 개 요 ····· 114
2. 텍사스콘 관입시험(TCPT) ····· 115
가. 텍사스 콘 관입 시험 ····· 116
나. 텍사스 콘 관입 지수와 일축압축강도의 상관 관계 ····· 117
다. 텍사스 콘을 이용한 말뚝기초의 설계 ····· 118
3. 한국형 타격콘관입시험 기술 개발 ····· 123
4. 현장 지반조사 수행 ····· 126
가. 지반조사 개요 ····· 126
나. 지층분포 ····· 129
다. 표준관입시험결과 ····· 133
라. 한국형 콘관입시험(DCPT) 결과 ····· 135
마. 공내 지하수위 측정결과 ····· 144
바. 시료채취결과 ····· 146
사. 실내 물성시험 및 역학시험 결과 ····· 147
아. 탄성파탐사결과 ····· 149
자. 콘관입시험결과 ····· 150
차. 공내재하시험결과 ····· 152
타. 공내전단시험 ····· 153
5. 한국형 타격콘관입시험 결과 분석 ····· 154
가. 변형TCPT 결과의 보정 ····· 154
나. DCPT 및 SPT의 N값 보정 ····· 158
다. DCPT vs SPT의 상관관계 ····· 170
라. DCPT vs 지반특성치와의 상관관계 ····· 172
마. 지층 vs DCPT ····· 174
바. PMT vs DCPT ····· 175
사. CPT vs DCPT ····· 177
아. BST vs DCPT ····· 178

자. 하향식 탄성파탐사 결과 vs DCPT ····· 180
차. 콘 각도에 따른 분석 ····· 181
카. 풍화대 분류 vs DCPT ····· 183
제 6 절 장대 현장타설말뚝의 시공기술 및 품질검사 기술 개발 ····· 185
1. 국내 현장타설말뚝의 시공기술 및 문제점 ····· 185
가. 국내 현장타설말뚝의 시공기술 ····· 185
나. 현장타설말뚝 시공 시 문제점 ····· 187
2. 장대 말뚝기초의 시공기술 개발 ····· 191
가. 장대 케이싱의 회수 기법 검토 ····· 191
나 . 현장타설말뚝을 위한 레미콘 생산/타설기법 검토 ····· 201
다. 레미콘 손실율 저감방안 검토 ····· 206
라. 수중 불분리성 콘크리트의 사용 ····· 214
3. 품질검사기술 개발 ····· 218
가. 양방향 말뚝재하시험 기술 ····· 218
나. 양방향 고유압 말뚝재하시험 기술 실용화 ····· 231
다. 건전도 검사 기준 재설정 ····· 234
제 7 절 풍화대 소켓 현장타설말뚝 기술 개발 ····· 241
1. 시험시공 및 말뚝재하시험 수행 ····· 241
가. 가덕대교 ····· 241
나. 인천대교 ····· 246
다. 여수 우회도로 ····· 255
2. 양방향 말뚝재하시험 결과 분석 ····· 263
가. 가덕대교 해상부 현장 ····· 263
나. 인천대교 접속도로 현장 ····· 272
다. 여수우회도로 ····· 287
3. 시험시공 결과 분석 ····· 290
가. 풍화암 소켓 말뚝 ····· 290
나. 풍화토 소켓 말뚝 ····· 291
다. 풍화토 소켓 말뚝의 선단 보강공법 개발 ····· 293
라. 풍화토 소켓 말뚝의 선단 보강공법 검증 ····· 299

제8절 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 설계기술 ····· 309
1. 기존 설계법 고찰 ····· 309
가. 기존 설계법 검토 ····· 309
나. 하중전이해석방법 ····· 310
다. 기존의 하중전이 함수 ····· 321
라. 기존 최대지지력 연구 ····· 342
마. 요약 및 문제점 분석 ····· 419
2. 현장시험 자료 수집 및 분석 ····· 420
가. 현장시험 개요 ····· 420
나. 현장시험 결과 ····· 428
3. 기존 지반분류를 통한 설계기술 개발 ····· 437
가. 기존 지반 분류 기준 ····· 437
나. 지반별 하중전이곡선 ····· 438
다. 최대지지력 결정법 비교 ····· 441
라. 하중전이함수 개발 ····· 448
4. 새로운 지반분류를 통한 설계기술 개발 ····· 452
가. 지반별 하중전이곡선 ····· 452
나. 정규화를 통한 하중전이함수 개발 ····· 455
다. 검토 및 분석 ····· 457
5. 풍화대 지반조사 기술의 설계 적용방안 ····· 458
가. 국내 풍화대 지반에 근입된 시험말뚝의 재하시험 결과 ····· 458
나. DCPT를 이용한 국내 풍화대 지반에 근입된 현장타설말뚝의 설계 ···· 462
다. DCPT를 이용한 풍화대 지반의 지지력 재평가 ····· 465
제9절 풍화대소켓 현장타설말뚝의 설계를 위한 전산프로그램 ····· 469
1. 전산프로그램 개발 ····· 469
가. 전산프로그램 개요 ····· 469
나. 포함된 말뚝기초의 설계내용 ····· 470
다. 프로그램 개발환경 ····· 472
라. 전산프로그램 검증 ····· 472
2. 프로그램 사용법 ····· 474

가. 프로그램 설치 ····· 474
나. 프로그램 실행 ····· 477

제 4장 연구개발목표 달성도 및 관련분야에의 기여도 ····· 488
제 1 절 연구개발목표 달성도 및 기여도 ····· 488
1. 토목지질 조사기술의 정립 ····· 488
2. 굳은 점토의 불교란시료채취 기술 ····· 488
3. 특정한 풍화대 지반의 평가기술 ····· 489
4. 풍화대 지반조사기술 개발 ····· 489
5. 장대현장타설말뚝의 시공기술 및 품질검사 기술개발 ····· 490
6. 풍화대 소켓 현장타설말뚝 시공기술개발 ····· 491
7. 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 설계 기술 ····· 492
8. 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 설계 프로그램 ····· 493

제 5장 연구개발결과의 활용계획 ····· 494
제1절 추가연구의 필요성 ····· 494
1. 토목지질 조사기술 ····· 494
2. 불교란 시료채취기술 ····· 494
3. 특정한 풍화대 지반의 평가기술 ····· 495
4. 풍화대 지반조사기술 개발 ····· 496
5. 풍화대 소켓 현장타설말뚝 시공기술 개발 ····· 496
6. 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 설계 기술 ····· 496
7. 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 설계 프로그램 ····· 497
제2절 타 연구에의 응용 ····· 497
1. 토목지질 조사기술 ····· 497
2. 시료채취기술의 개발 ····· 497
3. 특정한 풍화대 지반의 평가기술 ····· 497
4. 풍화대 지반조사기술 개발 ····· 498
제3절 연구기획 등의 사업 ····· 498
1. 토목지질 조사기술 ····· 498

제 6 장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술정보 ····· 499

제 7 장 참고문헌 ····· 500

# 그림 목차

그림 1.1.1.1 대심도 연약지반의 지층구조의 예 ····· 2
그림 2.1.2.1 인천대교 현장타설말뚝의 설계 및 시공절차와 재하시험의 관계 ····· 8
그림 3.1.2.1. 퇴적상 분석을 위한 시추코어 사진 및 연 X-선 사진. ····· 16
그림 3.1.2.2. 유공충 분석결과. ····· 16
그림 3.1.2.3. 퇴적곡선과 퇴적환경과의 관계. ····· 17
그림 3.1.2.4. CPTU, 함수비 및 퇴적환경의 대비. ····· 17
그림 3.1.2.5. 퇴적상과 퇴적환경을 나타내는 단면 ····· 18
그림 3.1.2.6. 연구지역의 현생 퇴적환경. ····· 19
그림 3.1.2.7. 부산점토의 등심도 분포도. ····· 19
그림 3.2.2.1. 시료교란도 판정. ····· 22
그림 3.2.2.2. 적용된 최대수압과 Anderson et al (1994)에 의한 파쇄수압의 비교. 23
그림 3.3.1.1. 깊이에 따른 단위중량의 분포. ····· 24
그림 3.3.1.2. 깊이에 따른 간극비의 분포. ····· 25
그림 3.3.1.3. 깊이에 따른 비중의 분포. ····· 25
그림 3.3.1.4. 깊이에 따른 소성한계, 액성한계 및 함수비의 분포. ····· 26
그림 3.3.1.5. 깊이에 따른 액성지수의 분포. ····· 27
그림 3.3.1.6. 깊이에 따른 소성지수의 분포. ····· 27
그림 3.3.1.7. 소성도표. ····· 28
그림 3.3.2.1. 현장 상태. ····· 29
그림 3.3.2.2. 퇴적곡선. ····· 30
그림 3.3.3.1. 깊이에 따른 비배수전단강도의 분포. ····· 30
그림 3.3.4.1. 표준압밀실험에 의한 압축곡선. ····· 32
그림 3.3.4.2. 깊이에 따른 압밀항복응력의 분포. ····· 33
그림 3.3.4.3. 깊이에 따른 과압밀비의 분포. ····· 33
그림 3.3.4.4. 깊이에 따른 압축지수의 분포. ····· 34
그림 3.3.4.5. 부산점토와 인천점토의 압축지수 비교. ····· 34
그림 3.3.4.6. 하중에 따른 압밀계수의 변화. ····· 35
그림 3.3.4.7. 깊이에 따른 압밀계수의 분포. ····· 35

그림 3.3.4.8. 부산점토의 하중증가에 따른 압축지수와 2차 압축지수의 분포. ····· 37
그림 3.3.4.9. 압축지수와 2차 압축지수의 관계. ····· 38
그림 3.3.4.10. 깊이에 따른 2차 압축지수의 분포. ····· 38
그림 3.3.4.11. 장기압밀실험 결과. ····· 39
그림 3.3.4.12. 하중크기에 따른 이차 압축량의 변화. ····· 40
그림 3.4.2.1. 연구지역의 위치도. ····· 53
그림 3.4.2.2. 말뚝시험시공부지의 전경. ····· 53
그림 3.4.2.3. 화강암질 편마암의 노두 사진. ····· 54
그림 3.4.2.4. 엽리 발달이 양호한 화강암질 편마암(좌)과 호상편마암(우)의
노두 사진. ····· 55
그림 3.4.3.1. Flow chart of the study. ····· 57
그림 3.4.4.1. 시험 시추공의 위치도(BH-1에서 BH-6). ····· 58
그림 3.4.4.2. 공내재하시험기의 주요 구성. ····· 60
그림 3.4.4.3. 공내전단시험기. ····· 61
그림 3.4.4.4. 공내전단시험 모식도와 측정 전경. ····· 62
그림 3.4.4.5. 시추공 탄성파시험 장치. ····· 63
그림 3.4.4.6. 시추공 탄성파탐사의 모식도(위)와 탐사 전경(아래). ····· 64
그림 3.4.4.7. 시추공간 탄성파탐사의 모식도(위)와 탐사 전경. ····· 66
그림 3.4.5.1. BH-1 풍화대의 지질 특성 기재. ····· 68
그림 3.4.5.2. BH-2 풍화대의 지질 특성 기재. ····· 69
그림 3.4.5.3. BH-3 풍화대의 지질 특성 기재. ····· 70
그림 3.4.5.4. BH-4 풍화대의 지질 특성 기재. ····· 71
그림 3.4.5.5. BH-5 풍화대의 지질 특성 기재. ····· 71
그림 3.4.5.6. BH-6 풍화대의 지질 특성 기재. ····· 72
그림 3.4.6.1. LOI와 AKN 비의 상관성. ····· 81
그림 3.4.6.2. LOI와 WPI의 상관성. ····· 81
그림 3.4.6.3. AKN 비와 PI의 상관성. ····· 82
그림 3.4.6.4. ACN 비와 WPI의 상관성. ····· 82
그림 3.4.7.1. 풍화대 분류별 함수비와 단위중량의 분포. ····· 88
그림 3.4.7.2. 풍화대 분류별 함수비와 단위중량의 관계. ····· 89

그림 3.4.7.3. 풍화대 분류별 200번체 통과량과 10번체 잔류량. ····· 90
그림 3.4.7.4. 풍화대 분류별 입도분포곡선. ····· 90
그림 3.4.7.5. 풍화대 분류별 비중과 세립분의 관계. ····· 91
그림 3.4.7.6. 풍화대의 대표적인 공내재하시험 결과. ····· 93
그림 3.4.7.7. 풍화대 분류별 변형계수 분포. ····· 94
그림 3.4.7.8. 풍화대의 대표적인 공내전단시험 결과. ····· 96
그림 3.4.7.9. 풍화대 분류별 점착력과 내부마찰각의 분포. ····· 97
그림 3.4.7.10. BH-1 풍화대의 P파 속도, S파 속도 및 포와송비. ····· 99
그림 3.4.7.11. BH-2 풍화대의 P파 속도, S파 속도 및 포와송비. ····· 100
그림 3.4.7.12. BH-3 풍화대의 P파 속도, S파 속도 및 포와송비. ····· 101
그림 3.4.7.13. BH-4 풍화대의 P파 속도, S파 속도 및 포와송비. ····· 102
그림 3.4.7.14. BH-5 풍화대의 P파 속도, S파 속도 및 포와송비. ····· 103
그림 3.4.7.15. BH-6 풍화대의 P파 속도, S파 속도 및 포와송비. ····· 104
그림 3.4.7.16. 풍화대 분류별 P파 속도와 S파 속도의 분포. ····· 105
그림 3.4.7.17. 풍화대 분류별 P파 속도와 S파 속도의 관계. ····· 106
그림 3.4.7.18. BH-2와 BH-3 사이의 P파 속도, S파 속도 및 지반계수. ····· 109
그림 3.4.7.19. BH-3과 BH-4 사이의 P파 속도, S파 속도 및 지반계수. ····· 109
그림 3.4.7.20. BH-2와 BH-4 사이의 P파 속도, S파 속도 및 지반계수. ····· 110
그림 3.5.2.1 텍사스 콘 관입 시험의 개요도 ····· 117
그림 3.5.2.2 텍사스 콘 관입 지수와 일축 압축 강도 (qu)의 상관관계 ····· 117
그림 3.5.2.3 TxDOT의 암반에 근입된 말뚝의 설계 ····· 119
그림 3.5.2.4 일반 지반에 근입된 말뚝의 설계도표 ····· 121
그림 3.5.2.5 미국 텍사스주 지역에서의 TCPTR에 대한
$f_{max}$과 $q_{max}$의 상관관계 ····· 122
그림 3.5.3.1 타격 콘 개요 ····· 124
그림 3.5.3.2 자동측정 시스템 ····· 125
그림 3.5.4.1 가덕대교 현장의 지층분포도 ····· 129
그림 3.5.4.2 인천대교 접속도로 현장의 지층분포 ····· 131
그림 3.5.4.3 여수우회도로 지층분포 ····· 132
그림 3.5.4.4 SPT및 변형TCPT 비교 ····· 136

그림 3.5.4.5 BH-1호공 SPT 및 변형TCPT 비교 ····· 142
그림 3.5.4.6 BH-2호공 SPT 및 변형TCPT 비교 ····· 142
그림 3.5.4.7 피에조콘시험 측정결과 ····· 151
그림 3.5.5.1 가덕대교 변형TCPT와 수정 결과 ····· 156
그림 3.5.5.2 해머의 종류 ····· 161
그림 3.5.5.3 SPT N vs DCPT N ····· 171
그림 3.5.5.4 100회 타격 시 SPTR vs DCPTR(풍화대) ····· 172
그림 3.5.5.5 DCPT와 단위중량(습윤, 건조), 비중 ····· 173
그림 3.5.5.6 DCPT와 컨시스턴시, 함수비 ····· 173
그림 3.5.5.7 지층별 DCPT의 범위 ····· 174
그림 3.5.5.8 PMT와 DCPT N60 ····· 175
그림 3.5.5.9 PMT Es 와 DCPTR ····· 176
그림 3.5.5.10 심도별 CPT 결과 및 DCPT결과 비교 ····· 177
그림 3.5.5.11 CPT 와 DCPT의 상관관계 ····· 178
그림 3.5.5.12 BST의 점착력과 DCPT의 상관관계 ····· 179
그림 3.5.5.13 BST의 내부마찰각과 DCPT의 상관관계 ····· 179
그림 3.5.5.15 하향식 탄성파탐사의 P파의 속도와 DCPT의 상관관계 ····· 180
그림 3.5.5.16 하향식 탄성파탐사의 S파의 속도와 DCPT의 상관관계 ····· 180
그림 3.5.5.17 하향식 탄성파탐사의 강성율(Gs)와 DCPT의 상관관계 ····· 181
그림 3.5.5.18 하향식 탄성파탐사의 동탄성계수(Ed)와 DCPT의 상관관계 ····· 181
그림 3.5.5.19 심도별 콘의 각도에 따른 타격횟수(DCPT N) ····· 182
그림 3.5.5.20 심도별 콘의 각도에 따른 100회타격시 관입량(DCPTR) ····· 183
그림 3.5.5.21 풍화대 등급별 및 DCPTR ····· 184
그림 3.6.2.1 케이싱 오실레이터(Casing Oscillator)의 일반도 ····· 191
그림 3.6.2.2 장대현장타설말뚝의 시공주상도(가덕대교 현장) ····· 194
그림 3.6.2.3 BM-3000 모델의 오실레이터 ····· 195
그림 3.6.2.4 현장타설말뚝 시공현황도 ····· 197
그림 3.6.2.5 시험말뚝의 시공과정 ····· 205
그림 3.6.2.6 시공방법(보호케이싱 미사용) ····· 208
그림 3.6.2.7 시공방법(희생주름관 사용) ····· 209

그림 3.6.2.8 시공방법(희생강관 사용) ····· 210
사진 3.6.2.1 시험시공 광경(보호케이싱 미사용의 경우) ····· 211
사진 3.6.2.2 현장타설말뚝 시공 광경(희생강관 사용) ····· 213
그림 3.6.3.1 말뚝 정재하시험과 양방향 말뚝재하시험의 비교 ····· 221
그림 3.6.3.2 양방향 말뚝재하시험 장치의 개략도 ····· 222
그림 3.6.3.3 시험 목적에 따른 양방향 말뚝재하장치의
설치 위치(Osterberg, 2001) ····· 226
그림 3.6.3.4 하중 - 변위 곡선의 예 ····· 228
그림 3.6.3.5 등가 하중 - 침하량 곡선의 예 ····· 229
그림 3.6.3.6 사하중(Kentledge) 상재 정재하시험과 양방향 말뚝재하시험에서의 등가
하중 - 침하량 곡선 비교 ····· 230
그림 3.6.3.7 저유압 말뚝재하시험과 고유압 말뚝재하시험의
재하장치 배치양상 비교 ····· 232
그림 3.6.3.8 공대공 초음파 검사 단면도 ····· 234
그림 3.6.3.9 검사용 튜브의 배치 ····· 235
그림 3.7.1.1 시험말뚝의 위치도 ····· 241
그림 3.7.1.2 지층 분포도 ····· 242
그림 3.7.1.3 재하장치 설치 상세도 ····· 245
그림 3.7.1.4 시험말뚝의 시공위치도 및 상세도 ····· 247
그림 3.7.1.5 시험부지의 지층분포도(동해이엔지, 2006) ····· 248
그림 3.7.1.6 센서배치도 및 재하장치 설치위치 ····· 250
그림 3.7.1.7 시험말뚝의 시공과정 ····· 252
그림 3.7.1.8 재하장치 상세도(ITP3-1) ····· 252
그림 3.7.1.9 재하장치 상세도(ITP3-2) ····· 253
그림 3.7.1.10 재하장치 상세도(ITP3-3) ····· 253
그림 3.7.1.11 시험말뚝의 시공위치도 및 상세도 ····· 255
그림 3.7.1.12 시험부지의 지층분포도 ····· 256
그림 3.7.1.13 센서배치도 및 재하장치 설치위치 ····· 258
그림 3.7.1.14 시험말뚝의 시공과정 ····· 260
그림 3.7.1.15 재하장치 상세도(ITP3-1) ····· 262

그림 3.7.1.16 재하장치 상세도(ITP2, 3) ····· 262
그림 3.7.2.1 주기별 하중 - 상향변위, 하향변위 곡선 ····· 264
그림 3.7.2.2 등가 하중 - 침하량 곡선 ····· 265
그림 3.7.2.3 하중단계별 마찰력 분포도 ····· 266
그림 3.7.2.4 하중단계별 축하중 분포도 ····· 267
그림 3.7.2.5 말뚝변위에 따른 주면마찰력과 선단지지력의 발현양상 ····· 267
그림 3.5.5.6 평균 마찰응력의 분포도 ····· 268
그림 3.7.2.7 각 위치별 발휘된 평균 마찰응력 ····· 268
그림 3.7.2.8 각 지층별 발휘된 평균 마찰응력 ····· 269
그림 3.7.2.9 지층별 마찰응력과 변위 관계 ····· 270
그림 3.7.2.10 지층별 선단응력과 변위 관계 ····· 271
그림 3.7.2.11 연암 소켓 말뚝(ITP3-1)의 하중-침하량 관계 ····· 273
그림 3.7.2.12 풍화암 소켓 말뚝(ITP3-2)의 하중-침하량 관계 ····· 273
그림 3.7.2.13 풍화토 소켓 말뚝(ITP3-3)의 하중-침하량 관계 ····· 274
그림 3.7.2.14 연암 소켓 말뚝의 마찰력 분포도(ITP3-1) ····· 275
그림 3.7.2.15 풍화암 소켓 말뚝의 마찰력 분포도(ITP3-2) ····· 275
그림 3.7.2.16 풍화토 소켓 말뚝의 마찰력 분포(TP3-3) ····· 277
그림 3.7.2.17 연암 소켓 말뚝의 축하중 분포도(ITP3-1) ····· 277
그림 3.7.2.18 풍화암 소켓 말뚝의 축하중 분포도(ITP3-2) ····· 278
그림 3.7.2.19 풍화암 소켓 말뚝의 축하중 분포도(TP3-3) ····· 279
그림 3.7.2.20 연암 소켓 말뚝(ITP3-1)의 지층별 평균 마찰응력 ····· 280
그림 3.7.2.21 풍화암 소켓 말뚝(ITP3-2)의 지층별 평균 마찰응력 ····· 281
그림 3.7.2.22 풍화토 소켓 말뚝(ITP3-3)의 지층별 평균 마찰응력 ····· 282
그림 3.7.2.23 연암 소켓 말뚝(ITP3-1)의 t-z 곡선 ····· 283
그림 3.7.2.24 풍화암 소켓 말뚝(ITP3-2)의 t-z 곡선 ····· 284
그림 3.7.2.25 풍화토 소켓 말뚝(ITP3-2)의 t-z 관계 ····· 285
그림 3.7.2.26 q-w 곡선 ····· 286
그림 3.7.2.27 연암 소켓 말뚝(YTP-1)의 하중-침하량 관계 ····· 287
그림 3.7.2.28 풍화토 소켓 말뚝(YTP-2)의 하중-침하량 관계 ····· 288
그림 3.7.2.29 풍화토 소켓 말뚝(YTP-3)의 하중-침하량 관계 ····· 288

그림 3.7.2.30 선단지지력과 변위 관계 ····· 289
그림 3.7.3.1 풍화대 소켓 말뚝의 건전도 시험결과 ····· 293
그림 3.7.3.2 선단부 연약화 방지기술 ····· 295
그림 3.7.3.3 풍화토 소켓 말뚝의 하중 - 침하량 관계 ····· 296
그림 3.7.3.4 깊에 따른 그라우트 압력 ····· 297
그림 3.7.3.5 압력계수와 허용변위에 의한 선단지지력배수(TCM) ····· 298
그림 3.7.3.6. 팽이형 콘크리트 부재 ····· 299
그림 3.7.3.7 선단보강(팽이형콘크리트 부재) 및 무보강 말뚝의 양방향 말뚝재하시험 (여수우회도로현장) ····· 301
그림 3.7.3.8 수통(Sutong)강 대교 현장 ····· 302
그림 3.7.3.9 주탑부 교량 ····· 302
그림 3.7.3.10 수통대교의 하부기초 ····· 302
그림 3.7.3.11 말뚝선단 그라우트 파이프 설치전경 ····· 303
그림 3.7.3.12 시험말뚝의 지층분포 및 재하장치 위치도 ····· 305
그림 3.7.3.13 선단그라우트 전·후의 말뚝선단 양방향 말뚝재하장치의 시험결과 307
그림 3.7.3.14 선단 그라우트 후 상부 양방향 말뚝재하장치의 시험결과 ····· 307
그림 3.8.1.1 하중전이해석 개념도 ····· 311
그림 3.8.1.2 말뚝요소의 응력 및 변위 ····· 313
그림 3.8.1.3 말뚝요소의 자유물체도 ····· 316
그림 3.8.1.4 유한요소망 ····· 320
그림 3.8.1.5 하중전이 해석에 사용된 지반의 변형모델 ····· 320
그림 3.8.1.6 Kraft, Ray and Kagawa(1981)의 f-w 곡선 ····· 323
그림 3.8.1.7 Vijayvergiya의 주면하중전이곡선 ····· 324
그림 3.8.1.8 Castelli의 주면하중전이곡선 ····· 325
그림 3.8.1.9 Coyle and Sulaiman (1967)의 f-w곡선 ····· 326
그림 3.8.1.10 Briaud and Tucker (1984)의 f-w곡선 ····· 328
그림 3.8.1.11 Baqulin et al.(1982)의 주면하중전이곡선 ····· 329
그림 3.8.1.12 Reese and O'Neill의 주면하중전이곡선(계속) - (a) 점토질 지반 ··· 330
그림 3.8.1.12 Reese and O'Neill의 주면하중전이곡선(계속) - (b) 모래질 지반 ··· 330
그림 3.8.1.13 API 규준 (1993)의 f-w곡선 ····· 331

그림 3.8.1.14 Vijayvergiya의 선단하중전이곡선 ····· 332
그림 3.8.1.15 Baquelin 등의 선단하중전이곡선 ····· 333
그림 3.8.1.16 Castelli의 선단하중전이곡선 ····· 334
그림 3.8.1.17 Mosher (1984)의 q-w곡선 ····· 335
그림 3.8.1.18 상대깊이에 따른 ····· 336
그림 3.8.1.19 Gwizdala(1984)의 선단하중전이곡선 ····· 336
그림 3.8.1.20 Briaud and Tucker (1984)의 q-w곡선 ····· 338
그림 3.8.1.21 상대깊에에 따른 ····· 338
그림 3.8.1.22 Coyle and Castello (1981)의 q-w곡선 ····· 339
그림 3.8.1.23 Baquelin 등의 선단하중전이곡선 ····· 339
그림 3.8.1.24 API 규준 (1993)의 q-w곡선 ····· 340
그림 3.8.1.25 Reese and O'Neill(1988)의 선단하중전이곡선 ····· 341
그림 3.8.1.26 말뚝 선단저항력 계산절차(Nottingham & Schmertmann(1975)) ····· 346
그림 3.8.1.27 균질한 지반에서의 단위 선단지지력의 변화형상 ····· 348
그림 3.8.1.28 흙의 마찰각에 따른 와 의 최대값의 분포 (Meyerhof, 1976) ····· 349
그림 3.8.1.29 말뚝 선단의 파괴양상 ····· 350
그림 3.8.1.30 에 따른 의 변화 (Coyle와 Castello, 1981) ····· 352
그림 3.8.1.31 Bustanante & Gianeselli (1982) 방법 ····· 355
그림 3.8.1.32 보정계수 $K$ 의 값 ····· 359
그림 3.8.1.33 지지력 계수 $N_c$ (Skempton, 1951) ····· 363
그림 3.8.1.34 말뚝 선단저항력 계산절차(Nottingham & Schmertmann(1975)) ····· 365
그림 3.8.1.35 말뚝 선단의 파괴양상 ····· 367
그림 3.8.1.36 Bustanante & Gianeselli (1982) 방법 ····· 370
그림 3.8.1.37 타입 말뚝의 부착력 계수 ····· 371
그림 3.8.1.38 Design Curves for Adhesion Factors for Piles Driven into Clay Soils after Tomlinson(1987) ····· 374
그림 3.8.1.39 Versus OCR for Displacement Piles after Esrig and Kirby(1979) 375
그림 3.8.1.40 말뚝의 근입깊이에 따른 의 변화(Vijayvergiya와 Focht(1972)) ····· 376
그림 3.8.1.41 보정계수 ····· 377
그림 3.8.1.42 API(미국 Petroleum Institute)에서 제시한 값의 변화 ····· 378

그림 3.8.1.43 에 따른 값의 변화 ····· 379
그림 3.8.1.44 강말뚝의 선단지지면적 산정 ····· 380
그림 3.8.1.45 $A_i$ 및 $A_t$ 산정 ····· 380
그림 3.8.1.46 $K_{sp}$ 지지력계수 ····· 384
그림 3.8.1.47 절리된 암반의 허용접지압력 (Allowable contact pressure on jointed rock) ····· 385
그림 3.8.1.48 $N_s$ 선단지지력계수 ( Williams et al., 1980 ) ····· 387
그림 3.8.1.49 선단저항력에 대한 설계곡선( Williams et al., 1980 ) ····· 387
그림 3.8.1.50 Bell 이론의 지지력계수 ····· 389
그림 3.8.1.51 $N_{cr}$ 대 S/D ····· 390
그림 3.8.1.52 $J$ 대 암반 불연속 공간 ····· 390
그림 3.8.1.53 TCP( > 100회/300mm )에 대한 허용 단위 선단 및 주면저항값 ·· 391
그림 3.8.1.54 TCP( > 100회/300mm )에 대한 극한 단위 선단 및 주면저항값 ···· 392
그림 3.8.1.55 암반소켓된 말뚝의 평탄한 벽면에 대한 평균단위주면전단력 산정을 위한 방법 ····· 394
그림 3.8.1.56 일반적인 암반-소켓 말뚝에서 평균 단위소켓전단을 추정하기위한 곡선 ····· 396
그림 3.8.1.57 거친 벽을 가진 말뚝 소켓에서 평균 단위소켓전단을 추정하기위한 곡선 ····· 397
그림 3.8.1.58 영향계수 $I$ ( Williams et al., 1980 ) ····· 399
그림 3.8.1.59 $Q_{be}/Q_e$( Williams et al., 1980 ) ····· 400
그림 3.8.1.60 α 대 $q_u$( Williams et al., 1980 ) ····· 402
그림 3.8.1.61 β 대 매스계수( Williams et al., 1980 ) ····· 402
그림 3.8.1.62 측면저항력에 대한 설계곡선( Williams et al., 1980 ) ····· 403
그림 3.8.1.64 말뚝 저항력과 지질강도와의 경험적 상호관계 ····· 404
그림 3.8.1.64 평준화된 말뚝 저항력 대 거칠기 요소 ····· 405
그림 3.8.1.64 식의 기호의 정의 ····· 406
그림 3.8.1.66 점착력계수 대 평균 전단강도 ····· 411
그림 3.8.1.67 매끄러운 제1종 또는 2종 IGM의 계수 (O'Neill et al., 1996) ····· 415
그림 3.8.1.68 TCP > 100회/300mm 에 대한 허용 단위 선단 및 주면저항값

(TxDOT Geotechnical Manual, 2000 ) ····· 416
그림 3.8.1.69 TCP > 100회/300mm 에 대한 극한 단위 선단 및 주면저항값
(TxDOT Geotechnical Manual, 2000 ) ····· 416
그림 3.8.1.70 Ng et al.(2001)의 데이터베이스로부터 다양한 RQD의 $\alpha_q$대 $q_u$ ····· 418
그림 3.8.2.1 시험말뚝의 시공위치도 및 상세도 ····· 421
그림 3.8.2.2 지반조사 결과(TP1～TP4) ····· 422
그림 3.8.2.3 지반조사결과 (TP3-2, TP3-3) ····· 424
그림 3.8.2.4 시험말뚝 및 지반상태 개요도(TP1～TP4) ····· 425
그림 3.8.2.5 시험말뚝 및 지반상태 개요도(TP3-2, TP3-3) ····· 427
그림 3.8.2.6 TP1-ST1 Upward f-w곡선 ····· 430
그림 3.8.2.7 TP1-ST2 Upward f-w곡선 ····· 430
그림 3.8.2.8 TP1-ST2 Downward f-w곡선 ····· 431
그림 3.8.2.9 TP1-ST3 Upward f-w곡선 ····· 431
그림 3.8.2.10 TP2-ST1 Upward f-w곡선 ····· 432
그림 3.8.2.11 TP2-ST2 Downward f-w곡선 ····· 432
그림 3.8.2.12 TP2-ST2 Upward f-w곡선 ····· 433
그림 3.8.2.13 TP3 Upward f-w곡선 ····· 433
그림 3.8.2.14 TP4-ST1 Upward f-w곡선 ····· 434
그림 3.8.2.15 TP4-ST2 Downward f-w곡선 ····· 434
그림 3.8.2.16 TP4-ST2 Upward f-w곡선 ····· 435
그림 3.8.3.1 매립층의 f-w 곡선 ····· 438
그림 3.8.3.2 점토층의 f-w 곡선 ····· 439
그림 3.8.3.3 풍화토의 f-w 곡선 ····· 439
그림 3.8.3.4 풍화암의 f-w 곡선 ····· 440
그림 3.8.3.5 연암의 f-w 곡선 ····· 440
그림 3.8.3.6 풍화토 마찰력의 이론값과 실측값의 비교 ····· 444
그림 3.8.3.7 풍화암 마찰력의 이론값과 실측값의 비교 ····· 445
그림 3.8.3.8확장 적용된 풍화암 마찰력의 이론값과 실측값의 비교 ····· 446
그림 3.8.3.9 연암 마찰력의 이론값과 실측값의 비교 ····· 448
그림 3.8.3.10 풍화토 지반의 정규화된 주면하중전이곡선 ····· 449

그림 3.8.3.11 풍화암 지반의 정규화된 주면하중전이곡선 ····· 450
그림 3.8.3.12 연암 지반의 정규화된 주면하중전이곡선 ····· 450
그림 3.8.3.13 말뚝의 지름으로 정규화한 선단하중전이곡선 ····· 452
그림 3.8.4.1 지반의 주면하중전이곡선 ····· 453
그림 3.8.4.2 지반의 주면하중전이곡선 ····· 454
그림 3.8.4.3 지반의 주면하중전이곡선 ····· 454
그림 3.8.4.4 지반의 정규화된 주면하중전이곡선 ····· 455
그림 3.8.4.5 지반의 정규화된 주면하중전이곡선 ····· 456
그림 3.8.4.6 지반의 정규화된 주면하중전이곡선 ····· 456
그림 3.8.5.1 GTP1의 양방향 말뚝재하시험 및 하중전이시험 결과 ····· 458
그림 3.8.5.2 ITP3-2의 양방향 말뚝재하시험 및 하중전이시험 결과 ····· 459
그림 3.8.5.3 ITP3-3의 양방향 말뚝재하시험 및 하중전이시험 결과 ····· 459
그림 3.8.5.4 ITP1의 양방향 말뚝재하시험 및 하중전이시험 결과 ····· 460
그림 3.8.5.5 ITP2의 양방향 말뚝재하시험 및 하중전이시험 결과 ····· 460
그림 3.8.5.6 ITP4의 양방향 말뚝재하시험 및 하중전이시험 결과 ····· 460
그림 3.8.5.7 단위선단지지력과 변위 관계(q-z) ····· 461
그림 3.8.5.10 말뚝지지력과 DCPT의 상관관계 ····· 464
그림 3.9.1.1 하중전이함수법 알고리즘 ····· 469
그림 3.9.1.2 TP1의 하중침하곡선 비교 ····· 472
그림 3.9.1.3 TP2의 하중침하곡선 비교 ····· 473
그림 3.9.1.4 TP3의 하중침하곡선 비교 ····· 473
그림 3.9.1.5 TP4의 하중침하곡선 비교 ····· 474
그림 3.9.2.1 프로그램 설치 폴더 ····· 474
그림 3.9.2.2 프로그램 설치 Step 1 ····· 475
그림 3.9.2.3 프로그램 설치 Step 2 ····· 475
그림 3.9.2.4 프로그램 설치 Step 3 ····· 475
그림 3.9.2.5 프로그램 설치 Step 4 ····· 476
그림 3.9.2.6 프로그램 설치 Step 5 ····· 476
그림 3.9.2.7 프로그램 설치 Step 6 ····· 476
그림 3.9.2.8 바탕화면 단축아이콘 ····· 477

그림 3.9.2.9 프로그램 Intro 화면 ····· 477
그림 3.9.2.10 프로그램 초기 화면 ····· 478

# 표 목차

표 2.1.2.1 대구경 현장타설말뚝의 시험수량 ····· 9
표 3.2.2.1. 시추방법 및 샘플러. ····· 21
표 3.4.1.1. 풍화도에 따른 암반의 분류(Irfan and Dearman, 1978). ····· 43
표 3.4.3.1. Summary of the research items and their results. ····· 56
표 3.4.6.1. 풍화대의 주산화물 조성. ····· 78
표 3.4.6.2. 풍화대의 주산화물 조성으로부터 산정된 풍화지수. ····· 79
표 3.4.6.3. 풍화지수 사이의 상관성 분석. ····· 80
표 3.4.6.4. 풍화대의 분류. ····· 83
표 3.4.7.1. 풍화대의 물리적 특성. ····· 86
표 3.4.7.2. TP 3-2 지역 풍화대의 변형계수. ····· 92
표 3.4.7.3. TP 3-3 지역 풍화대의 변형계수. ····· 92
표 3.4.7.5. TP 3-2 지역 풍화대의 점착력과 내부마찰각. ····· 95
표 3.4.7.6. TP 3-3 지역 풍화대의 점착력과 내부마찰각. ····· 95
표 3.4.7.7. 풍화대의 시추공 탄성파탐사 결과. ····· 98
표 3.4.7.8. 시추공간 탄성파탐사 설계. ····· 106
표 3.4.7.9. BH-2와 BH-3 사이의 시추공간 탄성파탐사 결과. ····· 107
표 3.4.7.10. BH-3과 BH-4 사이의 시추공간 탄성파탐사 결과. ····· 108
표 3.4.7.11. BH-2와 BH-4 사이의 시추공간 탄성파탐사 결과. ····· 108
표 3.4.7.12. 풍화대 분류와 일반적 특징. ····· 111
표 3.4.7.13. 풍화대 분류와 물리적 특성. ····· 112
표 3.4.7.14. 풍화대 분류와 공학적 특성. ····· 113
표 3.5.2.2 텍사스 콘 관입 지수를 이용한 말뚝 설계에 사용되는 지반 그룹 ····· 120
표 3.5.4.1 가덕대교 해상부 지반조사 위치 ····· 126
표 3.5.4.2 인천대교 접속도로 현장 ····· 127
표 3.5.4.3 여수우회도로 현장의 지반조사 위치 ····· 128
표 3.5.4.4 시추공 각 층별 표준관입시험결과 및 보정 ····· 133
표 3.5.4.5 시추공 각 층별 표준관입시험결과 및 보정결과 ····· 134
표 3.5.4.6 시추공 각 층별 표준관입시험결과 ····· 135

표 3.5.4.7 SPT, 변형 TCPT, DCPT의 해머무게와 낙하높이 ····· 135
표 3.5.4.8 변형TCPT 및 SPT 비교 ····· 136
표 3.5.4.9 2차년도 변형TCPT(C type) ····· 137
표 3.5.4.10 3차년도 DCPT 결과 ····· 139
표 3.5.4.11 SPT 및 DCPT ····· 143
표 3.5.4.12 공내지하수위 측정결과표 ····· 145
표 3.5.4.13 공내 지하수위 측정결과표 ····· 145
표 3.5.4.14 공내 지하수위 측정결과표 ····· 145
표 3.5.4.15 시료채취결과 ····· 146
표 3.5.4.16 실내물성시험 및 역학시험 결과 ····· 147
표 3.5.4.17 실내물성시험 및 역학시험 결과 ····· 148
표 3.5.4.18 하향식 탄성파탐사 결과(여수우회도로) ····· 150
표 3.5.4.19 공내재하시험 결과(가덕대교) ····· 152
표 3.5.4.20 공내재하시험 시험결과(인천대교 접속도로 현장) ····· 152
표 3.5.4.21 공내재하시험 시험결과(여수우회도로) ····· 153
표 3.5.5.1 가덕대교 타격관입콘 시험 ····· 155
표 3.5.5.2 변형TCPT의 보정된 결과값(BH-1) ····· 157
표 3.5.5.3변형TCPT의 보정된 결과값(BH-2) ····· 157
표 3.5.5.4 해머효율 ····· 160
표 3.5.5.5 로드길이, 샘플러, 공벽직경에 따른 보정계수(Skempton, 1986) ····· 161
표 3.5.5.6 표준관입시험 및 DCPT의 보정(가덕대교 해상부 현장) ····· 162
표 3.5.5.7 시추공별 해머효율 ····· 163
표 3.5.5.8 표준관입시험 및 DCPT의 보정(인천대교 접속도로 현장) ····· 163
표 3.5.5.9 시추공별 해머효율 ····· 167
표 3.6.1.1 대구경 현장타설콘크리트 말뚝의 시공법 비교 ····· 186
표 3.6.2.1 케이싱 오실레이터(Casing Oscillator)의 제원표 ····· 192
표 3.6.2.2 케이싱 인발 시 실제 파워 펙의 측정 압력 ····· 196
표 3.6.2.3 사례 1의 안정성 검토 ····· 199
표 3.6.2.4 사례 2의 안정성 검토 ····· 200
표 3.6.2.5 연약지반에서의 현장타설말뚝 시공법 개요 ····· 207

표 3.6.2.7 각 시공방안별 공사비의 비교 ····· 214
표 3.6.2.8 혼화제의 종류 및 특징 ····· 216
표 3.6.2.9 배합설계 예 ····· 216
표 3.6.2.10 배합설계에 대한 시험 결과 ····· 216
표 3.6.3.1 양방향 말뚝재하시험의 종류 및 개발자 ····· 219
표 3.6.3.2 양방향 말뚝재하시험의 특징 요약 ····· 220
표 3.6.3.3 시험방법별 장치의 배치 ····· 232
표 3.6.3.4 양방향 말뚝재하시험의 특징 ····· 233
표 3.6.3.5 원형말뚝의 크기와 검사용 튜브 및 검측경로의 수 ····· 234
표 3.6.3.6 한국도로공사 판정기준(1998) ····· 235
표 3.6.3.7 현장타설 콘크리트 말뚝의 내부결함 1차 판정기준
(검측 경로별 적용) ····· 238
표 3.6.3.8 현장타설 콘크리트 말뚝의 종합 판정기준 ····· 240
표 3.7.1.1 시험말뚝의 제원 ····· 243
표 3.7.1.2 재하장치 제원 ····· 245
표 3.7.1.3 계획된 하중재하주기표 ····· 246
표 3.7.1.4 시추공별 지층의 두께 및 조사결과 요약(동해이엔지, 2006) ····· 248
표 3.7.1.5 시험말뚝의 제원 ····· 249
표 3.7.1.6 재하장치 제원 ····· 252
표 3.7.1.7. 양방향 고유압 재하시험에서 하중재하 주기별 재하단계 ····· 254
표 3.7.1.8 시추공별 지층의 두께 및 조사결과 요약(동해이엔지, 2006) ····· 257
표 3.7.1.9 시험말뚝의 제원 ····· 257
표 3.7.1.10 재하장치 제원 ····· 261
표 3.7.1.11 양방향 고유압 재하시험에서 하중재하 주기별 재하단계 ····· 263
표 3.7.2.1 등가하중 - 침하량곡선의 지지력 분석 ····· 266
표 3.7.3.1 풍화토 소켓 말뚝의 시공 및 슬라임 측정 ····· 300
표 3.8.1.1 내부마찰각과 지지력계수의 관계(NAVFAC DM 7-2, 1982) ····· 343
표 3.8.1.2 사질토에서의  의 추천값* (Reese & O′Neill, 1988) ····· 345
표 3.8.1.3 $N_q$의 범위 ····· 347
표 3.8.1.4 Janbu의 지지력계수 ····· 351

표 3.8.1.5 말뚝주면마찰력 산정을 위한 토압계수 ····· 356
표 3.8.1.6 말뚝표면과 흙의 마찰각 (Aas. 1966) ····· 357
표 3.8.1.7 β 계수의 범위 ····· 360
표 3.8.1.8 $R_1$과 $c_u$ 값의 관계 ····· 366
표 3.8.1.9 Janbu의 지지력계수 ····· 367
표 3.8.1.10 α와 $f_{si}$의 추천값 (Reese & O′Neill, 1988) ····· 373
표 3.8.1.11 파쇄 또는 절리된 암반 위의 기초판의 극한지지력의
산정을 위한 계수 $N_{ms}$의 값(Hoek, 1983) ····· 381
표 3.8.1.12 상기 표에서 사용을 위한 암반 타입의 설명 ····· 381
표 3.8.1.13 암석의 종류에 따른 일축압축강도의 대표적인 범위 ····· 382
표 3.8.1.14 깊이/직경에 따른 ····· 383
표 3.8.1.15 암석의 종류에 따른 일축압축강도의 대표적인 범위 ····· 394
표 3.8.1.16 암반 소켓의 거칠기 분류 (Pells et al., 1980) ····· 408
표 3.8.1.17 기초설계에 사용되는 석회암의 ( Castelli and Fan, 2002 ) ····· 418
표 3.8.2.1 시추공별 지층의 두께 및 조사결과 요약 ····· 428
표 3.8.2.2 시험말뚝의 제원 ····· 429
표 3.8.2.3 시험결과와 지반조사 데이터 ····· 436
표 3.8.3.1 지층구분 기준 ····· 437
표 3.8.3.1 비교에 사용된 최대지지력 산정법 ····· 441
표 3.8.5.1 인천대교 접속도로 말뚝기초(2공구) ····· 466
표 3.8.5.2 DCPTR을 이용한 말뚝 지지력 및 길이 ····· 467
표 3.9.1.1 기존 분류법의 하중전이함수 ····· 470
표 3.9.1.2 기존 분류법의 최대지지력 산정법 ····· 471
표 3.9.1.3 새로운 분류법의 하중전이함수 ····· 471
표 4.1.1.1 토목지질의 달성도 및 기여도 ····· 488
표 4.1.2.1 굳은 점토의 불교란 시료채취기술에 대한 달성도 및 기여도 ····· 489
표 4.1.4.1 풍화대 지반조사기술 개발에 대한 달성도 및 기여도 ····· 490
표 4.1.5.1 장대현장타설말뚝의 시공기술 및 품질검사 기술개발에 대한
달성도 및 기여도 ····· 491
표 4.1.6.1 풍화대 소켓 현장타설말뚝 시공기술 개발에 대한 달성도 및 기여도 ··· 492

표 4.1.7.1 풍화대 소켓 현장타설말뚝 시공기술 개발에 대한 달성도 및 기여도 … 493
표 4.1.8.1 풍화대 소켓 현장타설말뚝 설계 프로그램 개발에 대한
달성도 및 기여도 …… 493

# CONTENTS


Chapter 1. Introduction ····· 1

1. Necessity of the research and development ····· 1

2. Importance of the research and development ····· 3

1. Technical aspect ····· 3

2. Economical aspect ····· 4

3. Industrial aspect ····· 4

3. Range of the research ····· 4

1. Engineering geology ····· 4

2. Development of picking method undistributed sample to hard clay ····· 5

3. Consolidation features of the clay for long period ····· 5

4. Classification method of the weathered formation ····· 5

5. Development of research method in weathered formation ····· 5

6. Development of construction techinc and sensory evaluation techinc for long cast-in-place concrete piles ····· 5

7. Development of construction technic in weathered formation ····· 6

8. Development of design technic in weathered formation ····· 6

9. Development of design program for piles socketed in weathered formation · 6

Chapter 2. The present status for domestic and oversea technique development ····· 7

1. Technical status in domestic area ····· 7

1. Specification of soft deposit ····· 7

2. Pile socketed in weathered formation ····· 7

3. Research method in weathered formation ····· 10

1. Techincal status in oversea area ····· 11

1. Specification of soft deposit ····· 11

2. Pile foundation ····· 11

3. Research method in weathered formation ····· 12
4. IGM deposit ····· 12
3. Conclusions of analyzing the technicla status ····· 13
1. Practical using method of geological survey method in thick soft and IGM deposit ····· 13
2. Picking method undistributed sample to hard clay ····· 13
3. Classification method of the weathered formation ····· 13
4. Construction method of pile foundation ····· 13
5. Research method in weathered formation ····· 14

Chapter 3. Substance and result of this study
1. Research technic of geological survey and application ····· 15
1. Research method ····· 15
2. Research area ····· 15
3. Research result ····· 20
2. Picking method undistributed sample to hard clay ····· 20
1. Research method ····· 20
2. Research area ····· 20
3. Research result ····· 23
3. Consolidation features of the clay for long period ····· 24
1. Physical properties ····· 24
2. Struction of clay ····· 28
3. Mechanical properties ····· 31
4. Consolidation properties ····· 31
4. Classification method of the weathered formation ····· 40
1. Theoretical background ····· 40
2. Introduction of research area ····· 52
3. Substance and process of this study ····· 55
4. Research method ····· 57
5. Geologiacl feature of the weathered formation ····· 67

6. Quantitative analysis of weather degree and classification of the weathered formation ····· 77
7. Geotechnical feature of the weather formation ····· 85
8. Characteristic of the weather formaiton ····· 110
5. Development of research method in weather formation ····· 114
1. Instruction ····· 114
2. TCPT ····· 115
3. Development of Korea DCPT ····· 123
4. Field test ····· 126
5. Analysis of Korea DCPTF result ····· 154
6. Development of construction techinc and sensory evaluation techinc for long cast-in-place concrete piles ····· 185
1. Construction method and problem with cast-in-place concrete pile in domestic area ····· 185
2. Development of construction techinc for bored pile ····· 191
3. Development of sensory evaluation techinc ····· 218
7. Development of construction technology in weathered formation ····· 241
1. Process of test construction and pile load test ····· 241
2. Analysis of bi-directional pile load test results ····· 263
3. Analysis of test construction results ····· 290
8. Design technic in weathered formation ····· 309
1. Consideration of established design methods ····· 309
2. Collection and analysis of field test data ····· 420
3. Development of design metohod using establish classification soil ····· 437
4. Development of design metohod using new classification soil ····· 452
5. Application method to design of research mehtod in weathered formation 458
9. Program for cast-in place concreete piles socketed in weathered formation 469
1. Development of program ····· 469
2. Use method of program ····· 474

Chapter 4. Degree of achievement in the study objectives & degree of contribution in the relative area ····· 488
1. Degree of achievement in the study ····· 488
1. Establishment of geological survey research method ····· 488
2. Picking method undistributed sample to hard clay ····· 488
3. Consolidation features of the clay for long period ····· 489
4. Development of research method in weathered formation ····· 489
5. Development of construction techinc and sensory evaluation techinc for long cast-in-place concrete piles ····· 490
6. Development of construction method for piles socketed in weathered formation ····· 491
7. Design technic in weathered formation ····· 492
8. Design program for piles socketed in weathered formation ····· 493

Chapter 5. Application plan of the research development result ····· 494
1. Necessity of addition research ····· 494
1. geological survey research method ····· 494
2. Picking method undistributed sample to hard clay ····· 494
3. Classification method of the weathered formation ····· 495
4. Research method in weathered formation ····· 496
5. Construction method for piles socketed in weathered formation ····· 496
6. Design technic in weathered formation ····· 496
7. Design program for piles socketed in weathered formation ····· 497
2. Application in another study ····· 497
1. Geological survey research method ····· 497
2. Picking method undistributed sample ····· 497
3. Classification method of the weathered formation ····· 497
4. Research method in weathered formation ····· 498
3. Project of study plan ····· 498
1. Geological survey research method ····· 498

Chapter 6. The collected information during research development ····· 499

Chapter 7. References ····· 500

# List of Figure

1.1.1.1 Soil structure of Thick Deltaic Deposits ····· 2
3.1.2.1. Photograph and X-ray photograph of the cores for the analysis of sedimentary facies ····· 16
3.1.2.2. The result of the analysis of foraminiferal fauna ····· 16
3.1.2.3. The relationship between the sedimentation rate and depositional environments ····· 17
3.1.2.4. The correlation of CPTU, water content and depositional environments 17
3.1.2.5. Sedimentary facies and their depositional environments ····· 18
3.1.2.6. Physiography of the study area ····· 19
3.1.2.7. The isopatch map of the Pusan clay ····· 19
3.2.2.1. The degree of sample disturbance ····· 22
3.2.2.2. Comparison of applied maximum hydraulic pressure and the pressure by Anderson et al (1994) ····· 23
3.3.1.1. The distribution of unit weight with depth ····· 24
3.3.1.2. The distribution of void ratio with depth ····· 25
3.3.1.3. The distribution of specific gravity ····· 25
3.3.1.4. The distribution of plastic limit, liquid limit and water content with depth ····· 26
3.3.1.5. The distribution of liquidity index with depth ····· 27
3.3.1.6. The distribution of plastic index with depth ····· 27
3.3.1.7. Plasticity chart ····· 28
3.3.2.1. In-situ stress state ····· 29
3.3.2.2. Sedimentation line ····· 30
3.3.3.1. The distribution of undrained shear strength with depth ····· 30
3.3.4.1. Oedometer compression curves ····· 32
3.3.4.2. The distribution of consolidation yield stress with depth ····· 33
3.3.4.3. The distribution of OCR with depth ····· 33
3.3.4.4. The distribution of Cc with depth ····· 34

3.3.4.5. Comparison of Cc between Incheon and Pusan clays ····· 34
3.3.4.6. Coefficient of consolidation with consolidation pressure ····· 35
3.3.4.7. The distribution of Coefficient of consolidation with depth ····· 35
3.3.4.8. The distribution of Cc and Cα for Pusan clay ····· 37
3.3.4.9. The relationship between Cc and Cα ····· 38
3.3.4.10. The distribution of Cα with depth ····· 38
3.3.4.11. The results of ling-term consolidation test ····· 39
3.3.4.12. Creep strain with applied stress ····· 40
3.4.2.1. The location map of the study area ····· 53
3.4.2.2. Test pile sites ····· 53
3.4.2.3. Photograph and close photograph of granitic gneiss ····· 54
3.4.2.4. Granitic gneiss with well developed foliation (left) and banded gneiss (right) ····· 55
3.4.3.1. Flow chart of the study. ····· 57
3.4.4.1. The location map of test boreholes(BH-1 to BH-6) ····· 58
3.4.4.2. Main component of the pressumeter ····· 60
3.4.4.3. Borehole shear test ····· 61
3.4.4.4. The schematic diagram of the borehole shear and testing scene ····· 62
3.4.4.5. The seismograph set ····· 63
3.4.4.6. The schematic diagram of down-hole seismic test and testing scenes ····· 64
3.4.4.7. The schematic diagram of cross-hole seismic test and testing scenes · 66
3.4.5.1. The geological description for the weathered zone of BH-1 ····· 68
3.4.5.2. The geological description for the weathered zone of BH-2 ····· 69
3.4.5.3. The geological description for the weathered zone of BH-3 ····· 70
3.4.5.4. The geological description for the weathered zone of BH-4 ····· 71
3.4.5.5. The geological description for the weathered zone of BH-5 ····· 71
3.4.5.6. The geological description for the weathered zone of BH-6 ····· 72
3.4.6.1. The relationship between LOI and AKN ratio ····· 81
3.4.6.2. The relationship between LOI and WPI ····· 81

3.4.6.3. The relationship between AKN ratio and PI ····· 82
3.4.6.4. The relationship between ACN ratio and WPI ····· 82
3.4.7.1. The distribution of water content and unit weight for each class of the weathered zones ····· 88
3.4.7.2. The relationship between water content and unit weight for each class of the weathered zones ····· 89
3.4.7.3. Fration passing through No. 200 sieve and fraction retained on No. 10 sieve of the weathered zone ····· 90
3.4.7.4. The grain size distribution curves for each class of the weathered zone 90
3.4.7.5. The relationship between specific gravity and fines for each class of the weathered zones ····· 91
3.4.7.6. PMT curves for the weathered zone ····· 93
3.4.7.7. The distribution of Young's modulus for each class of the weathered zones ····· 94
3.4.7.8. BST curves for the weathered zone ····· 96
3.4.7.9. The distribution of cohesion and friction angle for each class of the weathered zones ····· 97
3.4.7.10. The distribution of P wave, S wave and Poisson's ratio of the weathered zones of BH-1 ····· 99
3.4.7.11. The distribution of P wave, S wave and Poisson's ratio of the weathered zones of BH-2 ····· 100
3.4.7.12. The distribution of P wave, S wave and Poisson's ratio of the weathered zones of BH-3 ····· 101
3.4.7.13. The distribution of P wave, S wave and Poisson's ratio of the weathered zones of BH-4 ····· 102
3.4.7.14. The distribution of P wave, S wave and Poisson's ratio

of the weathered zones of BH-5 ····· 103
3.4.7.15. The distribution of P wave, S wave and Poisson's ratio
of the weathered zones of BH-6 ····· 104
3.4.7.16. The distribution of P wave and S wave for each class
of the weathered zones ····· 105
3.4.7.17. The relationship between P wave and S wave for each class
of the weathered zones ····· 106
3.4.7.18. P wave, S wave velocity and various dynamic modulus
with depth for the section between the boreholes BH-2 and BH-3 · 109
3.4.7.19. P wave, S wave velocity and various dynamic modulus
with depth for the section between the boreholes BH-3 and BH-4 · 109
3.4.7.20. P wave, S wave velocity and various dynamic modulus
with depth for the section between the boreholes BH-2 and BH-4 · 110
3.5.2.1 Institution of TCPT ····· 117
3.5.2.2 Relation between TPCR and $q_u$ ····· 117
3.5.2.3 TxDot Design chart for pile soketed in Rock ····· 119
3.5.2.4 Design chart for pile soketed in general soil ····· 121
3.5.2.5 Relation between $f_{max}$ , $q_{max}$ and TCPTR ····· 122
3.5.3.1 Institution of DCPT ····· 124
3.5.3.2 Auto-measurement system ····· 125
3.5.4.1 Geomaterial Profile at Gaduck Bridge Site ····· 129
3.5.4.2 Geomateral Profile at Incheon Bridge Conjunction Road Site ····· 131
3.5.4.3 Geomaterial Profile at Yoesu Site ····· 132
3.5.4.4 Comparison SPT with Deformity TCPT ····· 136
3.5.4.5 Comparison SPT with Deformity TCPT (BH-1) ····· 142
3.5.4.6 Comparison SPT with Deformity TCPT (BH-2) ····· 142
3.5.4.7 CPT result ····· 151
3.5.5.1 Modification result of Deformity TCPT(Gaductk Site) ····· 156
3.5.5.2 Kind of Hammer ····· 161
3.5.5.3 SPT N vs DCPT N ····· 171

3.5.5.4 SPTR vs DCPTR(Weather zone) ····· 172
3.5.5.5 DCPT vs Unit weight(Wet, Dry), Specific gravity ····· 173
3.5.5.6 DCPT vs consistency, Water contents ····· 173
3.5.5.7 A range fo DCPT with depth ····· 174
3.5.5.8 Relation between PMT and DCPT $N_{60}$ ····· 175
3.5.5.9 Relation between PMT Es and DCPTR ····· 176
3.5.5.10 Comparion CPT results with DCPT results ····· 177
3.5.5.11 Relation between CPT and DCPT ····· 178
3.5.5.12 Relation between c(BST) and DCPT ····· 179
3.5.5.13 Relation between ϕ(BST) and DCPT ····· 179
3.5.5.15 Relation between $V_P$ and DCPT ····· 180
3.5.5.16 Relation between $V_S$ and DCPT ····· 180
3.5.5.17 Relation between $G_s$ and DCPT ····· 181
3.5.5.18 Relation between $E_d$ and DCPT ····· 181
3.5.5.19 DCPT N with depth and angle of cone ····· 182
3.5.5.20 DCPTR with depth and angle of cone ····· 183
3.5.5.21 Weather classification and DCPTR ····· 184
3.6.2.1 Casing Oscillator ····· 191
3.6.2.2 Geomaterial Profile(Gaduck Bridge Site) ····· 194
3.6.2.3 Oscillator of BM-3000 Model ····· 195
3.6.2.4 Geomaterial and test Shaft Profile ····· 197
3.6.2.5 Construction Process of Test pile ····· 205
3.6.2.6 Construction Method(None protection casing) ····· 208
3.6.2.7 Construction Method(Used Sacrifice Wavy Pipe) ····· 209
3.6.2.8 Construction Method(Used Sacrifice Pipe) ····· 210
3.6.3.1 Comparison Pile Down load test with Bi-direction load test ····· 221
3.6.3.2 Drawing of Bi-directional Load Test Equipment ····· 222
3.6.3.3 Establishment depth of Bi-directional Load Test Equipment with Test Purpose(Osterberg, 2001) ····· 226
3.6.3.4 Example of load - displacement curve ····· 228

3.6.3.5 Example of Equivalence load - displacement curve ····· 229
3.6.3.6 Comparison Down load test with equivalence load - displacement curve of Bi-directional load test ····· 230
3.6.3.7 Comparison Low pressure Pile load test Equipment with Hight pressure Pile load test Equipment ····· 232
3.6.3.8 Cross section drawing of CLS Test ····· 234
3.6.3.9 Arrangement of test tubes ····· 235
3.7.1.1 Location of Test Pile(Gaduck Site) ····· 241
3.7.1.2 Geomateral Profile(Gaduck Site) ····· 242
3.7.1.3 Drawing of load testing equipment(GTP1) ····· 245
3.7.1.4 Loaction of Test pile(Incheon Site) ····· 247
3.7.1.5 Geomaterial Profile(Incheon Site) ····· 248
3.7.1.6 Instrumentation Plan(Incheon Site) ····· 250
3.7.1.7 Construction processing of Test Pile(Incheon Site) ····· 252
3.7.1.8 Drawing of load testing equipment(ITP3-1) ····· 252
3.7.1.9 Drawing of load testing equipment(ITP3-2) ····· 253
3.7.1.10 Drawing of load testing equipment(ITP3-3) ····· 253
3.7.1.11 Location of Test Pile(Yoesu Site) ····· 255
3.7.1.12 Geomateral Profile(Yoesu Site) ····· 256
3.7.1.13 Instrumentation Plan(Yoesu Site) ····· 258
3.7.1.14 Construction processing of Test Pile(Yoesu Site) ····· 260
3.7.1.15 Drawing of load testing equipment(YTP1) ····· 262
3.7.1.16 Drawing of load testing equipment(YTP2, 3) ····· 262
3.7.2.1 Curve of Cycle load - Upper displacement, Downward displacement · 264
3.7.2.2 Equivalence load - Displacement ····· 265
3.7.2.3 Unit Friction Profile ····· 266
3.7.2.4 Load Transfer ····· 267
3.7.2.5 Friction and End baring as Pile head displacement ····· 267
3.5.5.6 Average unit friction Profile ····· 268
3.7.2.7 Average unit friction Profile by Sensor location ····· 268

3.7.2.8 Average unit friction Profile by Soils classification ····· 269
3.7.2.9 f-w curves ····· 270
3.7.2.10 q-w curve ····· 271
3.7.2.11 Load-displacement curve of Pile socketed in Soft Rock(ITP3-1) ····· 273
3.7.2.12 Load-displacement curve
of Pile socketed in Weathered Rock(ITP3-2) ····· 273
3.7.2.13 Load-displacement curve
of Pile socketed in Weathered Soil(ITP3-3) ····· 274
3.7.2.14 Friction Profile of Pile socketed Soft Rock Pile(ITP3-1) ····· 275
3.7.2.15 Friction Profile of Pile socketed in Weathered Rock (ITP3-2) ····· 275
3.7.2.16 Friction Profile of Pile socketed in Weathered Soil (TP3-3) ····· 277
3.7.2.17 Load Transfer of Pile socketed in Soft Rock(ITP3-1) ····· 277
3.7.2.18 Load Transfer of Pile socketed in Weathered Rock(ITP3-2) ····· 278
3.7.2.19 Load Transfer of Pile socketed in Weathered Soil(ITP3-3) ····· 279
3.7.2.20 Average unit friction Profile
of Pile socketed in Soft Rock by Soils classification(ITP3-1) ····· 280
3.7.2.21 Average unit friction Profile of Pile socketed in Weathered
Rock by Soils classification(ITP3-2) ····· 281
3.7.2.22 Average unit friction Profile of Pile socketed in Weathered
Soil by Soils classification(ITP3-3) ····· 282
3.7.2.23 t-z Curve of Pile socketed in Soft Rock(ITP3-1) ····· 283
3.7.2.24 t-z Curve of Pile socketed in Weathered Rock(ITP3-2) ····· 284
3.7.2.25 t-z Curve of Pile socketed in Weathered Soil(ITP3-2) ····· 285
3.7.2.26 q-w Curve ····· 286
3.7.2.27 Load-displacement curve of Pile socketed in Soft Rock(YTP-1) ····· 287
3.7.2.28 Load-displacement curve of
Pile socketed in Weathered Soil(YTP-2) ····· 288
3.7.2.29 Load-displacement curve of
Pile socketed in Weathered Soil(YTP-3) ····· 288
3.7.2.30 q-w Curve(Yoesu Site) ····· 289

3.7.3.1 CLS Test result of Pile sockteed in Weathered Formation ····· 293
3.7.3.2 Protection method from softing in Pile tip soil ····· 295
3.7.3.3 Load - Displacement of Pile socketed in Weather Soil ····· 296
3.7.3.4 Grout Pressure with depth ····· 297
3.7.3.5 TCM with Pressure factor and allowable displacement ····· 298
3.7.3.6. top type of concrete materal ····· 299
3.7.3.7 Bi-direction pile load test to Pile reinforcement and none-reinforcemnt at Pile tip soil(Yoesu site) ····· 301
3.7.3.8 Sutong River Bridge site ····· 302
3.7.3.9 Main Tower Bridge ····· 302
3.7.3.10 Foundation of Sutong River Bridge ····· 302
3.7.3.11 Installation view of grout pipe at pile tip ····· 303
3.7.3.12 Geomaterial Profile and establishment location of load test equipment ····· 305
3.7.3.13 Bi-directional pile load test result of after and before post grout ····· 307
3.7.3.14 Bi-directional pile load test result of post grouted pile ····· 307
3.8.1.1 Load transfer mechanism ····· 311
3.8.1.2 Stress and strain of element of pile 말뚝요소의 응력 및 변위 ····· 313
3.8.1.3 Degree of freedom(DOF) of element of pile ····· 316
3.8.1.4 finite element net ····· 320
3.8.1.5 transformation model of soil at load transfer analysis ····· 320
3.8.1.6 Kraft, Ray and Kagawa(1981)의 f-w 곡선 ····· 323
3.8.1.7 f-w curve by Vijayvergiya ····· 324
3.8.1.8 f-w curve by Castelli ····· 325
3.8.1.9 f-w curve by Coyle and Sulaiman (1967) ····· 326
3.8.1.10 f-w curve by Briaud and Tucker (1984) ····· 328
3.8.1.11 f-w curve by Baqulin et al.(1982) ····· 329
3.8.1.12 f-w curve by Reese and O'Neill - (a) Clay layer ····· 330
3.8.1.12 f-w curve by Reese and O'Neill - (b) Sand layer ····· 330
3.8.1.13 f-w curve of API (1993) ····· 331

3.8.1.14 q-w curve by Vijayvergiya ····· 332
3.8.1.15 q-w curve by Baquelin ····· 333
3.8.1.16 q-w curve by Castelli ····· 334
3.8.1.17 q-w curve by Mosher (1984) ····· 335
3.8.1.18 Ultimate tip resistance for method of Mosher (1984) ····· 336
3.8.1.19 q-w curve by Gwizdala(1984) ····· 336
3.8.1.20 q-w curve by Briaud and Tucker (1984) ····· 338
3.8.1.21 Ultimate tip resistance for method of Mosher (1984) ····· 338
3.8.1.22 q-w curve by Coyle and Castello (1981) ····· 339
3.8.1.23 q-w curve by Baquelin et al. ····· 339
3.8.1.24 q-w curve of API (1993) ····· 340
3.8.1.25 q-w curve by Reese and O'Neill(1988) ····· 341
3.8.1.26 Computation procedure of tip resistance of pile (Nottingham & Schmertmann(1975)) ····· 346
3.8.1.27 Nature of variation of unit point resistance in a homogeneous sand ···· 348
3.8.1.28 Variation of the maximum values of $N_q^*$ with soil friction angle $\phi'$ (Meyerhof, 1976) ····· 349
3.8.1.29 Failure surface at the pile tip ····· 350
3.8.1.30 Vairation of $N_q^*$ with $L/D$(Coyle and Castello, 1981) ····· 352
3.8.1.31 Bustanante & Gianeselli (1982) method ····· 355
3.8.1.32 The value of revision factor $K$ ····· 359
3.8.1.33 $N_c$, Capacity factor (Skempton, 1951) ····· 363
3.8.1.34 Dutch method (Nottingham & Schmertmann(1975)) ····· 365
3.8.1.35 Failure surface at the pile tip ····· 367
3.8.1.36 Bustanante & Gianeselli (1982) method ····· 370
3.8.1.37 Adhesion Factor for driven pile ····· 371
3.8.1.38 Design Curves for Adhesion Factors for Piles Driven into Clay Soils after Tomlinson(1987) ····· 374
3.8.1.39 Versus OCR for Displacement Piles after Esrig and Kirby(1979) ····· 375
3.8.1.40 Variation of $\lambda$ with depth of pile(Vijayvergiya and Focht(1972)) ····· 376
3.8.1.41 Correction factor ····· 377

3.8.1.42 Variation of α (API) ····· 378
3.8.1.43 Variation of α with $c_u/\sigma_0'$ ····· 379
3.8.1.44 Section area of steel pile ····· 380
3.8.1.45 $A_i$ and $A_t$ ····· 380
3.8.1.46 Capacity factor, $K_{sp}$ ····· 384
3.8.1.47 Allowable contact pressure on jointed rock ····· 385
3.8.1.48 $N_s$, Capacity factor (Williams et al., 1980) ····· 387
3.8.1.49 Design Curve for Base Resistance (Williams et al., 1980) ····· 387
3.8.1.50 Bearing Capacity Factors for Bell's theory (Reproduced by O'Neill(1996) with Permission of Electric Power Research Institute) ····· 389
3.8.1.51 $N_{cr}$ versus S/D대 S/D (Reproduced by O'Neill(1996) with Permission of Electric Power Research Institute) ····· 390
3.8.1.52 $J$ versus Rock Discontinuity (Reproduced by O'Neill(1996) with Permission of Electric Power Research Institute) ····· 390
3.8.1.53 Allowable Unit Base and Side Resistance Value for TCP>100blows/300mm( TxDOT Geotechnical Manual, 2000 ) ····· 391
3.8.1.54 Ultimate Unit Base and Side Resistance Value for TCP>100blows/300mm( TxDOT Geotechnical Manual, 2000 ) ····· 392
3.8.1.55 Procedure for Estimating Average Unit Side Shear for Smooth Wall, Rock-Socketed Shafts (adapted from Horvath, et al.,1983) ····· 394
3.8.1.56 Curves for Estimating Average Unit Side Shear for normalized Rock-socketed shaft ····· 396
3.8.1.57 Curves for Estimating Average Unit Side Shear for Rrooved Rock-socketed shaft ····· 397
3.8.1.58 Influence Factor $I$ ( Williams et al., 1980 ) ····· 399
3.8.1.59 $Q_{be}/Q_e$( Williams et al., 1980 ) ····· 400
3.8.1.60 α versus $q_u$( Williams et al., 1980 ) ····· 402
3.8.1.61 β versus Mass Factor ( Williams et al., 1980 ) ····· 402
3.8.1.62 Design Curve for Side Resistance ( Williams et al., 1980 ) ····· 403

3.8.1.64 Empirical Correlation of Shaft Resistance with Material Strength for Large-Diameter Sockets ····· 404
3.8.1.64 Normalized Shaft Resistance versus Roughness Factor ····· 405
3.8.1.64 Definition of Geometric Terms in Equation for a Grooved Socket ····· 406
3.8.1.66 Adhesion Factor versus Normalized Shear Strength ····· 411
3.8.1.67 Factor $\alpha_q$ for Smooth Category 1 or 2 IGM's(O'Neill et al., 1996) ····· 415
3.8.1.68 Allowable Unit Base and Side Resistance Value for TCP>100 blows/300mm( TxDOT Geotechnical Manual, 2000 ) ····· 416
3.8.1.69 Ultimate Unit Base and Side Resistance Value for TCP>100 blows/300mm( TxDOT Geotechnical Manual, 2000 ) ····· 416
3.8.1.70 $\alpha_q$ versus $q_u$ for Various RQD's form Ng et al.(2001) ····· 418
3.8.2.1 Location of test piles ····· 421
3.8.2.2 Result of Boring (TP1~TP4) ····· 422
3.8.2.3 Result of Boring (TP3-2, TP3-3) ····· 424
3.8.2.4 Test pile and Geomaterial profile(TP1～TP4) ····· 425
3.8.2.5 Test pile and Geomaterial profile(TP3-2, TP3-3) ····· 427
3.8.2.6 Upward f-w curves from TP1-ST1 ····· 430
3.8.2.7 Upward f-w curves from TP1-ST2 ····· 430
3.8.2.8 Downward f-w curves from TP1-ST2 ····· 431
3.8.2.9 Upward f-w curves from TP1-ST3 ····· 431
3.8.2.10 Upward f-w curves from TP2-ST1 ····· 432
3.8.2.11 Downward f-w curves from TP2-ST2 ····· 432
3.8.2.12 Upward f-w curves from TP2-ST2 ····· 433
3.8.2.13 Upward f-w curves from TP3 ····· 433
3.8.2.14 Upward f-w curves from TP4-ST1 ····· 434
3.8.2.15 Downward f-w curves from TP4-ST2 ····· 434
3.8.2.16 Upward f-w curves from TP4-ST2 ····· 435
3.8.3.1 f-w curves of Fill layer ····· 438
3.8.3.2 f-w curves of Cay layer ····· 439
3.8.3.3 f-w curves of Weathered Soil ····· 439

3.8.3.4 f-w curves of Weathered Rock ····· 440
3.8.3.5 f-w curves of Soft Rock ····· 440
3.8.3.6 Comparison of Theoretical Friction and Measured Friction for Weathered Soil ····· 444
3.8.3.7 Comparison of Theoretical Friction and Measured Friction for Weathered Rock ····· 445
3.8.3.8 Extended Comparison of Theoretical Friction and Measured Friction for Weathered Rock ····· 446
3.8.3.9 Comparison of Theoretical Friction and Measured Friction for Soft Rock ····· 448
3.8.3.10 Normalized f-w curves for Weathered Soil ····· 449
3.8.3.11 Normalized f-w curves for Weathered Rock ····· 450
3.8.3.12 Normalized f-w curves for Soft Rock ····· 450
3.8.3.13 Normalized q-w curves with pile diameter ····· 452
3.8.4.1 f-w curves for category $W_H$ ····· 453
3.8.4.2 f-w curves for category $W_M$ ····· 454
3.8.4.3 f-w curves for category $W_L$ ····· 454
3.8.4.4 Normalized f-w curves for category $W_H$ ····· 455
3.8.4.5 Normalized f-w curves for category $W_M$ ····· 456
3.8.4.6 Normalized f-w curves for category $W_L$ ····· 456
3.8.5.1 Bi-directional pile load test and load transfer result(GTP1) ····· 458
3.8.5.2 Bi-directional pile load test and load transfer result(ITP3-2) ····· 459
3.8.5.3 Bi-directional pile load test and load transfer result(ITP3-3) ····· 459
3.8.5.4 Bi-directional pile load test and load transfer result(ITP1) ····· 460
3.8.5.5 Bi-directional pile load test and load transfer result(ITP2) ····· 460
3.8.5.6 Bi-directional pile load test and load transfer result(ITP4) ····· 460
3.8.5.7 q-z curve ····· 461
3.8.5.10 Correlation between $f_{max}$, $q_{max}$ and DCPT ····· 464
3.9.1.1 Algorism of Load Transfer Method ····· 469
3.9.1.2 Comparison of Load-settlement curves at TP1 ····· 472

3.9.1.3 Comparison of Load-settlement curves at TP2 ····· 473
3.9.1.4 Comparison of Load-settlement curves at TP3 ····· 473
3.9.1.5 Comparison of Load-settlement curves at TP4 ····· 474
3.9.2.1 Program Install Folder ····· 474
3.9.2.2 Installation program Step 1 ····· 475
3.9.2.3 Installation program Step 2 ····· 475
3.9.2.4 Installation program Step 3 ····· 475
3.9.2.5 Installation program Step 4 ····· 476
3.9.2.6 Installation program Step 5 ····· 476
3.9.2.7 Installation program Step 6 ····· 476
3.9.2.8 Shortcut Icon on Base Screen ····· 477
3.9.2.9 Intro Image of Program ····· 477
3.9.2.10 Intro Screen of Program ····· 478

# List of Table

2.1.2.1 Test qualtity of Large Diameter Cast in place Pile ····· 9
3.2.2.1. The drilling methods and the samplers ····· 21
3.4.1.1. Scale of the rock mass weathering (modified from Irfan and Dearman, 1978). ····· 43
3.4.3.1. Summary of the research items and their results. ····· 56
3.4.6.1. The major oxides composition of the weathered zones ····· 78
3.4.6.2. The weathering indices calculated form the relative major oxides composition of the weathered zone ····· 79
3.4.6.3. Matrix of correlation coefficients among the weathering indices of the weathered zone ····· 80
3.4.6.4. The classification of the weathered zone ····· 83
3.4.7.1. Physical properties of the weathered zone ····· 86
3.4.7.2. Young's modulus obtained from pressumeter test of the weathered zone in the TP 3-2 site ····· 92
3.4.7.3. Young's modulus obtained from pressumeter test of the weathered zone in the TP 3-3 site ····· 92
3.4.7.5. Cohesion and friction angle obtained from borehole shear test of the weathered zone in the TP 3-2 site ····· 95
3.4.7.6. Cohesion and friction angle obtained from borehole shear test of the weathered zone in the TP 3-3 site ····· 95
3.4.7.7. Results of the down-hole seismic test ····· 98
3.4.7.8. Test plan of the cross-hole seismic test ····· 106
3.4.7.9. The results of the cross-hole seismic section between the BH-2 and BH-3 ····· 107
3.4.7.10. The results of the cross-hole seismic section between the BH-3 and BH-4 ····· 108
3.4.7.11. The results of the cross-hole seismic section between the BH-2 and BH-4 ····· 108

3.4.7.12. The general characteristics for each class of the weathered zone ····· 111
3.4.7.13. The physical properties for each class of the weathered zone ····· 112
3.4.7.14. The mechanical properties for each class of the weathered zone ····· 113
3.5.1.1 Search method with a purpose of investigation ····· 115
3.5.2.1 TCP Data Soil Group Catergories ····· 120
3.5.4.1 Location boring in Gaduck Site ····· 126
3.5.4.2 Location boring in Incheon Site ····· 127
3.5.4.3 Location boring in Yoesu Site ····· 128
3.5.4.4 SPT result (Gaduck site) ····· 133
3.5.4.5 SPT result (Incheon site) ····· 134
3.5.4.6 SPT result (Yoesu site) ····· 135
3.5.4.7 Hammer weight and Drop hight of SPT, Deformity TCPT, DCPT ····· 135
3.5.4.8 Comparison Deformity TCPT with SPT ····· 136
3.5.4.9 Deformity TCPT of 2nd year(C type) ····· 137
3.5.4.10 DCPT result(3rd year) ····· 139
3.5.4.11 SPT vs DCPT ····· 143
3.5.4.12 Ground water(Gaduck site) ····· 145
3.5.4.13 Ground water(Incheon site) ····· 145
3.5.4.14 Ground water(Yoesu site) ····· 145
3.5.4.15 Results of picking sample ····· 146
3.5.4.16 Results of physical properties test and mechanics test(Gaduck site) 147
3.5.4.17 Results of physical properties test and mechanics test(Incheon site) 148
3.5.4.18 Results of the down-hole seismic test(Yoesu site) ····· 150
3.5.4.19 PMT result(Gaduck site) ····· 152
3.5.4.20 PMT result(Incheon site) ····· 152
3.5.4.21 PMT result(Yoesu site) ····· 153
3.5.5.1 DCPT result(Gaduck site) ····· 155
3.5.5.2 Modification result of deformity TCPT(BH-1) ····· 157
3.5.5.3 Modification result of deformity TCPT(BH-2) ····· 157
3.5.5.4 Efficiency of hammer ····· 160

3.5.5.5 Modification factor with Rod length, Sampler, Boring hoel diameter ···· 161
3.5.5.6 Modification result of SPT and DCPT(Gaduck site) ····· 162
3.5.5.7 Hammer efficiency with borig hole(Gaduck site) ····· 163
3.5.5.8 Modification result of SPT and DCPT(Incheon site) ····· 163
3.5.5.9 Hammer efficiency with borig hole(Incheon site) ····· 167
3.6.1.1 Comparison construction method of large diameter cast in place pile ·· 186
3.6.2.1 Resources table of Casing Oscillator ····· 192
3.6.2.2 measured pressure when it take out casing ····· 196
3.6.2.3 Safety investigation of Case 1 ····· 199
3.6.2.4 Safety investigation of Case 2 ····· 200
3.6.2.5 Institution construction method of cast in place pile in soft soil ····· 207
3.6.2.7 Comparison the cost of construction as construction meothod ····· 214
3.6.2.8 Variety and property of agent ····· 216
3.6.2.9 Example of mixture design ····· 216
3.6.2.10 Test result with mixture design ····· 216
3.6.3.1 Variety and developer of Bi-directional Pile load test ····· 219
3.6.3.2 Feature summary of Bi-directional Pile load test ····· 220
3.6.3.3 Arrangement of system with test method ····· 232
3.6.3.4 Property of Bi-directional Pile load test ····· 233
3.6.3.5 count of Test tube and test route qualty as circle pile size vloum ···· 234
3.6.3.6 Criteria of Korean road construction(1998) ····· 235
3.6.3.7 1st Criteria of inside defect for cast in place pile(application with test route) ····· 238
3.6.3.8 Synthesis Criteria of cast in plac현장타설 콘크리트 말뚝의 종합 판정기준 · 240
3.7.1.1 Resources of test pile(Gaduck site) ····· 243
3.7.1.2 Resources of load test equipments(Gaduck site) ····· 245
3.7.1.3 Cyclic loading table(Gaduck site) ····· 246
3.7.1.4 Stratum thickness with boring hoel and field test result summary(Gaduck site) ····· 248

3.7.1.5 Resources of test pile(Incheon site) ····· 249
3.7.1.6 Resources of load test equipments(Incheon site) ····· 252
3.7.1.7. Cyclic loading table(Incheon site) ····· 254
3.7.1.8 Stratum thickness with boring hoel and field test result summary(Incheon site) ····· 257
3.7.1.9 Resources of test pile(Yoesu site) ····· 257
3.7.1.10 Resources of load test equipments(Yoesu site) ····· 261
3.7.1.11 Cyclic loading table(Yoesu site) ····· 263
3.7.2.1 Analysis of Equivalence load - displacement ····· 266
3.7.3.1 Construction of Pile socketed in weathered Soil and measurement of slime quantity ····· 300
3.8.1.1 내부마찰각()과 지지력계수()의 관계(NAVFAC DM 7-2, 1982) ····· 343
3.8.1.1 $\phi$ versus $N_q$ (NAVFAC DM 7-2, 1982) ····· 343
3.8.1.2 Recommended value of $q_p$ (Reese & O'Neill, 1988) ····· 345
3.8.1.3 Range of $N_q$ ····· 347
3.8.1.4 Capacity Factor of Janbu ····· 351
3.8.1.5 $K_s$, Soil pressure factor for Estimating Side Resistance of Pile ····· 356
3.8.1.6 Surface of Pile versus friction angle of soil, $\delta$ (Aas. 1966) ····· 357
3.8.1.7 Range of factor $\beta$ ····· 360
3.8.1.8 $R_1$ versus $c_u$ ····· 366
3.8.1.9 Capacity Factor of Janbu ····· 367
3.8.1.10 Recommended values of $\alpha$ and $f_{si}$ (Reese & O'Neill, 1988) ····· 373
3.8.1.11 Values of Coefficient $N_{ms}$ for Estimation of the Ultimate Capacity of Footings on Broken or Jointed Rock (Hoek, 1983) ····· 381
3.8.1.12 Description of Rock Type ····· 381
3.8.1.13 Range of Unconfined Shear Strength with Rock Types ····· 382
3.8.1.14 $K_b$ versus Depth/Diameter ····· 383
3.8.1.15 Range of Unconfined Shear Strength with Rock Types ····· 394
3.8.1.16 Roughness Classification for Sockets in Rock (Pells et al., 1980) ····· 408
3.8.1.17 $f_{max}$ for Limestone Used for Foundation Design

(Castelli and Fan, 2002) ····· 418
3.8.2.1 Summary of thickness of soil layer and result of boring ····· 428
3.8.2.2 Index of Test Pile ····· 429
3.8.2.3 Results of Loading Test and Data of Boring ····· 436
3.8.3.1 Basis of Classification Soil Layers ····· 437
3.8.3.2 Used Method for Estimating Ultimate Capacity for Comparison ····· 441
3.8.5.1 Pile foundation of Incheon Bridge Conjunction Road(2nd area) ····· 466
3.8.5.2 Design using with DCPTR of Pile foundation ····· 467
3.9.1.1 Load Transfer Functions for Existing Classification
3.9.1.2 Method for Estimating Ultimate Capacity for Existing Classification ··· 471
3.9.1.3 Load Transfer Functions for New Classification ····· 471
4.1.1.1 The degree of achievement and effect for engineering geology ····· 488
4.1.2.1 The degree of achievement and effect for the sampling
method undisturbed stiff clay ····· 489
4.1.4.1 The degree of achievement and effect for
the geotechnical investigation of the weathered zone ····· 490
4.1.5.1 The degree of achievement and effect for the development of
construction techinc and sensory evaluation techinc for
long cast-in-place concrete piles ····· 491
4.1.6.1 The degree of achievement and effect for the development of construction
method for piles socketed in weathered formation ····· 492
4.1.7.1 The degree of achievement and effect for the development of design
technique method for piles socketed in weathered formation ····· 493
4.1.8.1 The degree of achievement and effect for the development of design
program method for piles socketed in weathered formation ····· 493

# 제 1장 서 론

## 제 1절 연구개발의 필요성

우리나라 대심도 연약지반의 지층구조는 일반적으로 그림 1.1.1.1과 같은 경향을 나타내는 경우가 많다. 즉, 상부로부터 연약 점성토가 깊게 분포하고 그 아래에 순차적으로 굳은 점성토층이나 촘촘한 사질토층, 자갈층, 풍화토층, 풍화암층, 연암층이 분포하게 된다. 여기서, 연약 점성토층과 연암층 사이에 존재하는 지층들이 IGM(Intermediate Geo-Materials)지반에 속한다고 볼 수 있다.

그림 1.1.1.1에서와 같이 대심도 연약지반에서 연암을 지지층으로 할 경우 초장대 말뚝을 시공할 수 밖에 없다. 만약, IGM 지반을 지지층으로 한다면 말뚝의 지지층을 어디로 할 것인가 하는 심각한 고민에 빠질 수 있다. 또한, IGM 소켓 장대 말뚝의 경우 IGM 지반에 근입된 말뚝 주면부가 깊어지게 되는데 이 부분의 주면마찰력을 어떻게 예측하여 활용할 것인가 하는 것도 큰 관심사로 대두될 것이다.

초장대말뚝의 경우 말뚝하단부에서 상당한 길이의 말뚝 주면부가 IGM (Intermediate Geo-Materials) 지반내에 위치하게 되는데, 이 때 IGM 지반은 암반에 비해 강관말뚝의 항타관입과 현장타설말뚝을 위한 천공작업이 수월한 지층인 반면, IGM 지층의 주면마찰력은 암반에 근접할 정도로 큰 특성을 보이고 있다. 그러나, 기존의 주요 설계기준들은 토사와 암반의 중간특성을 가진 지반(즉, IGM지반)에 대한 구체적인 설계 방법의 제시가 없어서 IGM의 높은 주면저항력을 고려하지 못해 실측치에 비해 말뚝기초의 지지력을 과소평가하고 있는 실정이다.

본 연구에서는 대심도 연약지반에서 경제적이고 합리적인 말뚝기초의 설계 및 시공을 위하여 체계적인 지반조사법의 도입과 평가를 통하여 말뚝기초의 지지심도를 공간적으로 결정하며, 최종적으로 말뚝기초에 대한 현장실험을 통하여 지지심도를 확인하는 기술을 확립하고 연암층을 말뚝의 지지층으로 채택하는 기존의 관행을 벗어나 IGM(Intermediate Geo-materials) 지반조건에 포함되는 국내의 풍화토와 풍화암인 풍화대를 지지층으로 하는 경제적인 장대말뚝기초기술을 실용화하고자 한다.

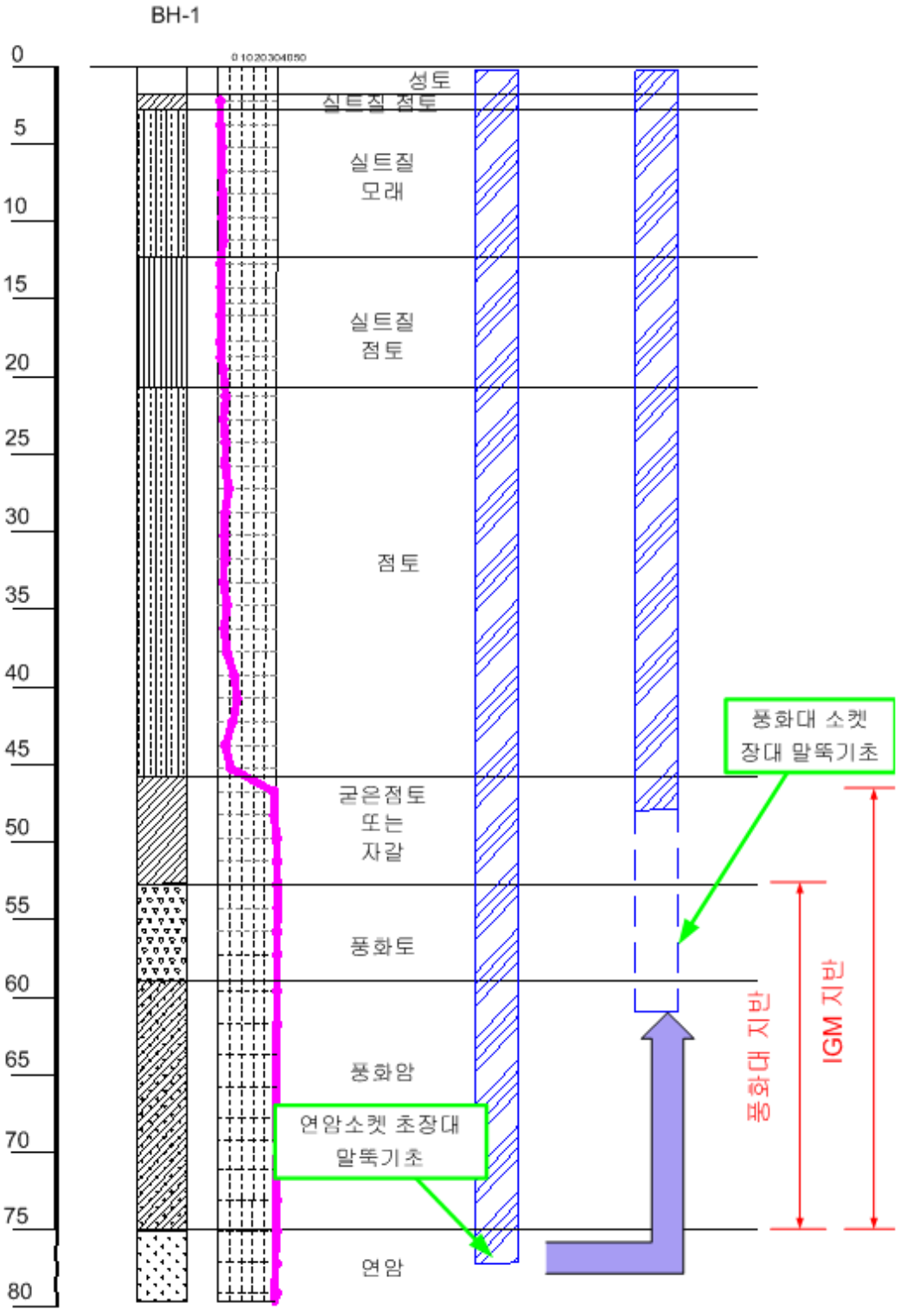



그림 1.1.1.1 대심도 연약지반의 지층구조의 예

## 제 2절 연구개발의 중요성

### 1. 기술적 측면

지반의 과소평가는 공사비의 증가로 이어지는 것은 당연한 결과이다. 연약지반에서 말뚝기초를 설계할 경우에 단지 시추조사 결과를 이용하여 연암층을 확인하며, 이 층 내에 말뚝기초를 소켓시키는 것이 국내의 관행이다. 또한 연암층에 대하여 단지 표준관입시험자료(SPT N치)에 근거하여 지지력을 추정하여 과다한 설계를 수행하고 있는 것이 일반적이다.

일반적으로 국내의 대심도 연약지반은 퇴적환경에 따라 퇴적특성이 상이하다. 기반암 위에 육성퇴적층인 자갈 및 모래가 분포하고 있으며, 그 위로 굳은 해성 점성토와 연약 점성토가 존재하고 있고 때때로 두 점성토 사이에 모래층이 발견되기도 한다. 만약 일반적인 설계에서와 같이 말뚝의 지지층으로 굳이 연암층을 채택한다면, 엄청난 공사비의 낭비는 물론 시공과정에서 자갈층을 관입하기 위한 어려움과 시공의 불확실성도 뒤따르게 될 것이다.

따라서 말뚝의 지지층을 IGM(Intermediate Geo-materials) 지반으로 고려할 필요가 있다. 이의 실행을 위하여 체계적인 지반조사법의 제안 및 말뚝재하시험에 의한 지지능력의 확인이 대단히 중요하다. 특히, 연암층을 지지층으로 한 선단지지말뚝의 설계가 경제적인 손실뿐만 아니라 기술적인 답보상태를 이어가는 반면 본 실용화 기술개발은 다양하고 체계적인 접근을 통하여 설계 및 시공을 수행할 수 있음에 따라 기술적인 측면에서 현격한 발전을 가져올 수 있다.

결과적으로, 3차년도에 주로 수행한 풍화대에 대한 정성적 및 정량적인 평가는 본 기술의 실용화를 위하여 특히 중요한 사항이다. 특히 본 조사가 이루어지고 있는 인천지역에서의 풍화대는 편마암으로 구성되어 있는데, 국내·외에서도 이에 대한 연구 성과가 매우 드물기 때문이다(Rocha-Filho et al., 1985). 이 풍화대의 특성규명은 학술적으로 대단히 가치가 있으며, 설계용 지반정수도표를 작성하는 것은 기술적 및 실용적 측면에서 더욱더 의미가 있다.

국내의 현장타설말뚝의 시공기술 및 품질검사 기술의 검토에 의하여 말뚝시공 및 설계 기술자들의 기술력이 한층 증대 될 것이다.

풍화대 지반의 말뚝기초의 설계인자를 제시할 수 있는 DCPT 지반조사기술과

현장시험을 통해 확인되어 제시된 국내 특정 풍화대 지반의 하중전이기구를 이용한 설계기술 및 설계프로그램의 개발을 통하여 말뚝기초의 설계기술의 발전을 도모 할 수 있을 것이다.

### 2. 경제적 측면

말뚝기초를 연암층에 소켓시키고 있는 현행 설계법을 개선하여 IGM 지반 내에 지지시킬 경우에 경제적으로 엄청난 공사비를 절약할 수 있을 것으로 추산된다. 또한 지지층에 대한 신뢰 있는 지지력을 제공할 수 있음에 따라 말뚝기초에 대한 신뢰성도 확보할 수 있다.

### 3. 산업적인 측면

현행의 설계법에서 채택되고 있는 시추조사와는 달리 체계적인 지질 및 지반조사를 위하여 각종 조사 및 실험이 추가로 요구되므로 이에 따른 기술 및 관련 산업에서의 활로를 모색할 수 있다. 또한 말뚝의 시공, 설계 및 품질관리 시험을 위하여 관련분야에서의 산업이 활기를 띌 것으로 추정된다. 따라서 기술의 발전에 따라 관련산업 분야의 발전을 가져올 수 있다는 관점에서 중요하다.

IGM 지반에서의 지지력 증대를 위하여 선단부 확대형 말뚝기초, 그라우팅 공법 등과 같이 지지력 증대를 위한 각종 말뚝공법의 개발 또는 실용화로 이어지는 발전을 기대할 수 있어서 산업적인 측면에서도 본 과업은 중요한 의미를 지니고 있다.

## 제 3절 연구범위

### 1. 토목지질

대심도 연약지반에서의 토목지질 조사법의 정립 및 실용화 기술을 개발하고 우리나라의 대표적인 대심도 연약지반이 분포하는 낙동강 하구지역을 대상으로 공간적인 토목지질에 대한 기초적인 작업을 수행하였다.

## 2. 굳은 점토에 대한 불교란 시료채취기술의 개발

국내에서 통용되는 수압식 피스톤 샘플러와 일본에서 주로 사용되고 있는 연결관식(Rod-extension type) 샘플러에 의한 시도 및 기술을 제안하고자 한다. 굳은점토의 불교란 시료채취에 적합한 시료채취관을 개발하고 채취된 불교란 시료에 대한 교란도를 검증한다. 교란도의 검증은 채취관 길이에 따른 함수비의 변화, 압밀실험에 의한 교란도의 변화 및 코아튜브에 의한 수압의 영향 등이다. 최종적으로 굳은 점토의 시료채취기술을 실용화하였다.

## 3. 연약점토의 장기침하 특성

대심도 연약지반의 장기침하 특성으로서 수평 및 수직배수 압밀시험에 의한 압밀특성, 수평 및 수직배수 압밀시험에 의한 2차 압축 특성을 분석하고, 크리프(Creep)시험에 의한 장기침하 특성을 위한 기술을 개발하고자 하였다.

## 4. 특정한 풍화대 지반의 평가기술

인천 지역의 편마암 풍화대 지반에 대한 평가기술 개발로서 풍화대 지반의 지질학적, 지질공학적 특성과 공학적 특성과의 상관성을 규명하고, 이를 기초로 풍화대 지반을 공학적으로 분류하고 각 분류별 지반정수를 규명하였다.

## 5. 풍화대 지반조사기술 개발

국내에 적용가능한 지반조사기술을 검토하여 한국형타격콘관입시험(DCPT)을 개발하였으며, 대상현장에 대한 지반조사 및 자료를 수집하고, 한국형타격콘관입시험을 수행하였다. 그리고, 이들 자료에 대한 비교 및 분석을 수행하였다.

## 6. 장대현장타설말뚝의 시공기술 및 품질검사 기술 개발

국내 현장타설말뚝의 시공기술을 검토하며, 일반적인 시공 시 문제점을 분석하여 이에 대한 대처방안을 정리하였다. 현행 국내 현장타설말뚝의 품질을 평가하는 재하시험과 건전도검사기술을 검토하여, 건전도시험 시 기존 평가기준의 문제점들을 보완한 기준을 제시하였다.

## 7. 풍화대 소켓 현장타설말뚝 기술개발

3차년도에 걸쳐 총 5개의 시험말뚝을 시공 및 재하시험을 수행하였다. 이중 1차년도에는 장대말뚝을 시험시공하였으며, 2차년도에는 풍화토 소켓 말뚝과 풍화암 소켓 말뚝을 시공하였다. 그리고, 3차년도에는 2개의 풍화토 소켓 말뚝을 시공하여 팽이형 콘크리트 부재를 이용한 선단지지력 증대방법의 효과를 검증하였다. 시험시공과정과 재하시험의 결과를 종합적으로 분석하여 풍화대 지반에 적용가능한 말뚝선단의 지지력 증대 방법을 제시하였다.

## 8. 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 설계기술

풍화대 소켓 현장타설말뚝에 대한 실용화 설계기술 개발에서는 기초 설계법의 적용상 문제점을 도출하고 현장시험 결과를 분석하여 풍화대의 지지력 특성을 파악하여 국내 풍화대 지반의 하중전이기구를 제안하였으며, 풍화대 지반에 적용하기 위하여 개발된 한국형타격콘관입시험(DCPT)결과 및 말뚝재하시험의 결과를 분석하여 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 설계도표를 작성하였다.

## 9. 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 설계를 위한 전산프로그램 개발

국내 풍화대 지반에 대하여 제안된 하중전이기구 및 설계기술을 도입하여 실용화 프로그램의 기초를 만들어 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 설계 전산프로그램을 개발하였다.

# 제 2장 국내·외 기술개발 현황

## 제 1절 국내기술동향

### 1. 연약지반의 특성화 연구

#### 가. 대심도 연약지반의 토목지질

21세기에 들어서부터 본 연구팀에 의하여 연약점토지반에 대한 토목지질조사를 통하여 퇴적환경을 규명하며, 퇴적환경과 토질특성 사이의 관련성에 대한 연구가 상당한 수준에 도달되어 있다. 그러나 삼각주 지역에서와 같이 공간적으로 지질특성이 심하게 변하는 곳에 대한 자료가 아직까지 정립되지 못하여 필요한 현장마다 일일이 지질조사를 수행하여야만 특정한 결과를 얻을 수 있는 실정이다.

#### 나. 굳은 점토에 대한 불교란 시료채취

2004년도에 본 연구팀에 굳은 점토의 시료채취가 국내에서 처음으로 시도되었으나 시료교란의 문제 때문에 양호한 결과를 얻지 못한 실정에 있다. 이 외에는 전혀 결과가 없는 실정이어서 굳은 점토가 침하하지 않는 것으로만 가정하고 있는 실정이다.

### 2. 풍화대 소켓 말뚝기초

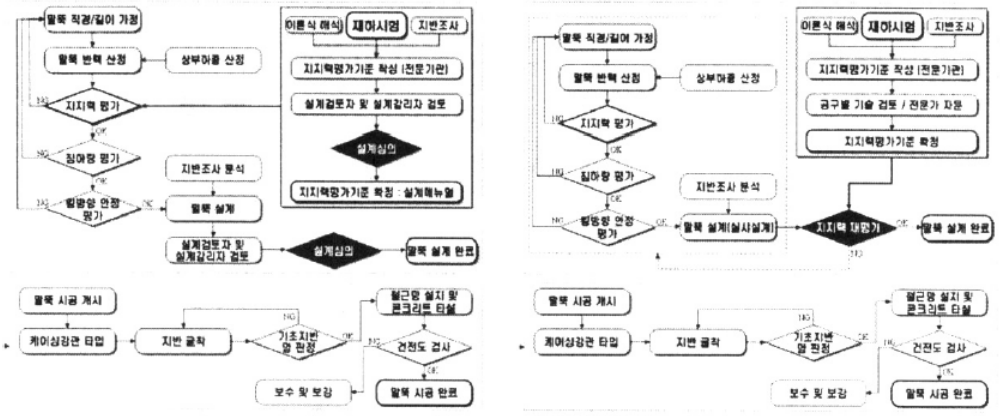
국내의 대구경 현장타설콘크리트말뚝의 시공공법은 주로 올케이싱공법과 R.C.D.공법이 적용되며, 대부분 국내 현장에서는 대구경 현장타설콘크리트말뚝의 시공시 올케이싱공법과 R.C.D공법을 병행한다. 즉, 상부의 토사층은 올케이싱공법을 이용하여 공벽을 유지하며 해머그랩(Hammer grab) 또는 어쓰드릴(Earth drill)로 토사를 굴착하고 풍화암, 또는 연암은 RCD공법으로 공내의 수위를 유지하며 RCD 장비를 투입하여 굴착하고 있다.

말뚝의 시공 시 콘크리트를 타설하고 케이싱 인발 시 공벽의 붕괴우려가 있

는 현장에서는 희생주름관 또는 희생강관을 이용하여 말뚝을 시공하고 있다. 또한, 콘크리트 타설초기에 재료분리현상을 막기위하여 수중불분리용 콘크리트를 초기에 타설하고 이후 일반 콘크리트를 타설하여 말뚝의 건전성을 확보하여 시공하고 있다.

최근 구조물이 대형화됨에 따라 대구경 현장타설말뚝의 사용이 증가하고 있으며, 기존의 대구경 현장타설말뚝에 대한 설계는 암반에 소켓되도록 하고 있었다. 그러나, 최근 시공중인 여수우회도로 제2돌산 대교 현장(풍화암 소켓 말뚝), 명지대교 건설공사 현장(자갈층 소켓 말뚝) 등은 IGM 지반에 설계되어 시공되고 있다. 단, 이들 현장은 설계초기 또는 시공초기에 말뚝의 선단지지력과 마찰력의 확인을 위하여 재하시험을 실시하고 이를 다시 설계에 반영하여 말뚝기초를 재설계하고 있다.

조성민 등(2006)의 연구에서는 현장타설말뚝의 설계 및 시공절차와 재하시험의 관계를 그림 2.1.2.1과 같이 나타내었다.




(a) 민자구간 (b) 국고구간

그림 2.1.2.1 인천대교 현장타설말뚝의 설계 및 시공절차와 재하시험의 관계(조성민 등, 2006)

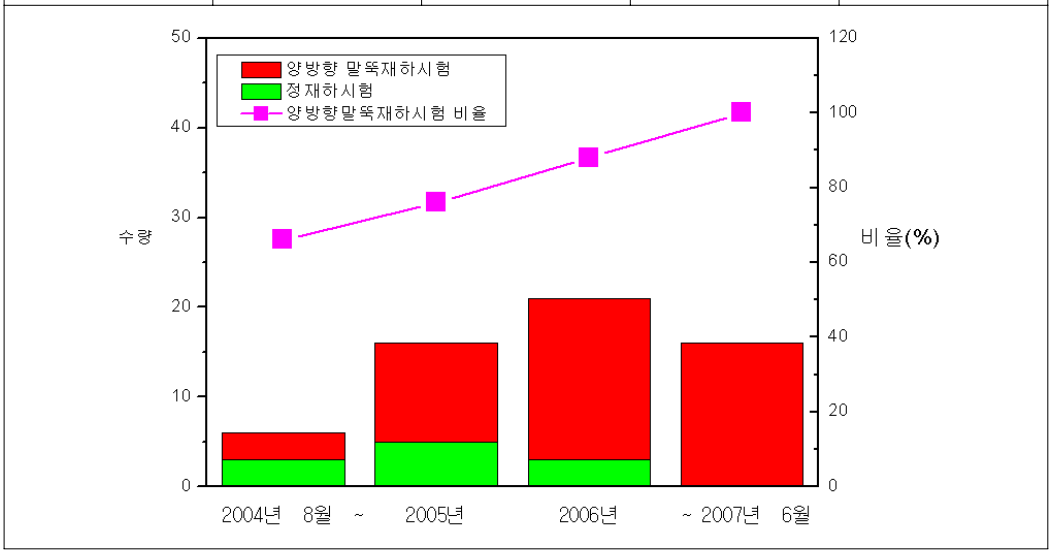
이는 국내 도로교설계기준(2000)의 개정 이후 경제적인 말뚝기초의 설계단계가 정립되고 있음을 보여주고 있으며, 그 근거로 일부 재하시험 관련 업체(백경지엔씨, 한국양방향말뚝재하시험협회)의 국내에서 수행된 대구경 현장타설말뚝의 시험사례를 본 과업이 수행되는 시점에서부터 2007년 6월 경까지의 수

량을 조사하였다(표 2.1.2.1 참조).

표 2.1.2.1에서와 같이 대구경 현장타설말뚝에서 2005년도 보다 2006년에 약 14%의 재하시험 수량이 증가하였으며, 올해 2007년 6월 상반기에 수행된 재하시험은 16회로 2006년의 67% 정도를 수행하였다. 2007년에는 2006년에 비해 20%이상의 시험수량이 증가할 것으로 예상된다. 또한, 양방향 말뚝재하시험의 증가 비율은 2004년의 9개의 시험말뚝에서 6개의 양방향 말뚝재하시험이 수행되어 66%의 비율로 나타났으나, 2007년 6월까지의 말뚝재하시험은 100% 양방향 말뚝재하시험으로 수행되었다.

표 2.1.2.1 대구경 현장타설말뚝의 시험수량

| 수행년도 | 재하시험 수량 | 양방향말뚝 재하시험(ea) | 정재하시험 | 양방향말뚝재하시험의 비율 |
|---|---|---|---|---|
| 2004년 8월 ~ | 9 | 6 | 3 | 66 |
| 2005년 | 21 | 16 | 5 | 76 |
| 2006년 | 24 | 21 | 3 | 88 |
| ~2007년 6월 | 16 | 16 | | 100 |




양방향 말뚝재하시험의 비율이 증가하는 것은 구조물이 대형화되면서 대구경 현장타설말뚝의 본당 지지하중이 증가하고 이를 검증하기 위하여 대용량의 재하시스템이 필요하게 되고, 재하용량이 증가할수록 더욱더 경제적인 양방향 말뚝재하시험의 수행비율이 높아지는 것으로 판단된다.

## 3. 풍화대 지반 조사기술

경제적 설계와 시공을 위하여 대형구조물 기초를 신선한 암이 아닌 IGM(Inermediate Geomaterial)에 설계 및 시공되는 사례가 나타나고 있으나 IGM에 포함될 수 있는 국내의 풍화대(풍화토, 풍화암)지반에 대한 신뢰할 수 있는 지반조사 방법이 제시되지 못하고 있다. 이러한 상황에서 이종규와 장서만(2003)의 연구에서 공내재하시험을 통하여 풍화암의 내부마찰각 및 점착력 등의 강도정수를 결정하는 연구가 수행되었으며, 정은용 등(1998)의 연구에서는 다운홀탐사(down-hole techique), 크로스홀 탐사(cross-hole technique)을 통한 풍화대 지반의 토질상수 산정과 이를 이용한 탄·소성해석의 결과 및 지하굴착 시 실제거동을 비교 연구하였다. 이러한 연구를 통하여 풍화대 지반의 강도특성을 제시하기는 하였으나 일반적인 적용성은 제시하지 못하는 상황이다.

일반적으로 적용할 수 있는 원위치시험들을 풍화대 지반에 적용하였을 때 나타날 수 있는 문제점들은 다음과 같다.

- SPT : 관입곤란
- CPT : 관입반력 부족으로 인한 적용불가
- PMT : 시험공의 과다 굴착에 의한 시험 곤란
- BST : 시추공의 공벽이완으로 인한 과소평가
- CSL : 간접적인 추정법 적용. P파 및 S파의 속도, 동탄성계수, 동체적계수, 동전단계수 측정

따라서, 말뚝기초의 설계단계에서 풍화대 지반의 지반특성치를 확인할 수 있는 새로운 조사기술이 제시되어야 할 것이다.

## 제 2 절 국외기술동향

### 1. 연약지반의 특성화 연구

#### 가. 대심도 연약지반의 토목지질

연약지반이 폭넓게 분포하고 있는 대표적인 국가 및 도시를 중심으로 다양한 토질 및 토목지질학적 연구가 수행되고 있다. 대표적으로 아래의 두 지역에서 수행되고 있는 사례를 살펴보면 다음과 같다.

세계에서 가장 체계적으로 토목지질을 잘 나타내어 데이터베이스(Data Base)를 갖추고 있는 곳은 일본의 오사카만으로 들 수 있다(오사카만 지반정보 및 연구협의회, 2002). 이곳은 각종 공사 시 수행되었던 지반조사 및 지질조사 결과를 매년 보완하여 관련 기관 및 기술자에게 중요한 정보를 제공하고 있다.

미국 미시시피강 하구의 New Orleans시에서는 말뚝의 효과적인 설계를 위하여 격자형으로 지반조사를 실시하여 토목지질을 규명하는 등의 방법으로 기초설계를 위한 중요한 정보를 공유하고 있다(Blessey, 1976).

#### 나. 굳은 점토의 불교란 시료채취기술

일본에서는 최근에 Kansai 공항의 침하 때문에 굳은 점토에 대한 시료채취 및 압밀특성의 규명에 대한 연구가 활발히 수행되고 있다. 이러한 경우 통상적인 연결관식(Rod-extension type) 샘플러와는 달리 오히려 수압식 샘플러가 사용되고 있다.

### 2. 말뚝기초

현장타설말뚝의 경우 공벽유지를 위한 습식공법(Wet method)으로 시공하고 있다. 또한 설계에는 IGM에 대한 정의 및 분류가 있으며, IGM에 대해  주면부의 거칠기나 강도, 점성과 비점성의 지반조건, 접촉면의 교란도, 콘크리트의 슬럼프 및 타설속도, 말뚝의 형상 및 근입길이 등의 복잡한 변수들을 고려할 수 있게 되었으며 이러한 연구는 오닐(O′neill) 교수의 연구결과를 토대로 설계

법이 제안됭기도 하였다(1995, 1999).

Americo L. Fernandez(2007)의 연구에서 말뚝선단이 연약한 지반에서 말뚝선단의 지지력을 증가 시키기 위하여 PGDS(Post-grouted drilled shafts)을 이용하여 말뚝의 지지력을 증가 시킨 사례에 대해 연구되었으며, 이와 유사한 사례로 말뚝선단면에 U형 그라우트 관을 설치하여 말뚝 시공 후 그라우팅을 함으로서 말뚝선단 및 주면마찰력을 증가시킬 때 증대된 선단지지력의 예측방법에 대하여 연구되었다(Gray Mullins etc., 2006).

## 3. 풍화대 지반조사기술

코아의 회수가 불량한 IGM지반에 대한 지반조사기술로 텍사스 도로국에서는 TCPT를 제안하여 말뚝기초의 설계인자를 제시하였다. 그러나, Nam(2004)의 연구에 의해 현행 TxDOT의 설계도표가 단위주면마찰력의 경우 과대평가되고 있으며, 단위선단지지력은 타격관입지수에 따라 과소 및 과대평가 되고 있는 것을 확인하였다.

## 4. IGM 지반

IGM이나 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력은 굴착면의 거칠기나 교란정도, 말뚝의 형상 및 근입길이, 강도, 변형특성 등에 따라 크게 영향을 받는 것으로 알려져 있다. 따라서, 토사지반으로 설계할 경우 이러한 요소들을 다각적으로 적용할 수 없으므로 큰 주면마찰력을 발휘하는 IGM의 지지력 특성을 반영하지 못한 보수적인 설계가 이루어져왔다(FHWA, 1998, 1996). IGM에 관한 FHWA의 연구보고서(1996)와 FHWA(1999)에서는 IGM에 대한 주면부 거칠기나 강도, 점성과 비점성의 지반조건, 접촉면의 교란도, 콘크리트의 슬럼프 및 타설속도, 말뚝의 형상 및 근입길이 등을 고려할 수 있도록 제안되었다.

## 제 3절 기술동향 분석 결론

### 1. 대심도 연약 및 IGM 지반에 대한 지질조사법의 실용화 기술

대심도 연약지반에 대한 실용화 기술은 국내에서 단연 독보적인 기술이며, 토목지질의 데이타베이스(Data Base)를 통한 낙동강 하구지역에서의 지질도 작성은 국내에서 처음으로 시도되고 있으나, 아직 기초적인 수준에 머물러 있다. 후자를 위하여 향후 지속적인 투자와 노력이 요구되고 있다.

### 2. 굳은 점토의 불교란 시료채취기술

국내에서 처음으로 시도되는 기술이이지만 일본에서는 굳은 점토의 불교란 시료채취가 수압식에 의하여 가능하였다. 그러나 국내 시추기의 파워가 충분하지 못하여 수압식으로는 성공할 수 없었으나 오히려 연결관식 샘플러(Rod-extension type sampler)에 의하여 가능하였다.

### 3. 특정한 풍화대 지반의 평가기술

풍화특성을 기초로 하여 전체 암반에 대한 지질학적, 공학적 특성 연구는 지역적으로 또는 특정 지반을 대상으로 수행되었지만, 풍화대 지반 자체를 대상으로 보다 정교하고 설계를 위한 정량적인 평가 연구는 전무한 실정이나, 국외의 경우 IGM 지반이라고 하는 특수 암반에 대한 연구는 Texas 지역을 중심으로 활기찬 연구성과가 있으며 조사법, 암반특성 및 설계도표 등이 존재한다. 그러나 미국을 중심으로 연구되고 있는 IGM지반은 암반의 신선도는 높지만 강도 및 변형계수는 극히 좋지 못한 특징을 나타내는 것으로서, 국내의 지반 상황과는 상이하다. 일본에서는 비교적 일찍 주로 화강암질 암반의 풍화대를 대상으로 공학적 분류 및 정량화가 시도되어 적용되고 있다.

### 4. 말뚝기초의 시공기술

국내의 경우 연암층이 아닌 풍화대에 소켓시키는 장대말뚝은 말뚝의 선단지지력을 매우 작게 평가하거나, 풍화대에 말뚝선단이 지지할 경우 일반적으로 말뚝선단 지반에 대해 그라우트를 실시하지만, 그라우트에 의한 말뚝선단 지지력의

증대효과에 대한 명확한 근거자료가 없어서 증가된 설계 지지력을 검토 및 적용하지 못하고 있는 실정이다. 그러나, 국외의 경우 말뚝선단지지력이 부족한 경우 선단을 그라우트하여 설계지지력의 증대된 부분을 설계에 적용하는 방법이 검토되어 경제적인 시공 및 설계를 이루고 있다.

## 5. 풍화대 지반조사 기술

텍사스주에서 사용되는 TCPT를 통한 설계도표가 과대평가 됨에 따라 수정보완 되고 있는 시점에서 국내에 TCPT의 설계도표를 국내지반에 그대로 적용하는 것은 곤란하며, 국내 지반조사 장비가 TCPT 장비와 상이하여 국내실정에 맞는 시험장비와 설계도표가 제시되어야 할 것이다.

# 제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과

## 제 1 절 토목지질 조사기술 및 실용화

### 1. 접근방법

대심도 연약지반의 토목지질 조사기술은 본 연구팀에 의하여 2000년도부터 제안 및 시도되었던 여러 종류의 방법과 추가적인 방법을 낙동강 하구 일원의 여러 현장에 적용하였다. 연구방법으로는 연속적으로 불교란 시료채취된 시료에 대하여 퇴적상 분석, 간극수 지구화학적 분석, 유공충 분석, 토양학적 분석, 연대측정, 원소분석 등을 통하여 퇴적물의 퇴적환경을 규명하였다. 이렇게 조사된 결과와 CPTU 및 염분도 결과 사이의 비교를 통하여 퇴적환경을 대비할 수 있는 방법을 제안하였다. 이러한 지질조사 자료를 종합하여 낙동강 하구지역의 지질특성의 공간적 변화를 규명할 수 있는 Data Base의 구축과 지도 제작을 시도하였다.

### 2. 연구내용

#### 가. 특정지역에 대한 퇴적학적 특성 및 실용화

낙동강 하구 일원에 대해서는 본 연구팀에 의하여 수많은 연구가 수행되었으나 최근에 수행된 연구결과의 대표적인 일례를 나타내면 다음과 같다 (류춘길 등, 2005). 그림 3.1.2.1은 퇴적상 분석을 위한 사진 및 Radiograph를 나타내고 있으며, 그림 3.1.2.2는 유공충 분석결과를 보여주고 있다. 그림 3.1.2.3은 연대측정(AMS 14C)결과와 함께 퇴적환경 및 층상을 나타내는 사례를 보여주고 있다. 그리고 그림 3.1.2.4는 CPTU결과와 함수비(또는 염분도)를 전자에서 수행된 퇴적환경 사이의 비교를 통하여 간단히 전자의 두 결과에만 근거하더라도 퇴적환경의 변화를 효과적으로 수행할 수 있다는 실례를 나타내고 있다.

#### 나. 공간적 지질특성 및 Data Base

낙동강 유역에서 공간적인 지질특성을 위한 시도는 부산 신항만 북항 지역에서 시도되었다 (Chung et al, 2005). 그림 3.1.2.5는 한 단면에 대한 수평학적 지질특성을 보여주고 있다. '내 대륙봉'에 속하는 지역이지만 '하부 점성토'에서는 다

양한 퇴적환경을 나타내고 있음을 알 수 있다.

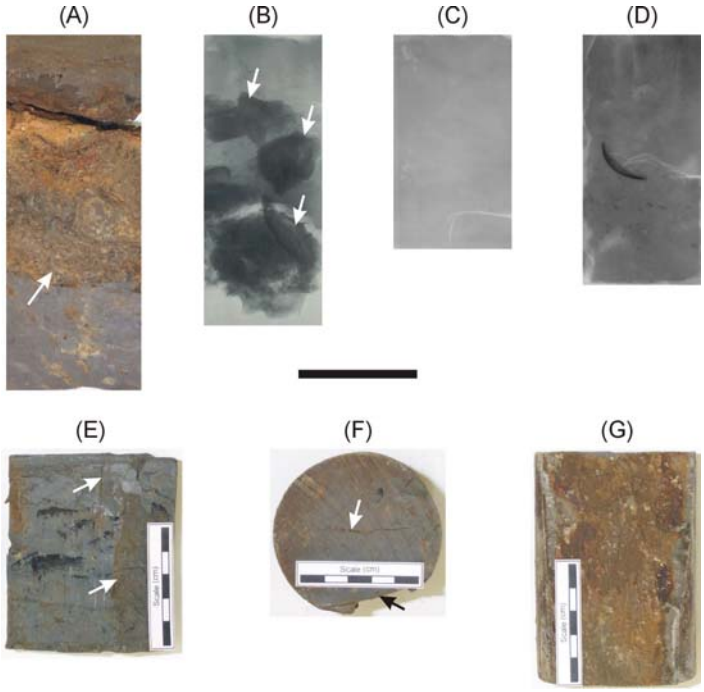



그림 3.1.2.1. 퇴적상 분석을 위한 시추코어 사진 및 연 X-선 사진.

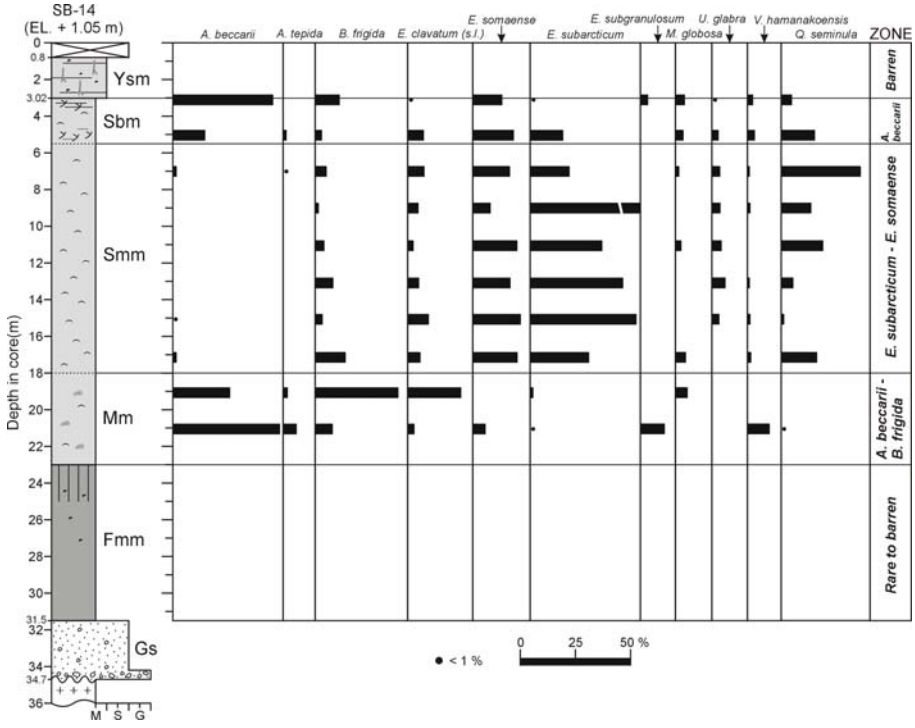



그림 3.1.2.2. 유공충 분석결과.

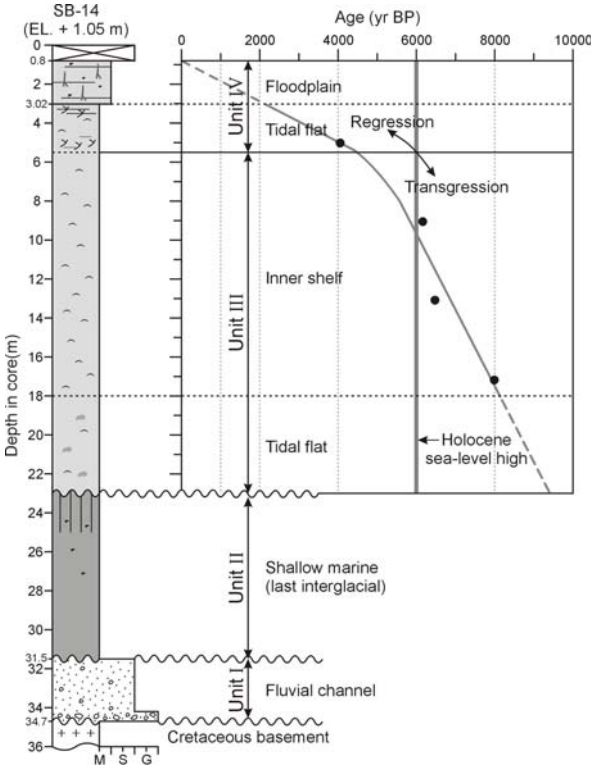



그림 3.1.2.3. 퇴적곡선과 퇴적환경과의 관계.

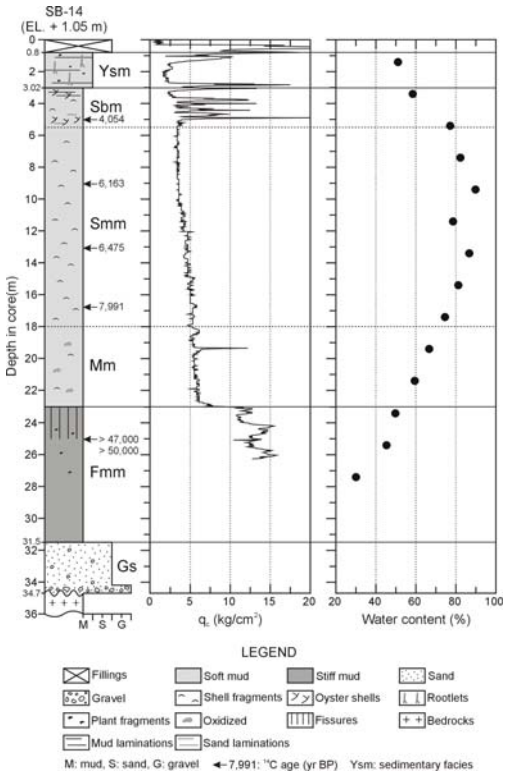



그림 3.1.2.4. CPTU, 함수비 및 퇴적환경의 대비.

낙동강 하구지역의 공간적 퇴적환경을 규명하기 위하여 일차적인 분석으로 해저 지형 자료를 보면, 삼각주 전면(delta front)과 전삼각주(pro-delta)는 외해로 갈수록 남동 방향으로 약간 휘어지며 발달하는 양상을 보이고 삼각주의 서쪽 지역은 삼각주로 유입되는 소하천들에 의한 저평한 범람원이 발달하는 지역으로서 동쪽 경계에 비해 매우 복잡한 지형적 특징을 보인다(그림 3.1.2.6). 삼각주 주변에는 중생대 백악기 기반암으로서 경상누층군에 해당하는 퇴적암류, 화산암류 및 화강암류가 산계를 형성하며 에워싸고 있다.

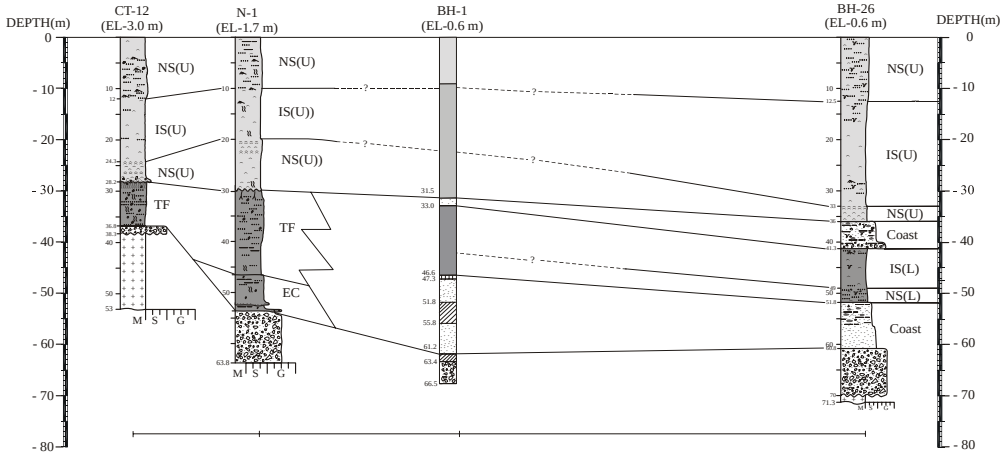



그림 3.1.2.5. 퇴적상과 퇴적환경을 나타내는 단면. (NS: 연안, IS: 내대륙붕, TF: 조간대, EC: 하구 하도, Coast: 해안).

연약지반의 주체가 되는 연구지역의 제4기 해성퇴적층의 전체적인 분포 특성을 파악하기 위하여 최근까지 수행된 각종 지반조사 자료를 데이터베이스화(D/B)하여 분석하였다. 현재까지 구축된 지반조사 자료로부터 연구지역의 제4기 해성퇴적층의 등층후선도를 작성하고 이를 그림 3.1.2.7과 같이 나타내었다.

전체적으로 연구지역의 상부에서 하부 즉, 육지에서 바다 쪽으로 갈수록 그리고 낙동강 삼각주의 연변부에서 중심부로 갈수록 퇴적층의 두께가 증가하는 경향을 보인다. 또한, 연구지역의 북부 연변부의 김해 지역은 전체적으로 20m 미만의 균일한 층후 분포를 보이며, 낙동강의 본류를 따라 북북동 방향으로 긴 대상을 유지하며 두꺼운 퇴적층이 분포하는 형상을 보인다. 특히, 연구지역의 남서 연변부에 위치하는 부산신항 지역에서 약 70m에 이르는 가장 두꺼운 분포를 보인

다.

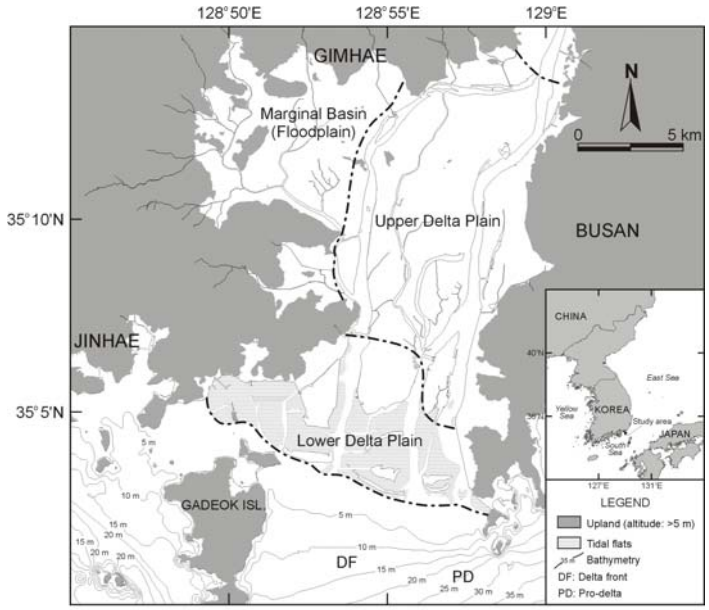



그림 3.1.2.6. 연구지역의 현생 퇴적환경.

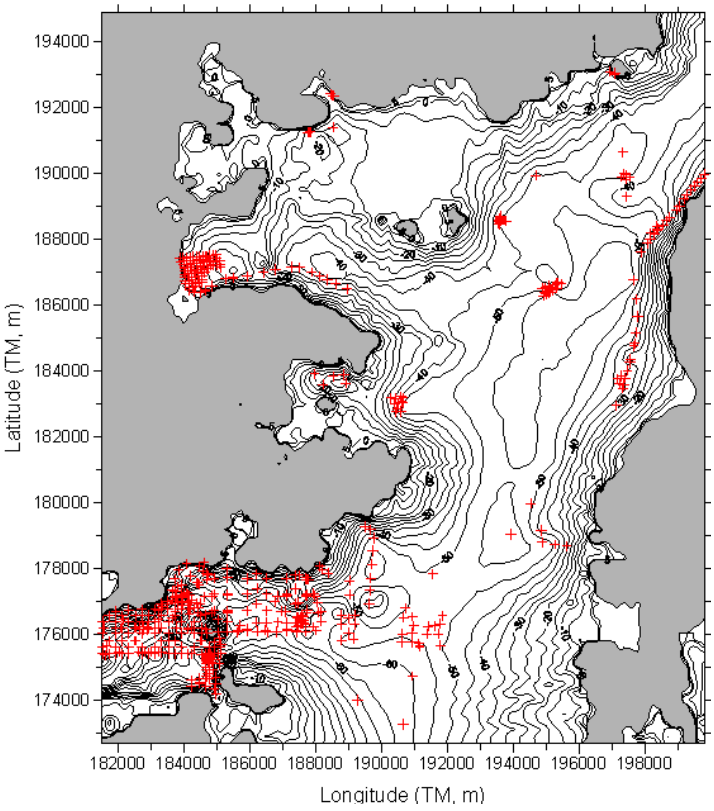



그림 3.1.2.7. 부산점토의 등심도 분포도.

### 3. 연구결과

지질학적인 연구결과로는 지금까지 수행된 Data Base에 의한 지도 작성과 별도로 다음의 연구논문을 통하여 결과가 발표되었다.

- 류춘길, 강소라, 정성교 (2005). 낙동강 삼각주 서부지역의 제4기 후기 고환경 변화. 한국지구과학회지, 제26권, 5호, 6월: 443-458.
- Chung, S.G., C.K. Ryu, K.Y. Jo, and D.Y. Huh (2005). Geological and geotechnical characteristics of marine clays at the Busan new port. Marine Georesources and Geotechnology, Vol. 23, No. 3: 235-251.
- Chung, S.G., C.K. Ryu, and S.H. Baek (2005). Effect of depositional environment and sample disturbance in determining geotechnical properties on Pusan clays. Canadian Geotechnical Journal (in review).

## 제2절 굳은 점토의 불교란 시료채취기술

### 1. 접근방법

굳은 점토는 국내에서 처음으로 불교란 시료채취가 시도되었다. 일반적으로 사용되는 수압식 및 일본에서 사용되고 있는 연결관식(rod-extension type) 채취관을 적용하였으며, 그 면적비(Area ratio)를 달리 하면서 채취관을 추가로 제작하여 실제 현장에 적용하였다. 채취된 시료에 대해 전단시험과 압밀시험을 수행하고 그 결과를 각종 시료교란도 분석법으로 평가하였다.

위의 평가에 따라 채취관의 우수성을 평가하였다. 시료 채취 시에 적용된 수압이 시료교란을 유발하는 파쇄수압(Hydraulic fracture pressure)에 달하였는지의 여부를 판정하였다. 그리고 시료채취관의 관입 시에 흙의 구성성분 및 강성도에 따라 시료교란도에 미치는 영향을 분석하였다.

### 2. 연구내용

사용된 샘플러 및 시추방법은 다음의 표 3.2.2.1과 같다.

표 3.2.2.1. 시추방법 및 샘플러.

(a) 시추방법

| | N-1 | | BH-26 | |
|---|---|---|---|---|
| | Upper clay | Lower clay | Upper clay | Lower clay |
| Drilling methods | Type-I | | Type-I | |
| Core tubes | Donga core tube | | Core tube with cross bars and wings | |
| Fixed piston types | Hydraulic | Rod-extension | Hydraulic | Rod-extension |

(b) 시료채취관

| Material | Brass | Stainless steel | Brass | Stainless steel |
|---|---|---|---|---|
| Inner diameter (mm) | 73.5 | 69.3 | 73.8 | 75.0 |
| Outer diameter (mm) | 76.3 | 76.3 | 76.2 | 78.0 |
| Length (mm) | 854 | 1000 | 854 | 1000 |
| Wall thickness (mm) | 1.4 | 3.5 | 1.2 | 1.5 |
| Angle of cutting edge ($^o$) | 6 | 6 | 6 | 6 |
| Area ratio (%) | 7.20 | 17.51 | 6.20 | 7.54 |

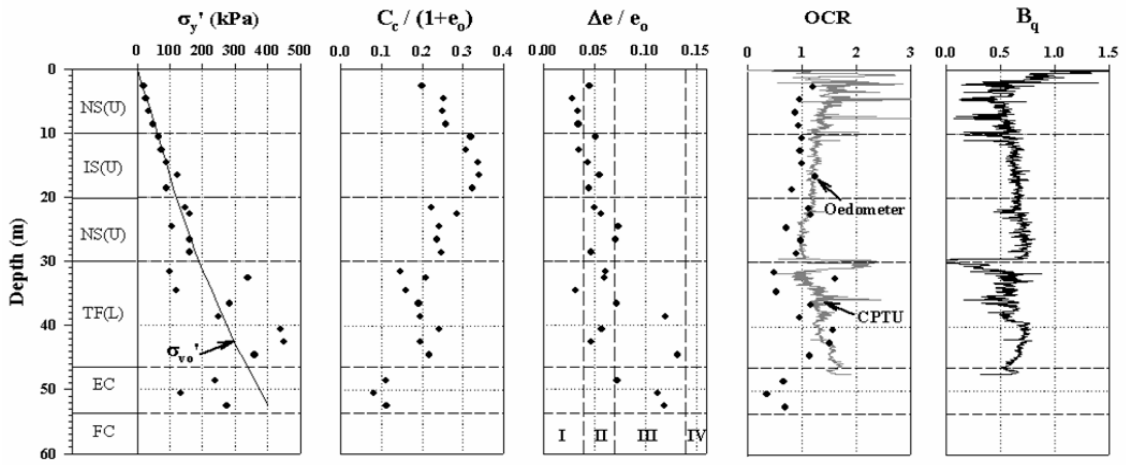
위의 표에서 볼 수 있는 바와 같이 굳은 점토(하부 점토)에 다르게 적용된 채취관의 면적비는 위치에 따라 변화하는 점토의 경질도 때문이었다. 즉, 면적비가 작은 샘플러를 사용할 때 어떤 점토에서는 채취관이 파손되는 현상을 보이는가 하면, 어떤 경우에는 그 면적비로 충분히 성공적으로 시료채취가 가능하기도 하였다. 다시 말해서, 여러 면적비를 가진 샘플러를 준비하여 특정한 굳은 점토에 대하여 가급적 면적비가 작게 되도록 사용되어야 할 것이다.

그림 3.2.2.1은 부산신항만 북항지역에서 채취된 불교란 시료에 대하여 실내실험의 결과와 CPTU에 의한 OCR 및 $B_q$를 나타내고 있다. 사용된 채취관의 면적비와는 무관하게 하부점토(굳은 점토)에서는 상부의 연약점토에 비하여 상당히 교란되었다는 것을 알 수 있다.

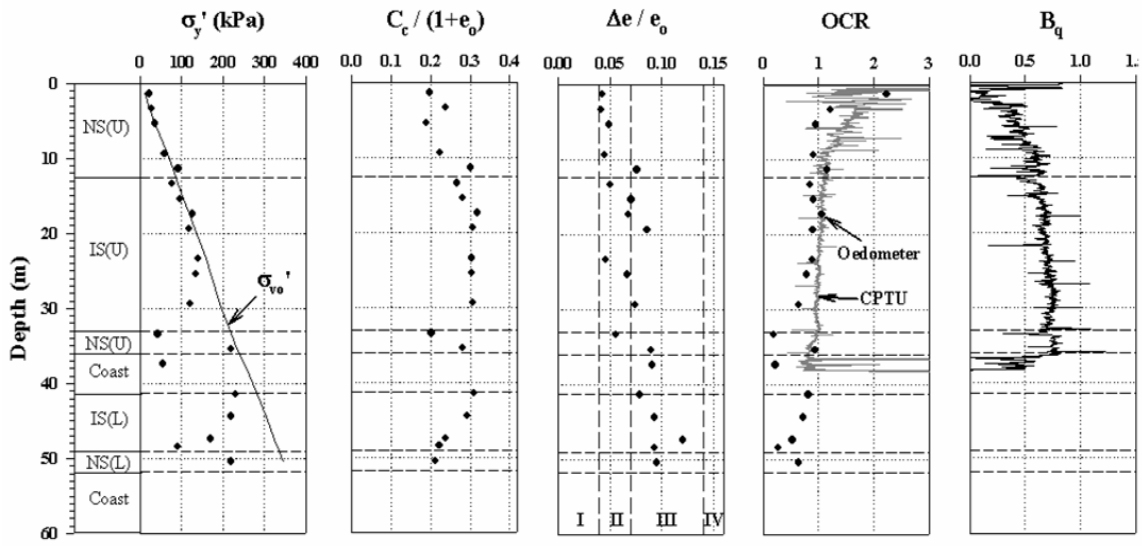
따라서 채취관의 면적비는 되도록 줄이려는 노력을 계속하여야 하지만 다른 영향요소에 대한 연구가 추가로 이루어져야 한다는 것을 알 수 있었다. 먼저 시료채취 이전에 실시된 수압, 즉 슬라임의 제거를 위하여 적용된 수압에 대하여 검토해야 할 필요가 있었다.

그림 3.2.2.2는 Steel casing의 삽입 중에 적용된 수압과 슬라임을 제거하기 위하여 Core tube를 통하여 적용된 최대수압을 Anderson et al (1994)에 의한 파쇄수압과를 비교하여 보여주고 있다. 국내에서 사용되고 있는 시추방법은 Casing 굴진 시에

수압파쇄에 의하여 원 지반을 엄청나게 교란시키고 있다는 사실을 알 수 있었다. 그리고 슬라임을 제거하기 위하여 Core tube를 통하여 적용되는 수압은 심도가 깊어질수록 더 크게 작용시켜야만 하므로 대안으로 Sediment tube를 사용하는 것이 바람직하다는 사실을 확인할 수 있었다.




(a) N-1




(b) BH-26

그림 3.2.2.1. 시료교란도 판정.

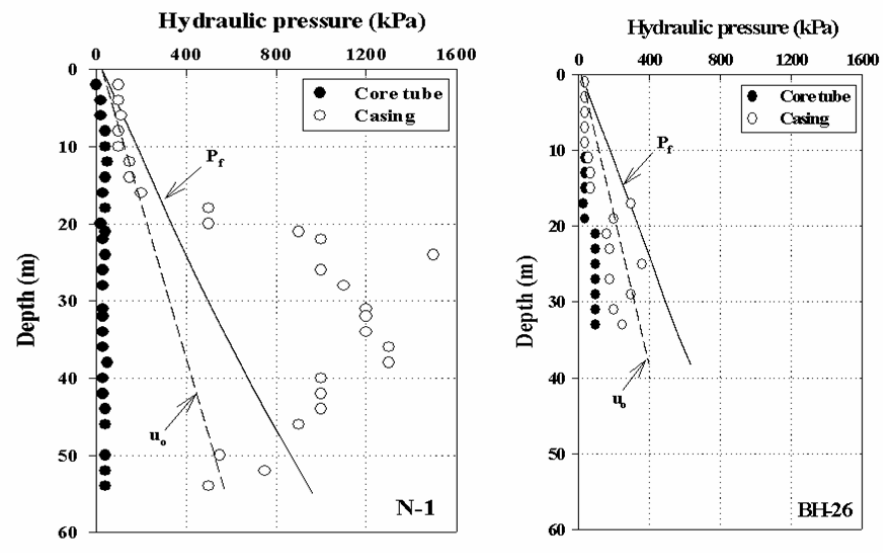



그림 3.2.2.2. 적용된 최대수압과 Anderson et al (1994)에 의한 파쇄수압의 비교.

## 3. 연구결과

굳은 점토의 불교란시료채취 기술에 대한 연구결과를 요약하면 다음과 같다: 1) 시료채취기는 다양한 면적비를 준비하여 굳은 점토의 연경도에 따라 가급적 작은 면적비를 사용하는 것이 당연히 바람직하다; 2) 국내에서 소홀히 취급하여 왔던 것으로 Casing 삽입과정에서 수압파쇄를 발생시키지 않을 만큼의 작은 압력을 적용해야 한다; 3) 대심도일수록 슬라임을 제거할 때 Sediment tube의 도입 등으로 가급적 작은 수압을 적용할 경우에 양호한 시료를 얻을 수 있었다.

상기의 내용을 포함하여 불교란 시료채취에 대한 추천사항에 대하여 2005. 9. 21-22 동안에 'ATC-7'과 '한국지반공학회'가 공동 주최하는 국제심포지엄인 "Current Issues of Geotechnical Problems in Thick Deltaic Deposits"에서 주제발표 논문(Keynote lecture; Chung, 2005) 및 일본 히로시마에서 개최된 ICCEE-2005의 주제논문(Chung, 2005)으로서 소개되었다.

## 제3절 연약점토의 장기압밀특성

연약점토의 장기압밀특성에 대한 연구는 인천지역 연약점토에 대해 수행되고 낙동강 하구지역의 연약점토 비교, 분석하였다.

### 1. 물리적 특성

흙의 물리적 특성은 그 자체의 특성값들도 중요하지만 이 특성값으로부터 흙의 역학적 성질, 즉 흙의 강도특성 및 압밀특성 등을 추정하기도 하므로 정확한 값이 구해져야 한다.

#### 가. 단위중량(γt)

그림 3.3.1.1은 깊이에 따른 습윤단위중량($\gamma_t$)의 분포를 나타낸 것이다. 그림에 나타난 바와 같이 $\gamma_t$ 는 심도에 따라 전체적으로 산만한 분포를 보이고 있으며 그 값은 18.75~20.39kN/$m^3$의 범위로 분포하고 있다

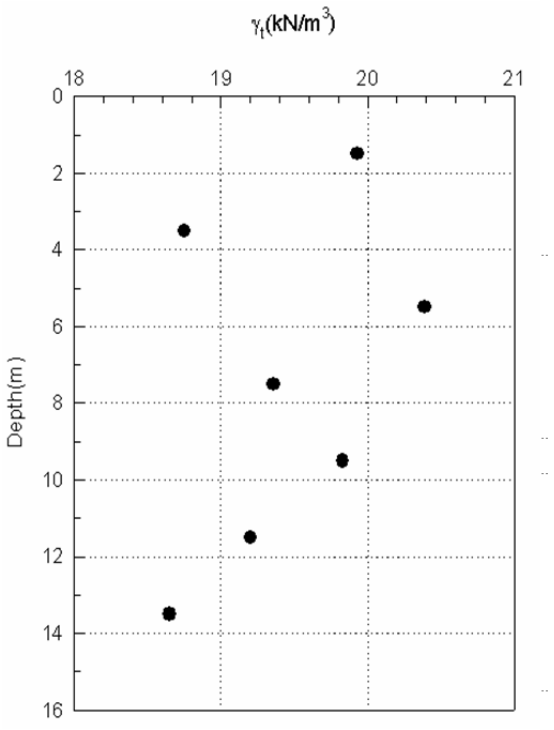



그림 3.3.1.1. 깊이에 따른 단위중량의 분포.

## 나. 간극비(eo)

조사대상지반의 심도에 따른 간극비 분포를 그림 3.3.1.2에 나타내었다. 심도 약 10m부근 까지는 거의 일정한 분포를 보이고 있으나 그 이후로 간극비가 다소 증가하는 경향을 보이고 있다. 간극비의 분포는 0.691~0.922로 나타났다.

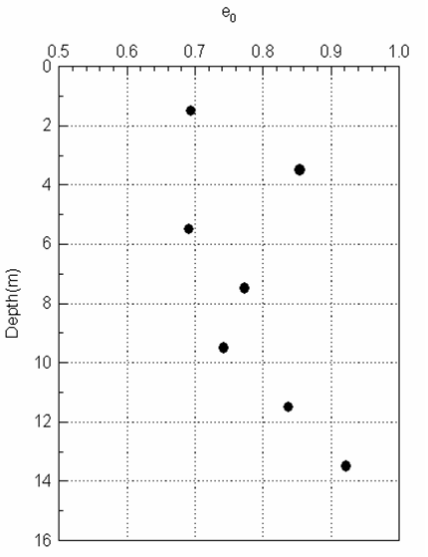



그림 3.3.1.2. 깊이에 따른 간극비의 분포.

## 다. 비중(Gs)

그림. 3.3.1.3은 깊이별 비중의 분포를 나타낸 것이다. 본 지역의 비중은 2.69~2.76의 분포를 보였다.

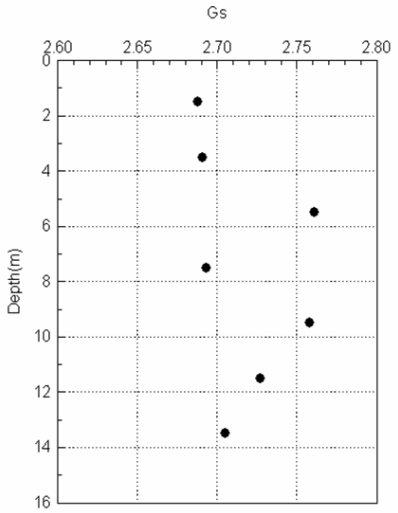



그림 3.3.1.3. 깊이에 따른 비중의 분포.

### 라. 소성도

그림 3.3.1.4는 자연함수비, 액성 및 소성한계를 깊이에 따라 비교하였다. 여기서 액·소성한계는 Fall cone 시험에 의하여 얻어졌다. 자연함수비는 심도 10m까지 깊이에 무관하게 거의 일정한 경향을 보이고 있으며, 그 아래로 약간 증가하는 경향을 보이고 있다. 그림에서 보는 바와 같이 전 심도에서 자연함수비는 액성한계 보다 작은 값으로 나타났다.

상기의 결과로부터 얻어진 액성지수(LI)는 그림 3.3.1.5에서 볼 수 있다. 일반적으로 LI>1.0인 점토는 예민점토로 분류된다. 조사 대상지반의 LI는 0.19~0.67로 모두 1.0보다 작은 값을 보이고 있다.

그림 3.3.1.6는 심도별 소성지수(PI)의 분포를 나타낸 것이다 PI는 깊이별로 산만한 분포를 보이고 있으며, 그 값은 17.07~35.33의 분포를 보이고 있다.

그림 3.3.1.7는 점토질 흙에 대한 소성도를 나타내고 있다. 이 그림에서 보여주는 바와 같이 본 점토질 흙은 대부분 CL 및 CH에 속하고 있다.

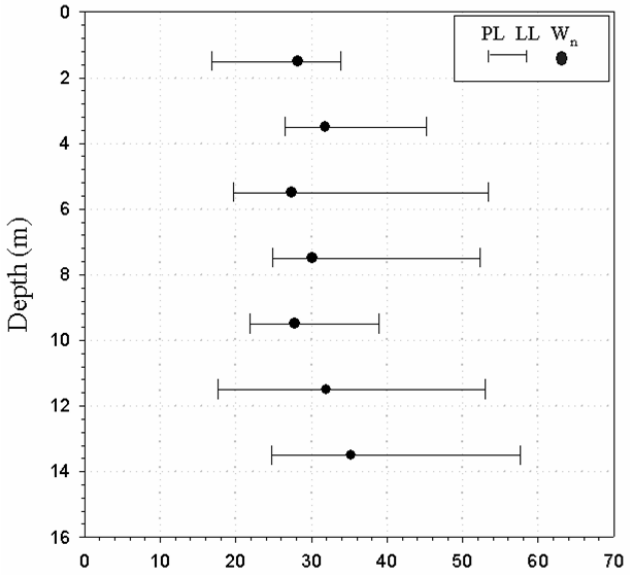



그림 3.3.1.4. 깊이에 따른 소성한계, 액성한계 및 함수비의 분포.

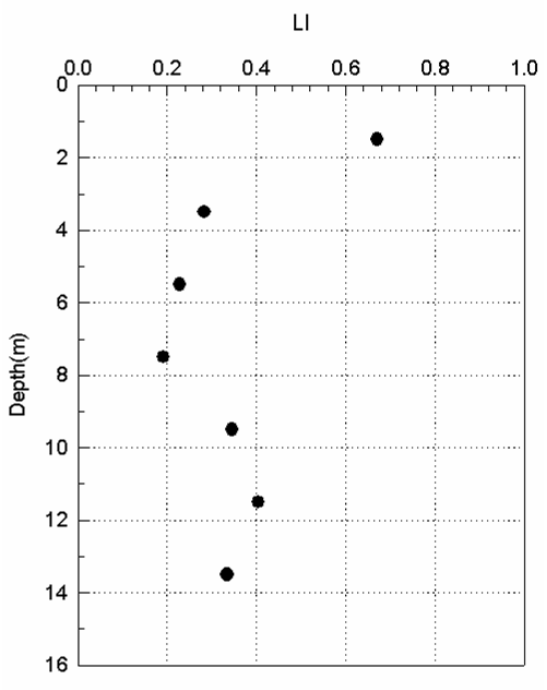



그림 3.3.1.5. 깊이에 따른 액성지수의 분포.

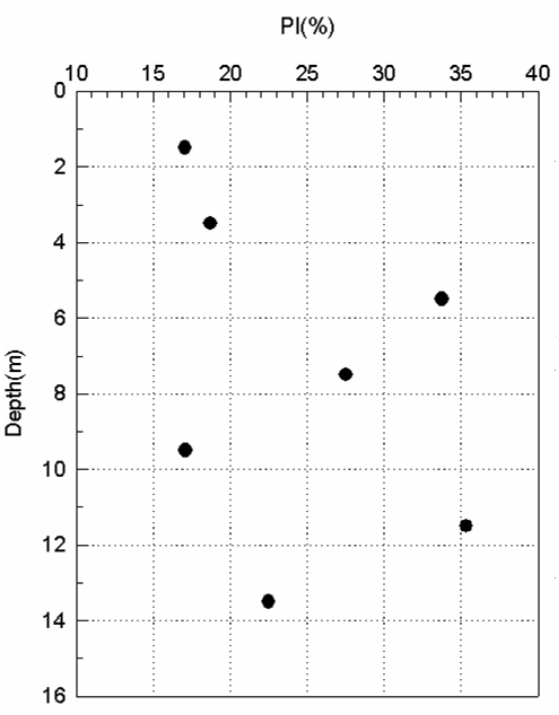



그림 3.3.1.6. 깊이에 따른 소성지수의 분포.

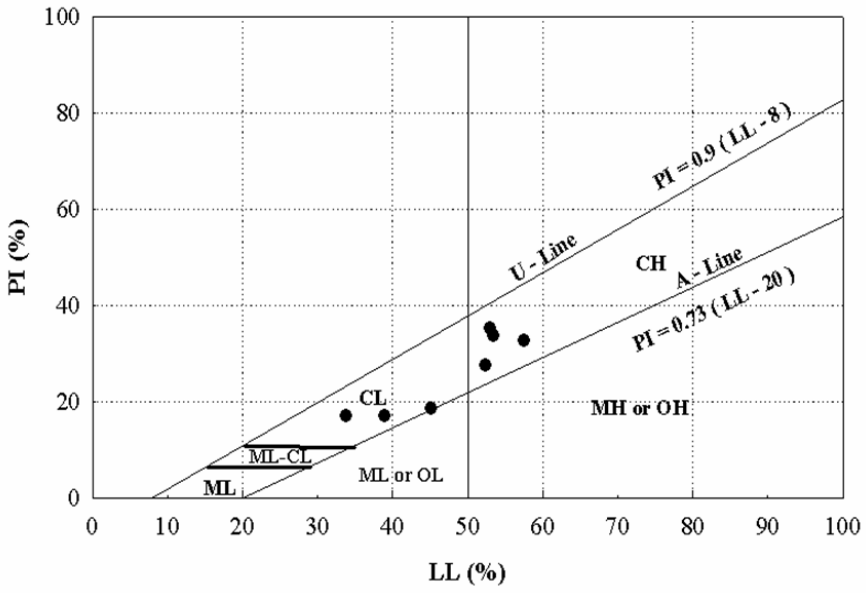



그림 3.3.1.7. 소성도표.

## 2. 점토구조

현장상태의 점토구조를 파악하기 위하여 먼저 Nagaraj et al(1990)이 제안한 교유상태선 ISL(Intrinsic State Line)과 자연점토의 유효과재응력 및 초기간극비의 관계로부터 연약지반의 현장상태를 분류하였다. 분류방법을 요약하면 다음과 같다.

① 정규압밀 미고결점토(Normally Consolidated and Uncemented Clays): $(e_0/e_L, \sigma'_{vo})$가 ISL에 따라 위치할 때이며, 주로 이 선상에 위치하는 점토는 비배수전단강도가 5~10kPa로 초연약점토의 특성을 지닌다.

② 고결 및 미고결 과압밀점토(Overconsolidated Clays with or without Cementation): $(e_0/e_L, \sigma'_{vo})$가 ISL 아래에 위치 할 때.

③ 자연고결 점토(Naturally Cemented Clays): $(e_0/e_L, \sigma'_{vo})$가 ISL 오른쪽에 위치 할 때.

그림 3.3.2.1은 ISL을 이용하여 대상지반의 현장상태를 분류한 것이다. 그림에서 보면, 현장상태를 나타내는 점들이 전체적으로 ISL 아래에 분포하고 있음을 알 수 있다. Nagaraj et al(1990)의 개념에 의하면 본 대상점토는 고결 및 미고결 과압밀

점토로 분류할 수 있다. 그러나 ISL과 거의 근접하는 것으로 미루어 고결정도 및 과압밀정도는 크지 않은 것으로 판단된다.

Burland(1990)는 재성형된 점토의 압축특성을 자연퇴적점토의 특성을 규명하는 지표로 사용하였다. 재성형된 점토의 특성은 구조적 영향(fabric and bonding)을 받은 자연상태의 흙과 다르게 그 흙의 고유한 것이므로 Intrinsic이라 표현하였다. 그림 3.3.2.2는 본 현장의 퇴적압축곡선을 Burland(1990)의 ICL(Intrinsic Compression Line) 및 SCL(Sedimentation Compression Line)과 비교하여 나타낸 것이다. 이 그림에서 보면, 퇴적압축곡선은 ICL에 근접하거나 약간 아래에 위치하고 있음을 알 수 있다. 이러한 결과로부터 본 현장은 약관 과압밀된 것으로 유추할 수 있으며, 점토입자들 사이의 고결정도는 거의 없는 것으로 판단된다. 노르웨이의 Troll 현장의 하부점토층에서 이와 유사한 거동을 보였다(Burland, 1990).

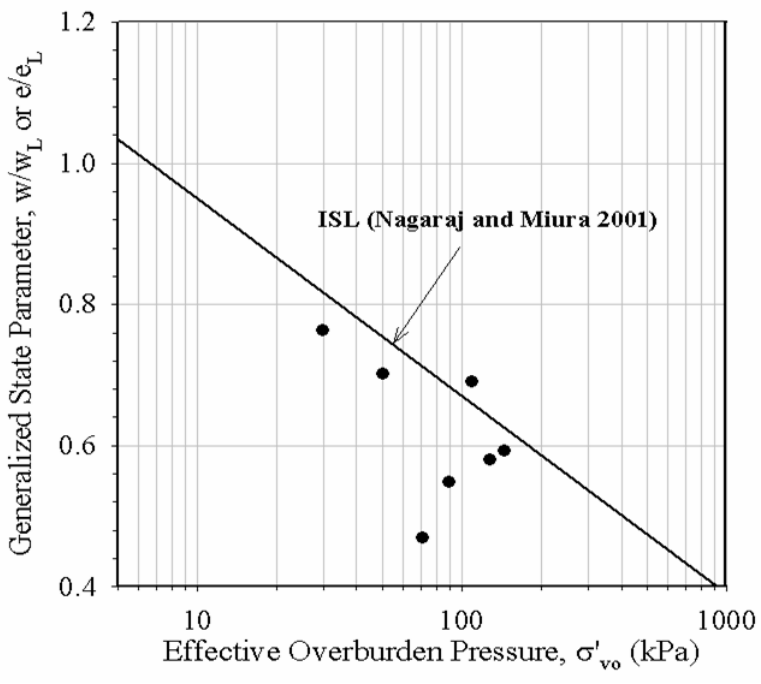



그림 3.3.2.1. 현장 상태.

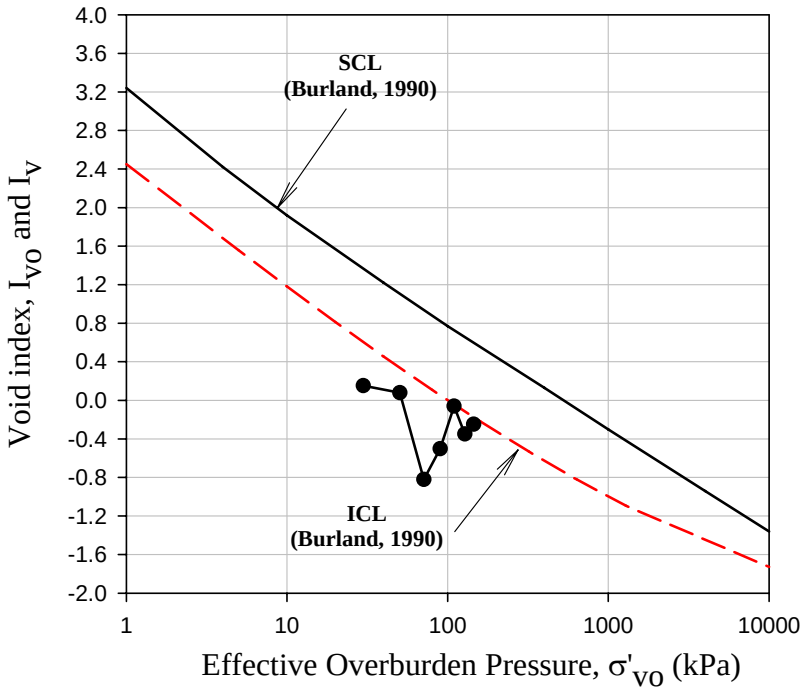



그림 3.3.2.2. 퇴적곡선.

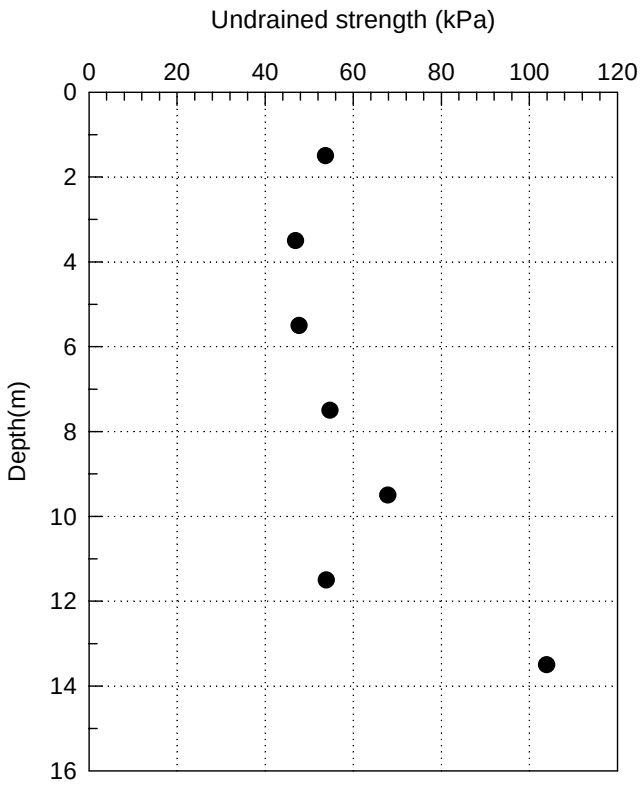



그림 3.3.3.1. 깊이에 따른 비배수전단강도의 분포.

## 3. 강도특성

그림 3.3.3.1은 일축압축실험에 의해 얻어진 비배수 전단강도의 심도분포를 나타낸 것이다. 심도 13.5m에서 강도값이 다소 크게 나타났으나 전반적으로 거의 일정한 분포를 보이고 있다. 13.5m의 결과를 제외한 비배수 전단강도의 분포는 47~68kpa의 값을 가졌다. 특징적으로 6m 깊이 위로는 과압밀의 영향으로 부산점토에서 보였던 $S_u = 0.22\sigma'_{vo}$와 같은 직선적인 경향을 보이지 않는다(Chung et al, 2006).

## 4. 압밀특성

### 가. 압축곡선

그림 3.3.4.1은 표준압밀실험에 의해 얻어진 압축곡선을 Buland(1990)의 ICL 및 SCL과 비교한 것이다. 대상지반의 압축곡선은 ICL 아래에서 압축하고 있으며 SCL에 도달하지 않고 있다. 이와 같은 결과는 과압밀점토인 이탈리아의 Todi 점토에서도 유사한 결과를 보였다(Burland, 1990).

### 나. 압밀항복응력(σ′y) 및 과압밀비(OCR)

그림 3.3.4.2와 그림 3.3.4.3는 심도에 따른 압밀항복응력(선행압밀응력)과 과압밀비(OCR)를 나타낸 것이다. 그림에서 나타난 것처럼 압밀항복응력은 유효상재응력 보다 약간 크게 나타났으며, OCR은 0.9~1.8로 나타났다. 그러나 시료교란 등의 이유로 압밀항복응력이 과소평가되었을 가능성도 배제 할 수 없는 것으로 판단된다.

### 다. 압축지수(Cc)

그림 3.3.4.4에서는 심도별 압축지수($C_c$)를 나타내었다. 그림에서 보면, 심도 10m까지는 $C_c$가 거의 일정하게 분포하고 있으며, 그 이후로 약간 증가하여 상대적으로 큰 값을 보이고 있다. $C_c$의 값은 심도10m 이전에서는 0.11~0.16의 분포를 나타내고 있고, 심도 10m 이후에서는 0.32~0.37의 값을 나타내고 있다. 그

림 3.3.4.5는 본 점토와 부산점토(BNP;부산신항만 지역, HJ;화전지역)의 $C_c$를 비교한 것이다. 그림에서처럼, 본 점토의 $C_c$는 부산점토보다 상대적으로 작은 값을 나타내고 있다.

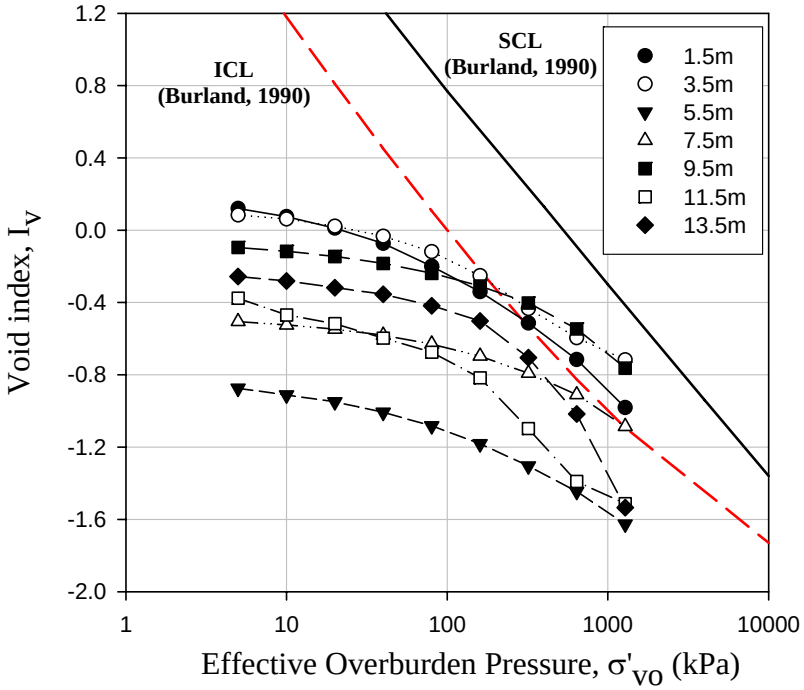



그림 3.3.4.1. 표준압밀실험에 의한 압축곡선.

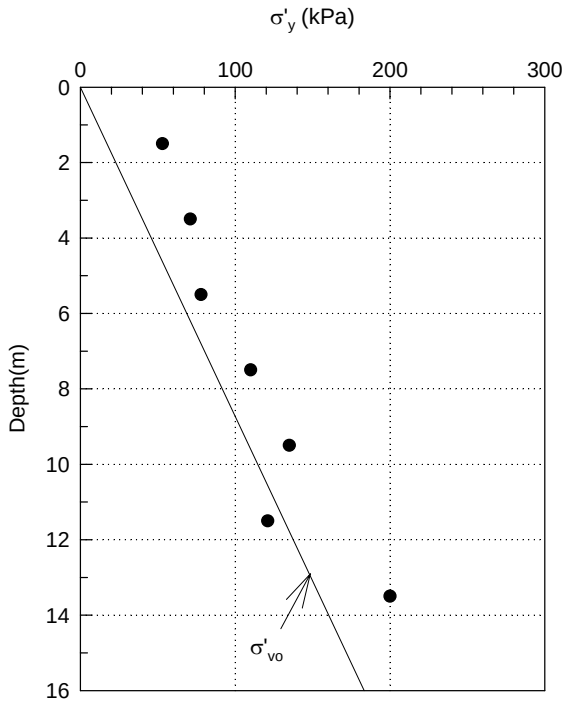



그림 3.3.4.2. 깊이에 따른 압밀항복응력의 분포.

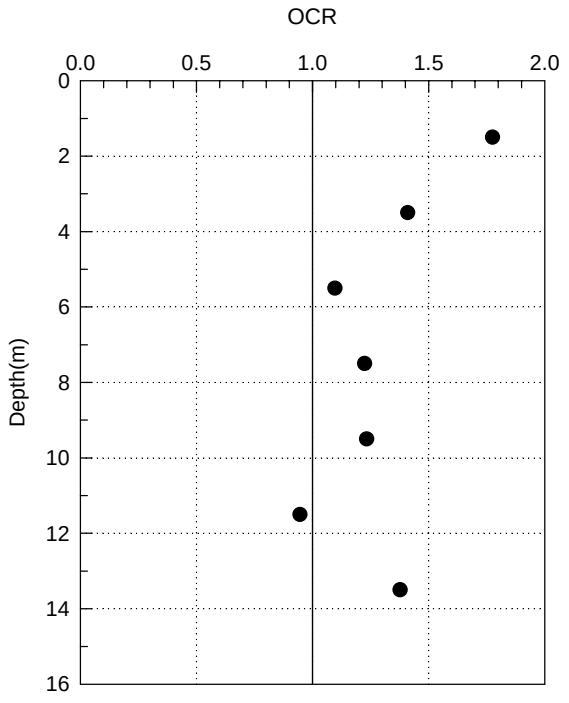



그림 3.3.4.3. 깊이에 따른 과압밀비의 분포.

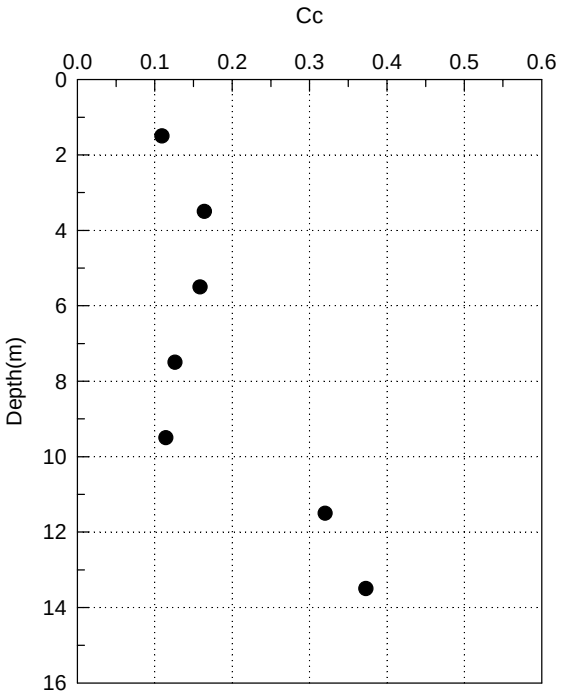



그림 3.3.4.4. 깊이에 따른 압축지수의 분포.

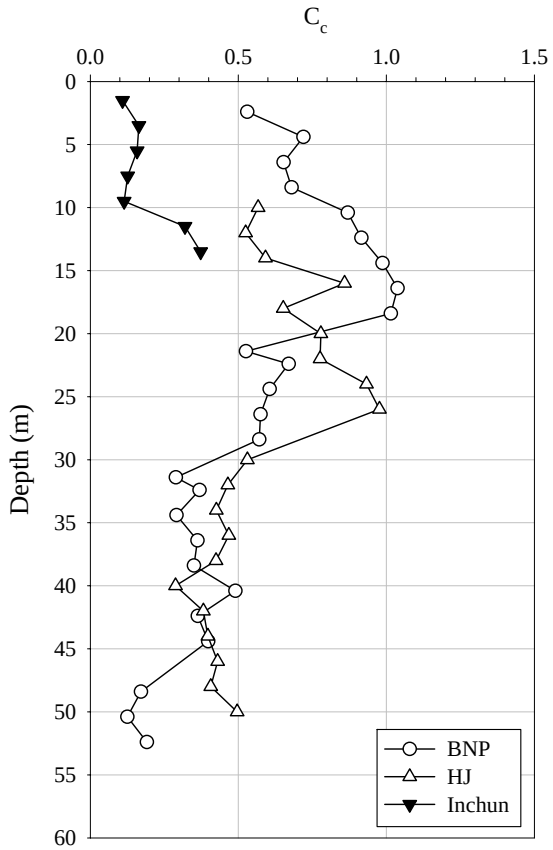



그림 3.3.4.5. 부산점토와 인천점토의 압축지수 비교.

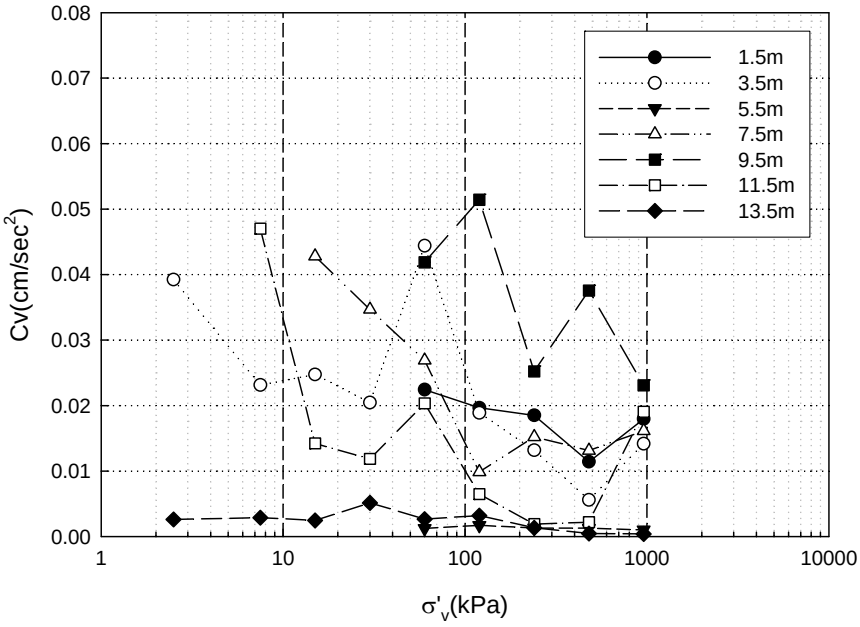



그림 3.3.4.6. 하중에 따른 압밀계수의 변화.

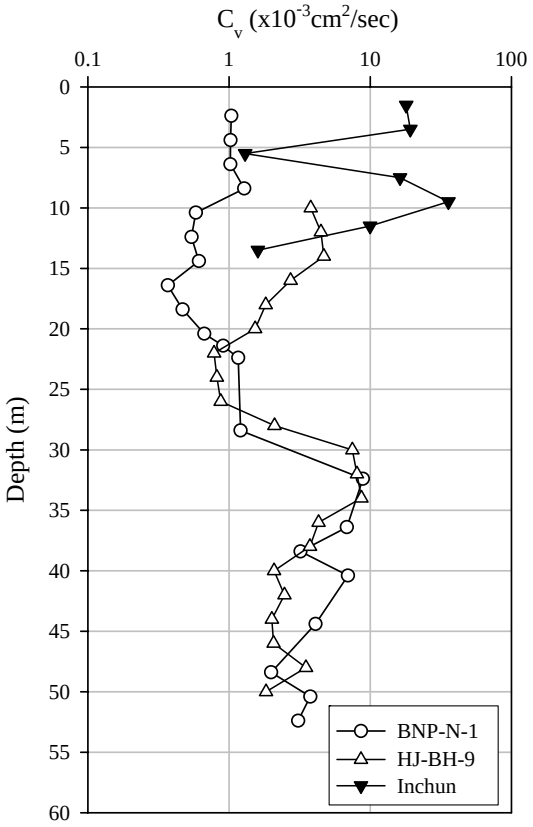



그림 3.3.4.7. 깊이에 따른 압밀계수의 분포.

### 라. 압밀계수($C_v$)

그림 3.3.4.6은 하중에 따른 압밀계수($C_v$)의 변화를 나타낸 것이다. 하중 증가에 따른 $C_v$의 변화가 거의 나타나지 않고 있으며, 큰 압밀하중에서 그 값이 수렴하지 않고 산만한 경향을 나타내고 있다. 그림 3.3.4.7에 나타난 것처럼 본 지역의 압밀계수는 부산점토보다 상당히 크게 나타나고 있다. 이러한 이유는 본 지역의 점토가 다소 과압밀되었기 때문으로 판단된다.

### 마. 이차압축지수($C_a$)

Mesri et al.(1977)은$C_a$ 와 $C_c$의 관계는 선형적인 경향 가진다고 설명하였다. 그림 3.3.4.8은 부산점토에 대한 하중증가에 따른 $C_c$ 및 $C_a$의 변화를 나타낸 것이다. 그림에서 나타난 바와 같이 하중증가에 따른 $C_c$ 및 $C_a$의 변화는 거의 유사하는 것을 알 수 있다. 본 지역의 점토에 대한 $C_a/C_c$관계를 부산점토(BNP, HJ)와 함께 그림 3.2.4.9에 나타내었다. 두 지역 모두 $C_a/C_c$=0.043의 상관성이 있음을 알 수 있다. 또한, 상기의 결과로부터 $C_a/C_c$ 관계는 흙의 지역성, 퇴적환경 및 OCR 등에 영향을 받지 않는다는 것을 확인하였다. 그림 3.3.4.10은 $C_a$의 심도분포를 나타낸 것이다. 본 지역의 $C_a$는 부산점토에 비해 그 값이 작게 나타나고 있다. 이는 부산점토가 다소 과압밀점토의 경향을 보이는 본 지역의 점토보다 압축성이 훨씬 크기 때문으로 판단된다.

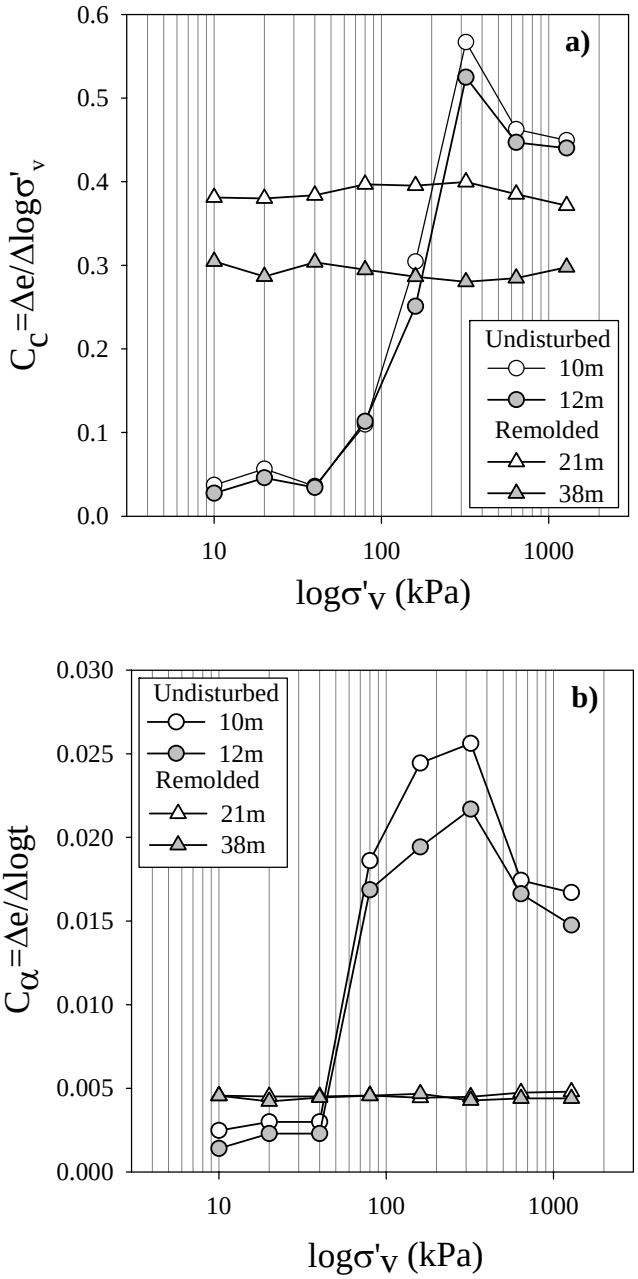



그림 3.3.4.8. 부산점토의 하중증가에 따른 압축지수와 2차 압축지수의 분포.

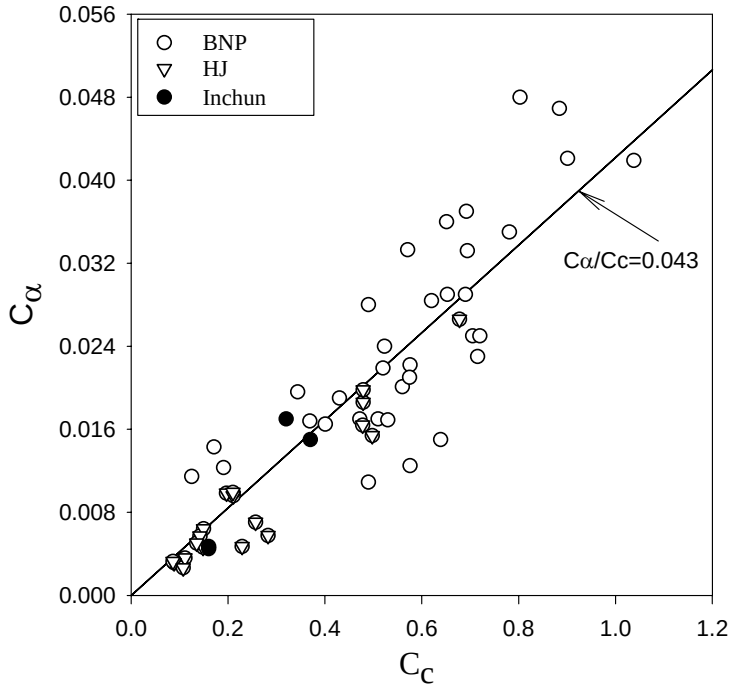



그림 3.3.4.9. 압축지수와 2차 압축지수의 관계.

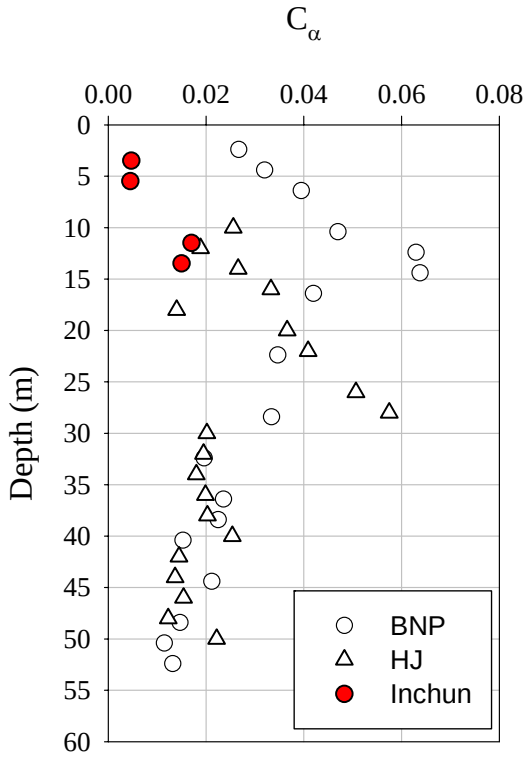



그림 3.3.4.10. 깊이에 따른 2차 압축지수의 분포.

### 바. 장기압밀특성

점토의 장기적인 침하거동 특성을 평가하기 위하여 실내 장기압밀실험을 수행하였다. 대상지반으로서는 낙동강 하구의 신호지역 점토를 선정하였다. 실험에 적용된 압밀하중은 압밀항복응력을 기준으로 이 보다 작은 하중(OC 영역)과 큰 하중(NC영역)에서 각각 90일 동안 압밀실험을 수행하였다.

그림 3.3.4.11은 장기압밀실험에 의해 얻어진 시간-변형의 관계를 나타낸 것이다. 압밀항복응력($\sigma'_{vo}$)보다 훨씬 큰 하중(675, 1310kPa)에 대한 결과는 과잉간극수압의 소산과 함께 큰 압축이 발생하는 전형적인 압축변형곡선을 보여주고 있다. 그리고 일차압밀이 끝난 후($t_{EOP}$), 서서히 이차압축이 발생하고 있다. 압밀하중의 크기가 압밀항복응력보다 작거나 유사한 경우(150, 184kPa), 이 경우는 이론적으로 과잉간극수압이 거의 발생하지 않거나 상당히 빠른 시간 내에 소산이 된다. 그림에서 볼 수 있듯이 시간 증가에 따라 변형이 서서히 발생하고 있으며, 대부분의 변형은 이차압축에 의해서 발생된 것으로 판단된다.

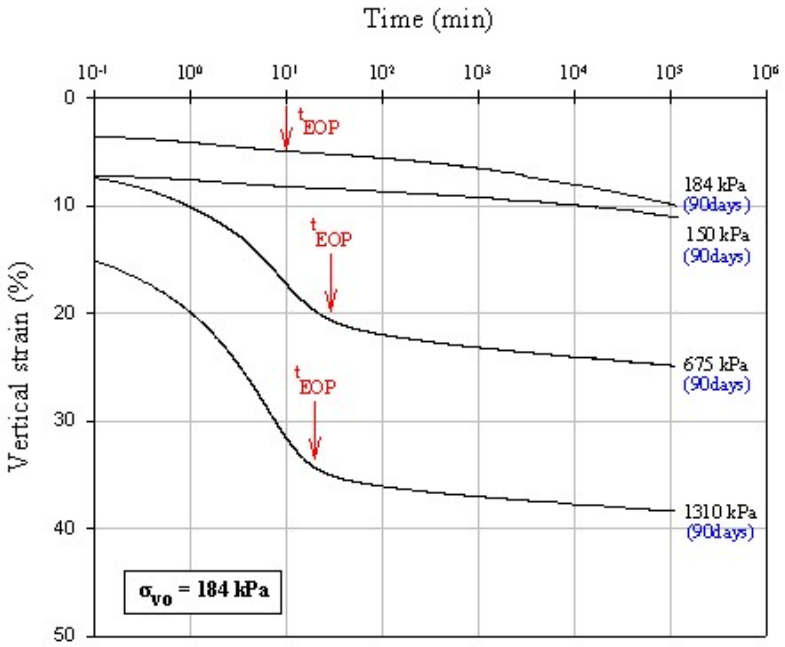



그림 3.3.4.11. 장기압밀실험 결과.

그림 3.3.4.12는 하중크기에 따른 이차 압축량의 크기를 비교한 것이다. 압밀하중이 압밀항복응력 부근에서 이차압축이 가장 크게 발생하고 있으며, 이후 하중이 증가할수록 서서히 감소하여 거의 일정한 경향을 보이고 있다. 이러한 결과는 그림 3.2.4.8의 결과와도 잘 일치하고 있다.

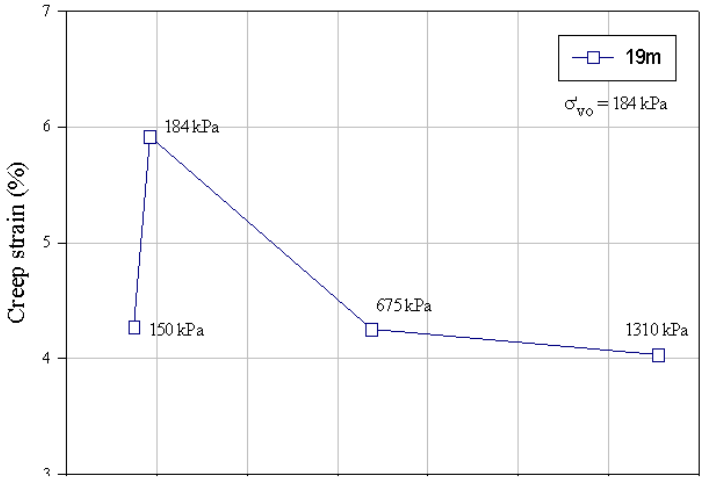



그림 3.3.4.12. 하중크기에 따른 이차 압축량의 변화.

## 제4절 특정한 풍화대 지반의 평가기술 개발

### 1. 이론적 배경

#### 가. 풍화작용과 풍화대의 개념

풍화작용(weathering)은 지표 근처의 암석이 파괴되고 변질되어 기권(atmosphere), 수권(hydrosphere), 생물권(biosphere)과 거의 평형을 이루는 산물을 형성하는 과정이라고 정의된다(Reiche, 1943; Ollier, 1975). 다시 말하면, 풍화작용은 지표 및 지하 천부에서 물리적, 화학적 및 생물학적 작용에 의해 암석과 토양이 분해되고 변질되는 지질학적 작용이다. 견고하고 신선한 암석은 풍화작용에 의해 점진적으로 토양으로 변하며 이러한 풍화작용에 수반되는 암석의 물리적, 화학적 그리고 역학적 성질 변화는 결국, 암석과 암반의 공학적인 성질을 변화시켜 안정성과 효용성에 불리한 영향을 미친다.

실질적으로 지표 또는 지하 천부에 발달하는 암석의 거의 대부분은 다양한 정

도의 풍화작용의 영향을 직접 받고 있다. 지하 깊은 곳에 분포하는 매우 신선한 상태의 암석이라 할지라도 심부 지하수의 유동이나 지구 내부로부터의 열수에 의한 변질작용(hydrothermal alteration)과 같은 포괄적 의미의 풍화작용을 받는다. 따라서 실제로 공학적 고려 대상이 되는 지표 또는 지하 천부의 대부분의 암석과 암반은 풍화작용의 영향 하에 놓여 있으며 이러한 지대를 넓은 의미로 '풍화대(weathered zone)'로 정의할 수 있다. 이러한 풍화대에 발달하는 암석을 '풍화암(weathered rock)' 또는 '풍화암반(weathered rock mass)'으로 지칭할 수 있으며 우리가 흔히 지반조사, 설계에 적용하는 지질조사 표준품셈의 '풍화암'과는 그 의미와 범위가 다르다.

그러나 공학적 관점에서 상대적으로 안정성에 취약한 부분만을 고려한다면 풍화대의 범위는 보다 축소할 수 있다. 말뚝을 비롯한 공학적 행위의 대상이 되는 기초 지반의 경우, 풍화의 최종 산물인 표토층을 비롯하여 지질조사 표준품셈의 풍화토와 풍화암을 협소한 의미에서의 풍화대로 지칭할 수도 있을 것이다.

### 나. 풍화대의 분류

공학적인 조사, 설계와 시공을 목적으로 넓은 의미의 풍화암 또는 풍화암반을 분류하고 기재하기 위하여 여러 가지의 지질학적 그리고 지질공학적 분류체계가 연구, 제안되었다. 풍화대의 분류는 풍화작용의 정도를 단계에 따라 구분하는 것 즉, 풍화단계의 분류를 기초로 한다.

초기에 제안된 분류체계는 주로 적도 지방에서 풍화된 화강암류의 상부 풍화 단면에서의 특징에 근거하였다(Moye, 1955; Ruxton and Berry, 1957; Little, 1967). 적도 지역과 같은 저위도 지방에서는 고온, 다습한 기후 조건으로 인해 화학적 풍화작용이 매우 우세하여 최종 산물인 토양의 발달이 상대적으로 두꺼워 풍화 단면의 최상부에 초점을 맞추어 수행되었다. 이후 영국, 홍콩과 일본 등과 같은 고위도 지방에 분포하는 풍화대에 대해서도 풍화 특성을 비롯한 풍화대 분류체계가 연구되었다(Irfan, 1977; Irfan and Dearman, 1978; Dearman, 1976; Ito et al., 1990; Irfan, 1994, 1997).

우리나라에서는 암석의 풍화작용 자체에 대한 지질학적 연구(남기상, 1971; 강승철 외, 1985; 남기상과 조규성, 1991; 이석훈과 김수진, 2000; 신인형 외, 2005)와 풍화에 수반된 물성 변화에 대한 연구(김영화, 1978; 김영화와 홍순호, 1990;

신희순과 현병구, 1986)가 주를 이루었으며 풍화대 분류체계에 대한 연구는 상대적으로 소홀하였다. Lee and De Freitas(1989)와 이수곤(1989)에 의해 최초로 우리나라 중생대 화강암류에 대한 풍화대 분류체계에 대한 연구가 시작된 이후, 최근의 이창섭(2006)에 의한 연구 외에는 그다지 활발한 연구가 아직도 진행되지 않고 있다.

한편, 우리나라에서 시도된 풍화대 분류체계를 비롯하여 기존 외국의 연구 사례의 대부분은 화강암류라는 특정 암석을 대상으로 하고 있다. 화강암류가 다른 기원의 암석에 비해 일정 단위의 암체 내에서 광물 및 화학조성, 조직 및 구조적 특성이 심한 변화 없이 비교적 균질한 산상을 유지하고 있어 정량적 연구가 훨씬 유리하다. 뿐만 아니라 화강암체는 그 산출 규모가 커서 공학적으로 적용성이 넓기 때문인 것으로 생각된다.

여러 분류체계 중에서 Little(1969)에 의해 최초로 제안되고 Irfan(1977, 1978)과 Dearman(1976)에 의해 수정, 발전된 6단계의 풍화 분류체계가 전세계적으로 현재 가장 널리 이용되고 있으며 이에 따라 국제적인 지반공학 규준(ISRM, 1978; IAEG, 1981; BSI, 1981)에 의해 수용되어 제안되고 있다(표 3.4.1.1).

### 다. 풍화도 정량화 기법

암석 또는 암반에서 풍화 단계에 따른 외견적 성상을 기술하는 것도 중요하지만 풍화작용의 정도를 정량적으로 평가하는 것은 최종의 공학적 적용과 판단을 위해서 필수적이다. 실제로 암석은 풍화작용이 진행됨에 따라 지질학적 변화 즉, 광물 및 화학 조성과 조직적 특성이 변한다. 이에 따라 결국 물리·역학적 성질 즉, 공학적 성질이 변화한다. 따라서 이러한 다양한 성질의 변화를 정량화된 분석 기법을 통해 정량화하는 것이 가능하며 이를 기초로 많은 연구자들에 의해 풍화지수(weathering index)로 제안되어 사용되고 있다. 풍화지수는 크게 광물·암석기재학적 풍화지수(mineralogical-petrographical weathering index), 화학적 풍화지수(chemical weathering index) 그리고, 공학적 풍화지수(engineering weathering index)로 구분된다.

표 3.4.1.1. 풍화도에 따른 암반의 분류(Irfan and Dearman, 1978).

| Term | Grade | Abbreviation | Description |
|---|---|---|---|
| Fresh | Ⅰ | F | Rock mass shows no loss of strength, discoloration or other effects 옅 새 weathering. There may be slight discoloration on major rock mass defect surfaces or on clasts. |
| Slightly weathered | Ⅱ | SW | The rock mass is not significantly weaker than when fresh. Rock may be discolored along defects, some of which may have been opened slightly. |
| Moderately weathered | Ⅲ | MW | The rock mass is significantly weaker than the fresh rock and part of the rock mass may have been changed to a soil. Rock material may be discolored and defect and clast surfaces will have a greater discoloration, which also penetrates slightly into the rock material. Increase in density of defects due to physical disintegration |
| Highly weathered | Ⅳ | HW | Most of the original mass strength is lost. Material is discolored and more than of half the mass is changed to a soil by chemical decompositon or disintegration (increase in density of defects/fractures). Decomposition adjacent to defects and at the surface of clasts penetrates deeply into the rock material. Lithorelicts or corestones of fresh or slightly weathered rock may be present. |
| Completely weathered | Ⅴ | CW | Original rock strength is lost and the rock mass changed to a soil ether by decomposition (with some rock fabric preserved) or by physical disintegration (e.g. talus). |
| Residual soil | Ⅵ | RS | Rock is completely changed to a soil with the original fabric destroyed (pedological soil). |

(1) 광물・암석기재학적 풍화지수

풍화가 진행됨에 따라 암석을 구성하는 광물은 지표 환경의 물리・화학적 조건에 안정한 광물상으로 변화한다. 지질학적으로 이러한 광물상은 풍화의 산물이라는 관점에서 변질 광물로 취급한다. 이러한 광물상의 변화는 반드시 암석 조직의 변화와 함께 일어나게 된다. 풍화작용은 구성 광물 사이의 결합력을 저하시키거나 광물 내부에 발달한 기존의 균열을 확장시킨다. 이에 따라 풍화를 촉진시키는 각종 매질의 이동을 원활하게 하여 변질 광물의 생성과 성장에 결정적인 역할을 하게 된다.

현재까지 제안된 광물・암석기재학적 풍화지수는 암석 내의 신선한 광물과 변질 광물의 상대 함량비와 미세균열의 발달 정도를 정량적으로 표현한 것이다. 구성광물의 동정과 미세조직에 대한 관찰과 분석은 일반적으로 편광현미경을 이용하나 필요에 따라서는 전자현미경을 이용하기도 한다.

(가) Density of microrack ( $\rho_{\sigma}$ )

Onodera et al.(1974)는 풍화작용이 진행되면서 crack의 수와 open crack의 비

율이 증가한다는 데 주목하고 Density of microrack ( $\rho_{cr}$)를 제안하였다.

$$\rho_{cr} = \frac{total\ width\ of\ cracks}{length\ of measured\ line} \times 100 \quad \cdots\cdots (3.4.1.1)$$

(나) Micropetrographic index (Ip)

Irfan and Dearman(1978)은 비변질 광물과 변질 광물을 비롯하여 미세균열과 공극을 고려하여 micropetrographic index (Ip)를 제안하였다.

$$Ip = \frac{Sound\ constituents}{Unsound\ constituents} = \frac{(quartz + unaltered\ feldspar + unaltered\ biotite + others)}{(altered\ feldspar + void + microcracks)} \quad \cdots\cdots (3.4.1.1.2)$$

(다) Microfracture index (If)

Irfan and Dearman(1978)이 제안한 풍화지수로서 Dixon(1969)이 제안한 지수와 유사하다. If 지수는 미세균열의 빈도만을 고려하며, 미세균열의 폭과 면적은 고려하지 않는다.

*If = the number of fractures in a 70mm traverse seen on a thin section of rock* ····· (3.4.1.3)

(라) Degree of decomposition (Xd)

Lumb(1962)은 토양 내의 석영 및 장석의 무게와 신선한 암석 내의 석영 및 장석의 무게비에 근거하여 광물학적인 풍화지수를 제안하였다.

$$Xd = (N_q - N_{qo})/(1 - N_{qo}) \quad \cdots\cdots (3.4.1.4)$$

여기서, Nq는 weight of quartz and feldspar in soil이고 Nqo는 weight of quartz and feldspar in fresh rock이다.

(마) Micropetrographic quality index (Ki)

Mendes et al.(1966)는 암석 내의 비변질 광물과 변질 광물의 상대비에 근거한 풍화지수 Ki를 제안하였다.

$$Ki = \frac{Sound\ minerals}{(Unsound\ minerals + void + fissures)} \quad \cdots\cdots (3.4.1.5)$$

(바) Microfracture density ($\rho_{mf}$)

Davis(1984)는 단위면적당 미세균열의 길이에 근거한 암석학적 풍화지수를 제안하였다.

$$\rho_{mf} = L/A \quad \cdots\cdots (3.4.1.6)$$

여기서, $\rho_{mf}$는 micro fracture density ($mm^{-1}$), L은 total length of fractures (mm)이고 A는 unit surface area ($mm^2$)이다.

(2) 화학적 풍화지수

풍화작용이 진행되면 광물상의 변화가 일어난다. 이러한 변화는 광물을 구성하는 기본 단위인 화학성분이 변화한다는 것을 의미한다. 따라서 풍화에 대한 안정도가 높은 성분과 이동성이 큰 즉, 풍화에 약한 성분을 이용하여 다양한 화학적 풍화지수들이 제안되었다. 화학 분석이라는 정량화의 큰 장점 때문에 화학적 풍화지수는 다른 지수에 비해 훨씬 풍부하게 수행되었다.

특히, Weathering potential index(Reiche, 1943), Ignition loss(Suoeka et al, 1985) 등의 화학적 풍화지수는 암석의 화학적 풍화정도를 상대적으로 정확하게 측정할 수 있다고 평가된 바가 있다. 일반적으로 풍화작용이 진행됨에 따라 화학적으로 이동성이 큰 MgO, CaO, Na2O, K2O와 Fe2O3 등은 감소하는 반면, Al2O3, SiO2 등은 증가한다.

(가) Weathering potential index (WPI)

Reiche(1943)는 화학적 풍화지수를 제안한 초기 연구자 중의 하나로

Weathering potential index(WPI)와 product index(PI)를 제안하였다. WPI의 감소는 이동성 양이온(mobile cation)의 감소와 hydroxyl water의 증가, 즉 풍화의 진행을 의미한다.

$$WPI = \frac{[K_2O + Na_2O + CaO + MgO - H_2O] \times 100}{SiO_2 + Al_2O_3 + TiO_2 CaO + MgO + Na_2O + K_2O} \quad \cdots\cdots\cdots (3.4.1.7)$$

(나) Product index(PI)

PI는 Reiche(1943)에 의해 제안된 풍화지수로서 풍화의 진행에 의해 Si의 함량이 감소됨을 의미한다.

$$PI = \frac{SiO_2 \times 100}{SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3 + TiO_2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.1.8)$$

(다) Ruxton ratio (RR)

Ruxton(1927)에 의해 제안된 화학적 풍화지수로서 풍화과정에서 MgO, CaO, $Na_2O$는 감소하며 $Al_2O_3$ 및 $K_2O$는 비교적 이동도가 낮아 풍화과정에서 함량을 유지한다고 평가하였다.

$$VR = \frac{Al_2O_3 + K_2O}{MgO + CaO + Na_2O} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.1.9)$$

(라) Parker index (Wp)

Parker(1970)는 주요한 알카리 금속의 비와 산소와의 결합력을 가중치로 사용하는 지수를 제안하였다. Wp 지수는 가수분해가 주요한 풍화작용의 매체로 작용하는 조건 하에서 산성, 중성 및 염기성암에 모두 적용할 수 있는 것으로 간주된다.

$$Wp = \left(\frac{2Na_2O}{0.35} + \frac{MgO}{0.9} + \frac{2K_2O}{0.25} + \frac{CaO}{0.7}\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.1.10)$$

(마) Miura index (MI)

Miura(1973)는 제 1철과 제 2 철의 상태에서 철분의 이동도는 차이가 있다고 생각하고 Miura index를 제안하였다.

$$MI = \frac{MnO + FeO + CaO + MgO + Na_2O + K_2O}{Fe_2O_3 + Al_2O_3 + 3K_2O} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.4.1.11)$$

(바) Lixiviation index (β)

Rocha-Fillo et al.(1985)는 풍화과정에서 MgO, CaO, $Na_2O$, $K_2O$는 감소하며 $Al_2O_3$는 유지된다는 가정 하에서 Lixiviation index를 제안하였다.

$$\beta = \frac{A\ weathered}{A\ fresh + CaO/MgO} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.4.1.12)$$

여기서, A는 $(K_2O + Na_2O)/Al_2O_3$이다.

(사) Alumina to potassium-sodium oxide ratio (AKN ratio)

Harnois and Moore(1988)가 제안한 화학적 풍화지수이다. $Na_2O$, $K_2O$는 이동성이 큰 성분이며 $Al_2O_3$는 풍화과정에서 안정한 성분이라는 개념에서 제안된 지수이다.

$$AKN\ ratio = \frac{Al_2O_3}{K_2O + Na_2O} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.4.1.13)$$

(아) Alumina to calcium oxide ratio (ACN ratio)

Harnois and Moore(1988)가 제안한 풍화지수로서 역시 CaO, $Na_2O$ 등은 풍화과정에서 감소하는 성분으로, $Al_2O_3$는 안정한 성분이라는 가정 하에 제안되었다.

$$ACN\ ratio = \frac{Al_2O_3}{K_2O + CaO + Na_2O} \quad \cdots\cdots (3.4.1.14)$$

(자) Silica-titania index (Si-TI index)

Jayaverdena and Izawa(1994)가 $Al_2O_3$, $SiO_2$, $TiO_2$의 관계로부터 지수를 제안하였다. 풍화과정에서 비교적 이동성이 작은 $Al_2O_3$와 $TiO_2$를 고려하여 만든 지수로서 WPI 및 $H_2O$(+)와 좋은 상관관계를 보여준다고 주장하였다.

$$Si-Ti\ index = \frac{SiO_2/TiO_2}{(SiO_2/TiO_2) + (SiO_2/Al_2O_3) + (Al_2O_3/TiO_2)} \quad \cdots\cdots (3.4.1.15)$$

(차) Loss on ignition (LOI)

Suoeka et al.(1985)는 LOI 자체가 화학적 풍화지수가 된다고 제안하였다. LOI는 시료를 950℃로 30분간 가열시 감소되는 양을 백분율로 표시한 양으로서 시료에서의 $H_2O$의 양을 나타낸다.

(카) Mobiles index (Imob)

Irfan(1994)는 풍화과정에서 이동성이 큰 원소와 이동성이 없는 원소는 서로 다른 거동을 한다는 것을 확인하고 Mobiles index (Imob)를 제안하였다.

$$Mobiles\ index\ (Imob) = \frac{Mob_f - Mob_w}{Mob_f} \quad \cdots\cdots (3.4.1.16)$$

여기서 Mobf와 Mobw는 신선한 암과 풍화암에서 $K_2O$ + $Na_2O$ + CaO의 총량이다.

(타) Chemical index of alteration (CIA)

Nesbitt and Young(1982)이 제안하였다. 화강암의 조암광물인 장석, 흑운모, 각섬석 및 휘석에 대한 CIA 값은 약 50 정도이다. 2차 광물의 점토광물 중 kaolinite, gibbsite, 녹니석의 CIA는 100이며, illite, smectite는 70~85의 값을

가지므로 CIA는 1차 광물과 2차 광물의 비율을 반영하며, 화학적 풍화의 정도를 나타낼 수 있다고 주장하였다.

$$CIA = \frac{Al_2O_3 \times 100}{Al_2O_3 + CaO + Na_2O + K_2O} \quad \cdots\cdots (3.4.1.17)$$

(파) Chemical index of weathering (CIW index)

Harnois(1988)가 제안한 화학적 풍화지수로서 Harnois and Moore(1988)가 제안한 Alumina to Calcium Oxide Ratio(ACN ratio)와 동일한 개념의 지수이다.

$$CIA = \frac{Al_2O_3 \times 100}{Al_2O_3 + CaO + Na_2O} \quad \cdots\cdots (3.4.1.18)$$

(하) Chemical weathering index (CWI)

Sueoka(1988, 1989)가 제안한 화학적 풍화지수로서 다음의 식으로 표현된다.

$$CWI = \frac{(Al_2O_3 + Fe_2O_3 + TiO_2 + H_2O) \times 100}{All\ chemical\ component} \quad \cdots\cdots (3.4.1.19)$$

(3) 공학적 풍화지수

광물·암석학적 풍화지수와 화학적 풍화지수가 풍화에 따른 암석의 화학적 변화와 조직의 변화, 그리고 광물학적인 변화를 설명할 수 있기는 하나 실제 실험적인 분석은 상당히 어렵다. 이러한 이유로 실내 및 현장에서 쉽고 신속하게 결정될 수 있는 공학적인 성질에 근거한 풍화지수의 필요성이 대두되었다. 풍화정도를 평가하기 위해 많은 공학적인 지수들이 제안되었으며, 특히 풍화된 화강암에서 풍화지수와 공학적 성질 간의 높은 상관성에 대한 다양한 연구가 수행되었다(Hamrol, 1961; Onodera et al, 1974; Irfan & Dearman, 1978). 이러한 공학적 풍화지수는 암석의 공학적인 성질을 직접적으로 반영하는 암석에 대한 물성시험을 통하여 제안되었다. 슈미트해머, hand penetrometer, 슬레이킹(slaking) 시험 및 점하중 강도 시험과 기타 암석의 물성시험 등이 암석의 풍화단계를 구분하기

위하여 사용되었다.

(가) 슈미트해머 반발치와 점하중지수

Irfan and Dearman(1978)은 슈미트해머 반발치와 점하중 지수 등은 야외에서 풍화정도를 정량적으로 평가하는데 실질적으로 이용될 수 있다고 평가하였다.

(나) 슬레이크 내구성 지수

슬레이크 내구성 지수(slake durability index, Sd)는 Franklin and Chandra(1972)에 의해 이암, 셰일 등의 세립질 쇄설성 퇴적암의 풍화도와 내구성을 평가하기 위해 고안되었으며, 대체로 풍화도가 높은 암석을 정량적으로 평가하는데 유용하다. Leung and Radhakrishnan(1990)은 여러 풍화단계에서 사암, 이암, 셰일 등의 슬레이크 내구성지수가 관계가 있음을 연구하였다. Lee and Freitas(1988)는 슬레이크 내구성 지수가 한국에 분포하는 화강암의 풍화도를 정량적으로 평가하는데 유용하다고 보고하였다.

Komoo and Yakub(1990)에 의하면 규암, 천매암, 편암에서 풍화가 진전됨에 따라 Sd2(Ⅱ cycle value)가 감소하는 경향을 보인다. 슬레이크 내구성을 지배하는 여러 요소 중 팽창할 수 있는 점토광물의 함량이 Sd2(Ⅱ cycle value)에 가장 대비되며, 셰일의 흡수율은 슬레이크 내구성은 가장 좋은 지사자이며, Sd2(Ⅱ cycle value) index는 풍화물질 중의 암석과 흙의 비를 정량적으로 측정하는데 사용 가능하다(Dick et al. 1994)

(다) 순간흡수시험 및 void index

풍화된 화강암과 편암을 평가하기 위해 순간흡수시험(QAI) 및 void index가 Hamrol(1961)에 의해 제안되었다. Hamrol는 QAI와 탄성계수간에 높은 상관성이 있다고 보고하였으며, Irfan and Dearman(1978)의 연구 결과와도 일치한다.

(라) The coefficient of weathering(K)

Iliev(1966)은 암석의 초음파 속도에 근거하여 “The coefficient of weathering(K)”을 제안하였다. K 값의 범위를 기준으로 풍화도를 설정하였으며, 설정된 풍화도에 대응되는 $V_p$값을 제시하였다.

$$K = (V_o - V_w)/V_o \quad \cdots\cdots (3.4.1.20)$$

여기서, K는 coefficient of weathering, Vo는 P-wave velocity in fresh rock, 그리고 Vw는 P-wave velocity in weathered rock이다.

(마) $RDI_s$ 및 $RDI_d$

Fookes et al.(1998)은 암석의 내구성을 평가하기 위하여 간단한 공학적 시험에 기초한 두 가지 형태의 지수를 제안하였다. 이 지수는 정적 혹은 동적인 공학적 환경에 모두 적용할 수 있다. 암석의 정적 내구성 지수(static rock durability indicator)는 다음과 같이 4가지 시험을 통해 얻을 수 있다.

$$RDI_S = \frac{I_{S(50)} - 0.1(SST + 5WA)}{SG_{ssd}} \quad \cdots\cdots (3.4.1.21)$$

여기서, $I_{s(50)}$는 건조 및 포화상태의 점하중강도의 평균치이고, SST는 Mg황화합물의 건전도시험(soundness test)의 결과이며, WA는 물의 흡수율이고, SGssd는 비중이다. 물의 흡수성 시험(water absorption test)의 결과에 5를 곱하였는데 이것은 변수들의 크기의 균형을 맞추고 암석의 내구성을 결정하는데 이 값의 중요성을 강조하기 위해서이다. 점하중시험은 암석의 정적인 강도를 얻기 위해 이용되었고, Mg 황화합물 시험은 암석의 반복풍화에 대한 저항력을 나타낸다.

암석이 일련의 동하중으로 인해 암질이 저하될 때는 암석의 동적 내구성 지표를 이용할 수 있다. $RDI_d$ 지표는 포화조건 하에서 반복하중의 영향뿐만 아니라 암석기재학적 특성까지 고려한 modified aggregate impact value(MAIV)를 포함하며, 이 지수는 다음과 같다.

$$RDI_d = \frac{0.1(MAIV + 5 \times WA}{SG_{ssd}} \quad \cdots\cdots (3.4.1.22)$$

## 2. 연구지역 개관

### 가. 위치와 지형

연구지역은 인천광역시 연수구 옥련동 일원으로서 아암도 남쪽 인근에 위치하고 있다. 최근까지 연구지역은 연안의 조간대 환경이 발달하고 있던 곳으로서 현재는 송도정보화신도시 조성 사업의 일환으로 매립되어 육상화가 이루어진 지역이다(그림 3.4.2.1).

연구지역 동측의 육상 지역에는 청량산과 문학산을 중심으로 북서와 동서 방향으로 발달하는 해발고도가 200m를 넘지 않는 저기복의 저산성 및 구릉성 산지가 발달한다. 이러한 산계 사이에는 저평한 충적평야가 발달하며 특히, 연안에 인접한 지역에는 해안평야가 넓게 발달한다. 서측의 해상부에는 북서 방향에 위치한 영종도와 팔미도, 남쪽의 오이도 등 인천 연안의 주요 섬들이 위치하고 있다. 시험말뚝(TP 3-2와 TP 3-3) 시공부지는 매립 지역의 북쪽 말단에 위치하고 있다(그림 3.4.2.1과 3.4.2.2).

### 나. 지질 개요

연구지역은 한반도의 지체구조에 있어서 경기육괴에 해당된다. 연구지역 일원의 지질은 하부로부터 선캠브리아기의 변성암류, 중생대 쥬라기~백악기 화성암류 그리고 이상의 지층들을 부정합으로 피복하는 제4기 퇴적층으로 대별된다.
선캠브리아기 변성암류는 흑운모편마암, 안구상편마암, 운모편암과 석영편암 등의 다양한 암상으로 구성된다. 중생대 쥬라기 화성암류는 흑운모화강암의 심성암류가 산출하고, 백악기 화성암류는 응회암, 유문암과 안산암 등의 화산암류로 구성된다.

제4기 퇴적층은 연구지역이 위치한 연안 지역과 연안에 인접한 육상 일부의 해안평야를 따라 분포하는 제4기 후기의 해성 퇴적층과 산계 사이에 발달하는 소규모 하천 퇴적층으로 구성된다.

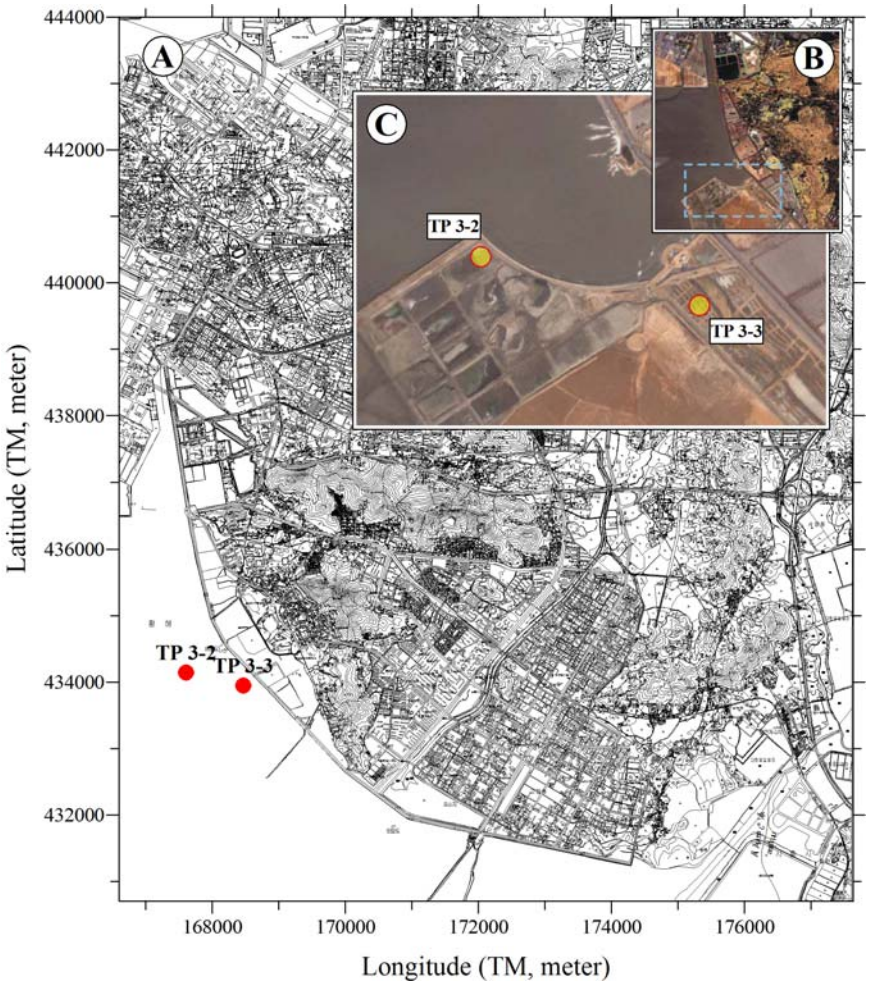



그림 3.4.2.1. 연구지역의 위치도. (A) 매립 이전의 연구지역의 지형, (B) 매립 이후의 연구지역 인공위성영상, (C) 연구지역의 말뚝시험시공지역의 위치.



그림 3.4.2.2. 말뚝시험시공부지의 전경. 왼쪽은 TP 3-2 지역이고 오른쪽은 TP 3-3 지역.

시험말뚝이 시공된 연구지역의 기반암은 선캠브리아기의 변성암인 흑운모편마암이 분포하는 것으로 보고되었다(강필종 외, 1978). 시험말뚝 시공부지와 가장 인접해 있는 아암도에서 양호한 기반암의 노출이 관찰되고 있다. 노두조사 결과, 연구지역의 기반암은 선캠브리아기 변성암인 편마암류로 구성되어 있음이 확인되었다.

편마암류는 야외에서 관찰되는 조직과 구조적 특징에 따라 크게 화강편마암과 호상편마암으로 구분된다. 화강편마암은 엽리구조의 발달 정도에 따라 세분된다. 담회색의 암색을 띠는 화강편마암은 엽리구조의 발달이 미약하여 외견상 화강암과 매우 유사한 암상(그림 3.4.2.3)과 엽리구조의 발달이 비교적 현저한 암상으로 구분된다(그림 3.4.2.4). 엽리구조는 대체로 수 십 cm 정도의 간격으로 발달한다. 두 암상 모두 조립질의 입상조직을 보이고, 석영과 장석의 담색광물에 소량의 유색광물인 흑운모로 구성된 광물조성을 갖는다.



그림 3.4.2.3. 화강암질 편마암의 노두 사진.



그림 3.4.2.4. 엽리 발달이 양호한 화강암질 편마암(좌)과 호상편마암(우)의 노두 사진.

화강편마암에 비해 상대적으로 소규모로 산출하는 녹회색의 암색을 띠는 호상편마암은 외견상 수 십 cm의 폭과 양호한 연장성을 가지는 암맥의 형태로 관찰된다(그림 3.4.2.4). 담색광물과 유색광물이 서로 교호하는 엽리구조의 간격은 매우 조밀하여 수 mm에서 수 cm 정도의 간격으로 발달한다. 전체적으로 흑운모, 백운모 등의 유색광물로 이루어진 엽리가 우세하며 엽리면을 따라 절리가 발달한다.

## 3. 연구 내용과 수행 절차

풍화도 정량화 기법을 통해 풍화대 지반을 공학적으로 분류하고, 각 분류 지반에 대한 지반공학적 특성화를 이루기 위한 이 연구는 기본적으로 지질학적 접근과 지반공학적 접근으로 크게 구분된다(표 3.4.3.1).

지질학적 접근은 먼저 대상 풍화대 지반에 대해 육안에 의한 풍화 특성의 관찰과 기재이다. 이를 통해 풍화작용의 상대적 정도와 그 특징을 종합하여 풍화 정도에 따라 풍화 등급을 상대적으로 결정한다. 또한, 풍화대 지반의 시료에 대한 암석화학적 분석으로서 대상 풍화대 시료의 주산화물 조성을 분석한다. 주산화물 분석 결

과를 기초로 풍화 정도를 정량적으로 판단할 수 있는 다양한 풍화지수(weathering index)를 결정한다.

풍화대 지반에 대한 지반공학적 접근은 대상 지반의 공학적 특성을 파악하기 위한 것으로서 크게 실내 물리시험과 현장 역학시험으로 구분하여 수행된다. 물리시험은 함수비, 습윤 및 건조단위중량, 입도와 비중 시험 등을 수행하여 풍화대 지반의 일반적인 물리적 특성을 파악한다. 현장 역학시험은 변형계수(ED) 산정을 위한 공내재하시험(PressuMeter Test, PMT)과 점착력과 내부마찰각을 구하기 위한 공내전단시험(Borehole Shear Test, BST)을 수행한다. 또한, 하향식 탄성파탐사(down-hole siesmic test)와 시추공간 탄성파탐사(cross-hole seismic test) 등의 공내 탄성파탐사를 수행하여 P파 속도와 S파 속도를 구하고 이로부터 각종 지반계수를 계산함으로써 대상 풍화대 지반의 현장 상태의 역학적 특성을 파악한다.

이러한 각각의 연구 내용으로부터 수행되는 연구 과정을 그림 3.4.3.1에 나타내었다. 지질학적 관찰과 기재를 통해 상대적인 풍화 정도에 따라 1차적으로 분류된 풍화대 지반은 암석화학적 분석 결과로부터 산정된 정량적 풍화지수와 비교, 분석하여 풍화대 지반을 풍화 등급에 따라 분류한다.

실내 물리시험과 현장 역학시험으로부터 산정된 각종 지반정수를 지질학적으로 분류된 풍화대 분류와 비교, 분석하여 상호 관련성을 파악한다. 이 과정을 통해 지질학적 풍화대 분류를 검증하고 최종의 공학적 분류를 수행하고 각각의 풍화대 분류 별 지반공학적 특성을 종합하여 지반특성화를 시도한다.

표 3.4.3.1. Summary of the research items and their results.

| Approaches | Items | | | Results |
|---|---|---|---|---|
| Geology | Core logging | | | determination of the weathering grade |
| | Petro-chemistry | | | composition of major oxides<br>calculation of the weatherig index |
| Geotechnology | Lab. physical test | Water content | | general physical properties |
| | | Unit weight | | |
| | | Grain size | | |
| | | Specific gravity | | |
| | Field mechanical test | Pressumeter test (PMT) | | Young's modulus ($E_D$) |
| | | Borehole shear test (BST) | | cohesion (C)<br>effective friction angle ($\phi$) |
| | | Borehole seismic test | down-hole | P-wave velocity ($V_P$)<br>S-wave velocity ($V_S$) |
| | | | cross-hole | |

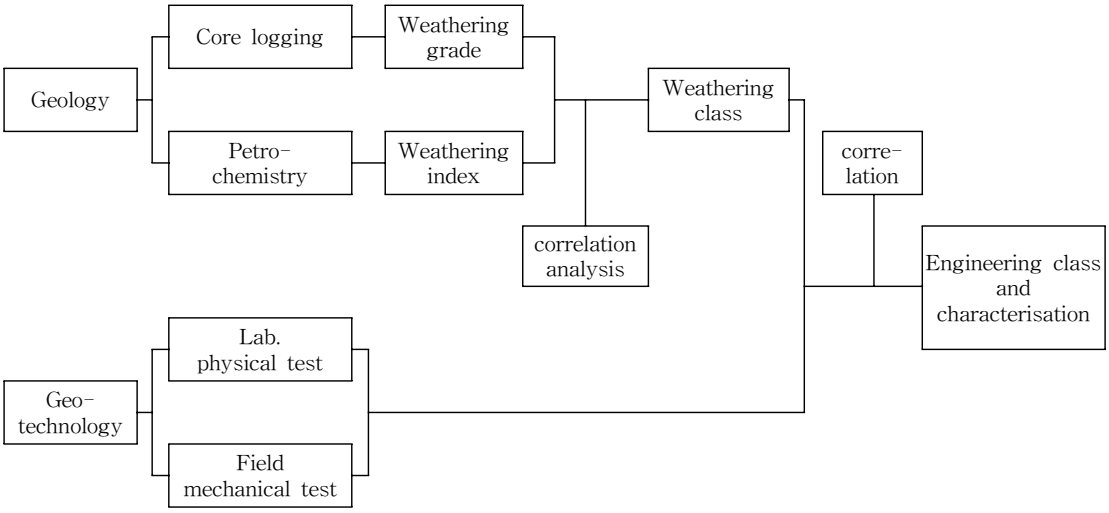



그림 3.4.3.1. Flow chart of the study.

## 4. 연구 방법

### 가. 시료 채취

이 연구는 인천대교 시험말뚝 시공부지로서 TP 3-2와 TP 3-3이 위치한 지역의 풍화대 지반을 대상으로 하였다. 2차년도에는 인천대교 설계를 위한 기존의 시추조사 결과를 참고하여, 시험말뚝 TP 3-2 지역에는 1개소의 연구용 시추공을 선정하고 상대적으로 암상이 다양하게 분포하는 TP 3-3 지역에는 3개소의 시추공을 선정하였다(그림 3.4.4.1). 시추공 중에서 2개소(BH-1과 BH-2)는 현장시험을 목적으로 나머지 2개소(BH-3과 BH-4)는 시료 채취를 목적으로 하였다. 그러나 연구의 효율성을 극대화하기 위하여 시추공별로 시료 채취와 현장 시험을 최대한 병행하였다. 3차년도에는 TP 3-2에 2개소의 시험공(BH-5와 BH-6)을 추가로 설치, 실내시험을 위한 시료채취와 현장시험을 수행하였다.

시추는 회전 수세식으로 풍화대 구간을 포함하여 비풍화대 암반의 일부까지 굴착, 시료를 회수하였다. 시료 채취는 풍화대 구간에서는 삼중코어배럴(triple core barrel)을 이용하였으며 비풍화대 구간에서는 D3 코어채취기를 이용하였다. 풍화대 시료의 회수와 현장 시험을 위한 공벽 보호를 위하여 굴진속도를 최대한 줄이고 이수제를 적절히 투입하였다. 시추공 BH-4에서는 풍화대 상부를 점하고

있는 연약 점토층에 대한 토질시험을 위해 불교란 시료를 채취하였다.

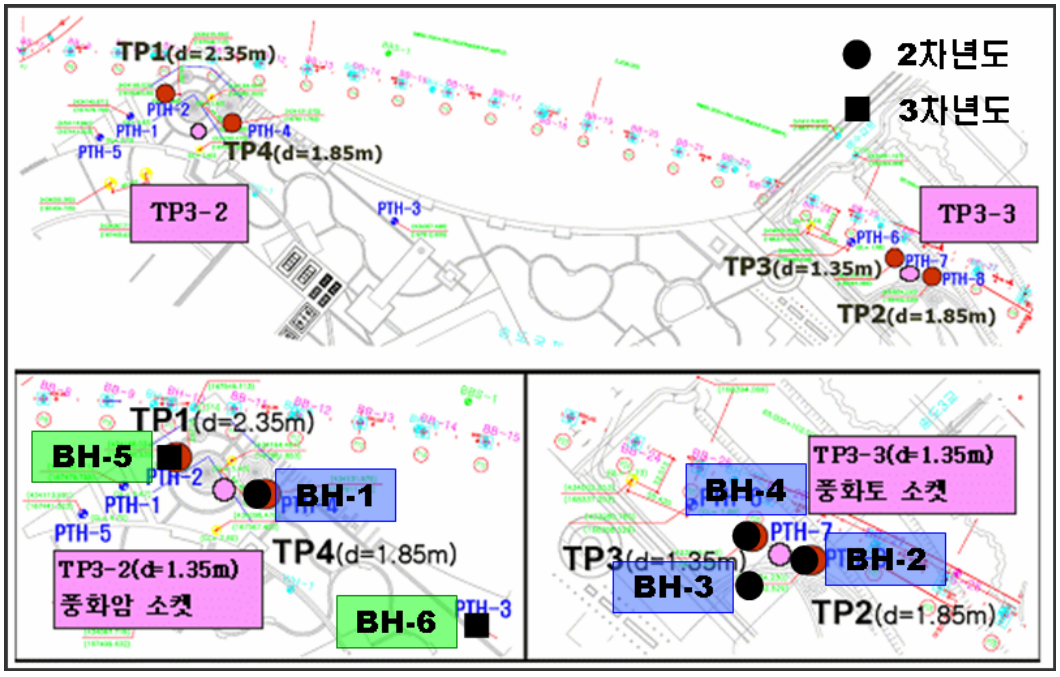



그림 3.4.4.1. 시험 시추공의 위치도(BH-1에서 BH-6).

### 나. 지질학적 시험

지질학적 시험은 먼저 회수된 풍화대와 비풍화대 코어 시료에 대한 지질학적 관찰과 기재를 수행하였다. 코어 관찰과 기재는 풍화대 분류체계를 결정하기 위한 가장 기본적인 접근으로서 풍화 특성의 외견상의 지질학적 성상을 파악하기 위한 것이다. 풍화 특성은 전술한 Irfan and Dearman(1978)의 풍화암반의 분류체계에 기준으로 이용된 지질학적 기술 내용을 기본적으로 따랐다. 지질학적 특성은 기본적으로 암색, 광물 조성과 조직을 비롯하여 입도, 함수 상태 등의 물리적 성상과 산화, 변질작용의 정도 등을 기술하였다. 이러한 다양한 특징을 종합하여 1차적으로 풍화 정도에 따른 풍화 등급을 결정하였다.

정량적인 풍화 정도를 평가하기 위한 풍화지수의 산정은 이상의 지질학적 관찰과 기재를 통해 결정된 1차적 풍화 등급을 검증하고 보다 정밀한 풍화대 분류를 위해 필수적이다. 이론적 배경에서 서술하였듯이 정량적 풍화지수에는 광물·암석학적, 화학적 그리고, 지질공학적 풍화지수 등이 있다.

이 중에서 광물·암석학적 풍화지수와 지질공학적 풍화지수는 대상 시료가 물

리·역학적으로 불교란 상태를 유지하고 있어야 한다. 반면, 화학적 풍화지수는 이름 그대로 화학적 성질을 분석함으로써 결정되므로 물리·역학적 교란과는 무관하다. 현재 우리나라에서 일반적으로 적용되는 풍화대의 코어 시료 채취에 이용되는 삼중코어배럴이나 데니슨 시료채취기(Denison sampler)는 불교란 상태의 코어 채취가 어려운 것으로 알려져 있다. 따라서 이 연구에서는 풍화대 지반의 정량적 풍화 정도를 결정하기 위하여 교란과는 무관한 화학적 풍화지수를 주요 기준으로 삼았다.

화학적 풍화지수 결정을 위한 기본적인 화학적 성질은 주산화물 조성이다. 주산화물 조성을 측정하기 위한 방법은 X-선 형광분석(XRF, X-Ray Fluorescense spectrometer)을 이용하였다. 주산화물 조성으로 산정된 각종 풍화지수 중에서 현장 적용성이 가장 좋은 지수를 선정하기 위하여 각각의 풍화지수 사이에 상관성 분석을 수행하였다.

### 다. 지반공학적 시험

풍화대 지반의 지반공학적 시험은 채취된 풍화대 시료에 대한 실내 물리시험과 시추공 내에서의 현장 토질시험으로 구성된다.

(1) 실내 물리시험

채취된 풍화대 코어 시료에 대한 실내 물리시험은 함수비, 습윤 및 건조단위중량, 입도와 비중 분석 등을 수행하였다. 각각의 물리시험은 한국공업규격(KSF)과 국제 규준인 ISRM의 제안 방법을 준용하였다.

(2) 현장 토질시험

현장 토질시험은 현장 상태에서의 풍화대 지반의 역학적 성질을 파악하기 위한 것으로 시추공 내에서 직접 수행된다. 공내재하시험과 공내전단시험을 비롯하여 시추공 탄성파탐사를 수행하였다. 탄성파탐사는 하향식 탄성파탐사와 함께 TP 3-3 지역에 설치된 3개의 시추공을 이용하여 시추공간 탄성파탐사를 실시하였다.

(가) 공내재하시험

공내재하시험은 시추공의 공벽면을 가압하고 그 때의 공벽면 변형량을 측정함으로써 강도와 변형 특성 등의 지반 성질을 조사하는 시험이며, 평판재하시험의 기

본원리를 응용하면서 이것을 시추공의 공내에서 시험할 수 있게 한 것이다. 공내재하시험기는 일본 OYO사의 Elastometer-2(model-4281)를 이용하였다(그림 3.4.4.2).

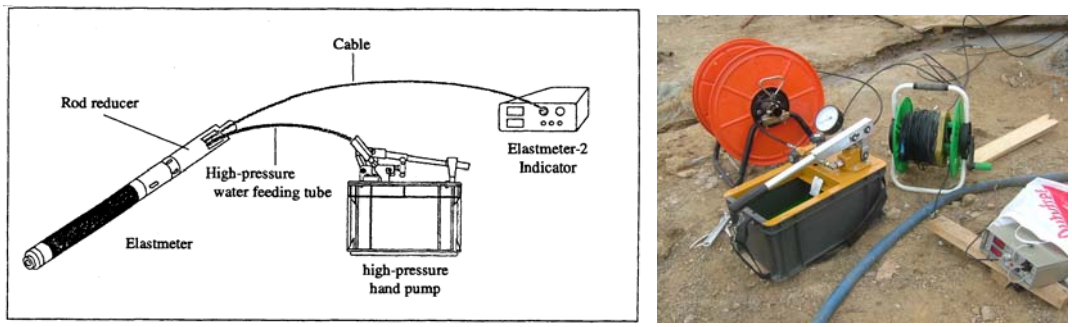



그림 3.4.4.2. 공내재하시험기의 주요 구성.

(나) 공내전단시험

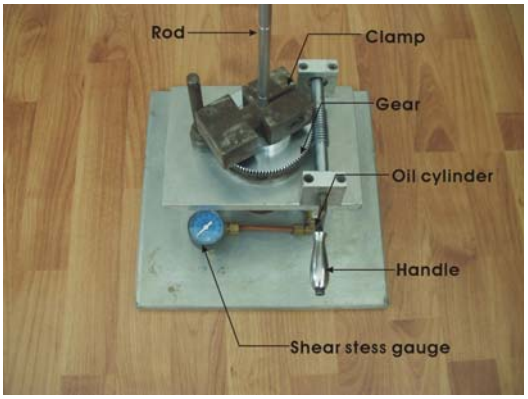
공내전단시험은 시추공 내의 원지반에서 수직응력과 전단응력을 측정하여 현장에서 점착력(c)과 내부마찰각($\phi$)을 각각 알 수 있는 원위치 시험방법이다. 기존의 공내전단시험 장비는 굴착된 시추공 내에서의 수직압력이 180° 방향으로 작용한다. 이로 인해 공벽의 변형 발생과 원지반에 충분한 수력압력이 가하지 못하므로 전단응력 또한 낮게 측정된다. 이런 문제를 개선하기 위해서 더 많은 방향으로 가압할 수 있는 원형 형태의 수직압력장치를 개발하였다.

① 공내전단시험기 구성

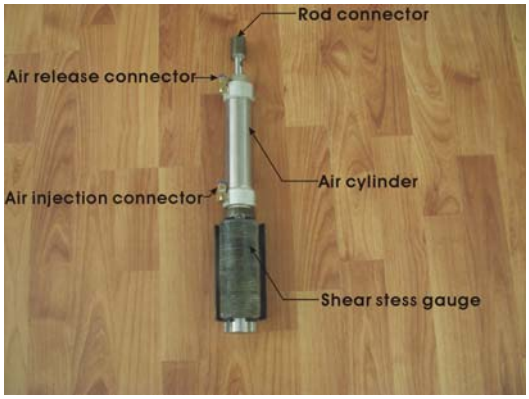
공내전단시험기의 구성은 크게 1) 전단응력 측정부, 2) 수직응력 측정부, 3) 공기제어 및 수직압력 조절부, 4) 공기주입 장치, 5) 연결부로 나눠지고 상세한 제원은 다음과 같다.

**전단응력 측정부**

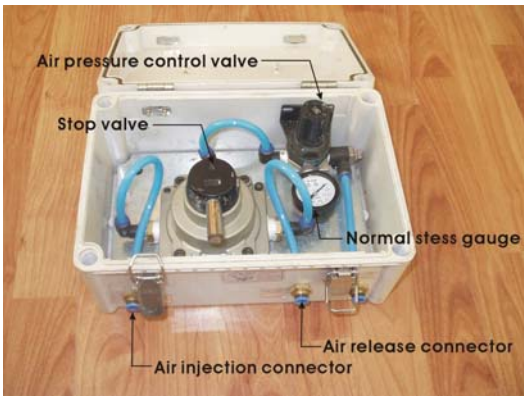
Rod를 측정심도에 위치시키고 clamp에 고정 후 핸들을 돌리면 gear에 의해 회전운동이 상하운동으로 바뀌면서 oil cylinder에 전달된 압력이 gauge에서 측정할 수 있는 장치이다(그림 3.4.4.3의 A).




(A)




(B)




(C)



(D)

그림 3.4.4.3. 공내전단시험기. (A) 전단응력 측정부, (B) 수직응력 측정부, (C) 수직응력 제어부, (D) 공기주입장치.

**수직응력 측정부**

실린더 A에 공기를 주입하면서 실린더 축 B가 위로 상승하며 동시에 링크C와D의 거리가 좁아지면서 pad가 바깥으로 이동한다(그림 3.4.4.3의 B). 그리고 실린더 축 B와 E는 연결되어 있으므로 실린더 축 E에 rod를 연결하여 인장시키면 실린더 축 B가 동시에 인장되므로 일정한 압력에서의 전단응력을 측정할 수 있다. Pad를 수축하려면 실린더 F에 공기를 주입하면 반대로 움직인다.

**공기제어 및 수직압력 조절부**

공내에 삽입된 pad를 확장시키기 위해서 일정한 압력을 유지시키고 제어하는 장치로서 stop valve로 pad의 수축 및 확장을 조절하고 air pressure control valve로 normal pressure로 조절한다(그림 3.4.4.3의 C).

**공기주입 장치**

기존의 공기주입 장치는 발 또는 손으로 작동되는 air pump가 사용되었다. 이 방법은 고압 주입시 시간적 또는 육체적인 에너지 소모가 많다. 그래서 DC air compressor 장치를 이용하여 쉽고 빠르게 공기를 주입할 수 있다(그림 3.4.4.3의 D).

**연결부**

전단응력 측정부와 수직응력 측정부를 연결시키는 rod 및 수직응력 측정부와 공기제어 및 수직압력 조절부를 연결시키는 공기호스가 해당한다. Rod는 길이 1m직경 10mm이며 공기 호스는 우레탄 재질의 직경 6mm를 사용한다.

② 시험

공내전단시험의 시험 모식도와 수행 광경을 그림 3.4.4.4에 나타내었다.




그림 3.4.4.4. 공내전단시험 모식도와 측정 전경.

(다) 시추공 탄성파탐사

시추공 탄성파탐사는 대상 지반을 통과하는 P파와 S파 등의 탄성파의 속도를 파악하여 지층구조와 함께 각종 지반 탄성계수를 파악하는 것이다. 시추공 탄성파탐사는 하향식 탄성파탐사와 시추공간 탄성파탐사로 구분된다. 연구지역의 4개소의 모든 시추공에 대하여 하향식 탄성파탐사를 수행하고 시험말뚝 TP 3-3 지역에 설치된 3개의 시추공에서 대해서는 각 시추공 사이의 총 3개 단면에 대해 시추공간 탄성파탐사를 수행하였다.

① 탐사 장비

탄성파 기록장치는 미국 Seistronix사의 RAS-24를 이용하였다(그림 3.4.4.5의 A). 탐사기의 record length는 48,000 sample이며 sampling interval은 0.125ms이다. 탄성파의 발생원으로서 하향식 탄성파탐사에서는 5kg의 sledge hammer를 사용하였다. 시추공간 탄성파탐사에서는 시추공 내 탄성파 발생장치를 이용하였다(그림 3.4.4.5의 B). 탄성파의 수진 장치로서 3성분 지오폰을 이용하였다(그림 3.4.4.5의 C).



(A)



(B)



(C)

그림 3.4.4.5. 시추공 탄성파시험 장치. (A) 탄성파탐사기, (B) 시추공 탄성파 발생장치, (C) 3성분 지오폰.

② 하향식 탄성파 탐사

하양식 탄성파탐사의 탐사 원리와 탐사 모식도와 탐사 광경을 그림 3.4.4.6에 나타내었다. 하향식 탄성파 탐사의 수행과정은 다음과 같다.

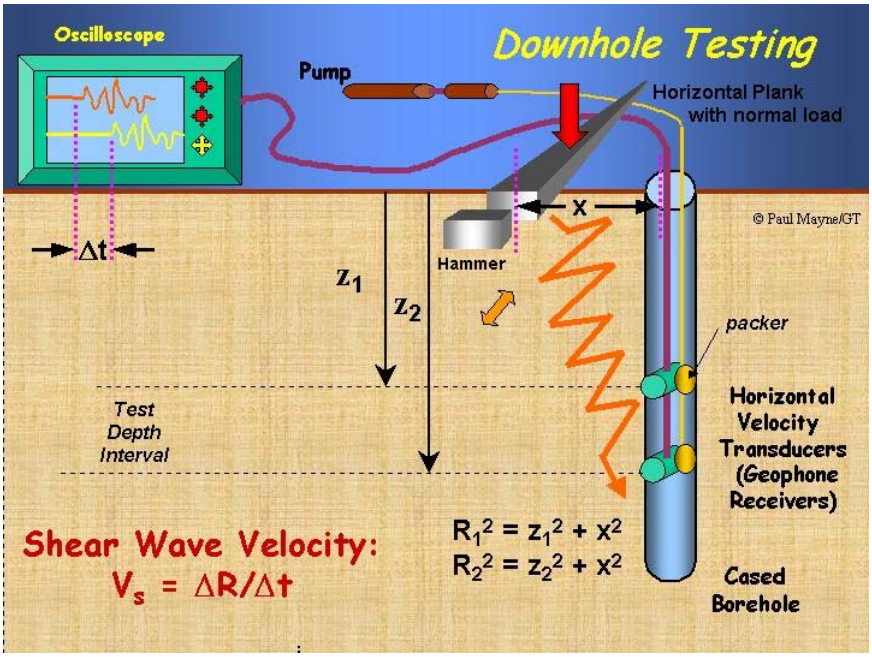







그림 3.4.4.6. 시추공 탄성파탐사의 모식도(위)와 탐사 전경(아래).

먼저 3성분 지오폰을 탐사기 본체에 접속하고 시추공 내 지오폰을 측정하고자 하는 심도에 설치한다. 지표에는 진원으로서의 P파 및 S파 발진용 타격판과 감지기(sensor)를 각각 설치하고 3성분 지오폰을 수진 지점에 위치시킨 후, 지오폰에 장치된 스프링을 전원 동력으로 공벽에 밀착시켜 지하수면 이하에서의 지하수에 의한 S파의 변형을 막아 최상의 파를 수신할 수 있도록 설치한다.

시험을 위한 준비 장치가 완료되면 타격판(plate)의 한쪽면을 sledge hammer로 수평으로 타격하여 S파를 발진시키고 이를 공내의 지오폰으로 수진한다.

수진된 S파의 초동시각파악을 용이하게 하기 위하여 hammer의 타격방향을 바꾸어서 S파의 위상이 180° 역전된 파형을 구한다. 이 때, 발진되는 파는 지오폰을 통하여 본체에 입력되며, 계속적인 중합(stacking)으로 파를 중첩(enhancement)시켜 신호 대 잡음비(S/N비)를 향상시킨 파형을 취득한다. 또한, 강판(steel plate)을 sledge hammer로 수직 타격함으로써 P파를 발진시킨다. 발진 후 기록까지의 과정은 S파의 경우와 동일한 과정을 거친다. 3성분 지오폰의 위치를 이동시킨 후 상기의 과정을 반복한다.

③ 시추공간 탄성파 탐사

시추공간 탄성파탐사는 두 개의 시추공을 이용하여 시추공간을 전파하는 S파 전파 시간으로부터 시추공과 시추공사이의 S파 평균속도를 심도별로 측정하는 탐사법이다. 즉, 한 시추공에 위치한 시추공 해머로부터 발생된 탄성파 신호를 다른 시추공에서 시추공 지오폰을 이용하여 측정한다. 이 방법은 시추공 사이의 수평적인 속도 변화를 측정할 수 있다. 시추공간 탐사의 모식도와 탐사 광경을 그림 3.4.4.7에 나타내었다.

그림에서 와 같이 하나의 시추공에는 시추공 해머를 그리고 다른 시추공에는 해머와 동일한 심도에서 시추공 지오폰을 설치한 다음, 해머를 작동시켜 S파의 초동주시를 판별한다. 초동파의 정확한 판별을 위하여 서로 위상이 반전된 두 조의 탄성파 기록을 얻는다.

④ 지반 탄성계수의 결정

지표에서 파를 발진하고 공내에서 수진된 파의 시험 구간에 있어서의 전파시간(T), 도달거리(D)를 이용하여 파의 전달 속도 즉 P파와 S파를 산출하고, 지반의 밀도를 적용하면 다음의 공식에 의거하여 관련 계수를 구할 수 있다.

**동적 탄성계수(Dynamic Young's modulus)**

$$E_d = \rho V_S^2 \frac{3(V_P/V_S)^2 - 4}{(V_P/V_S)^2 - 1} = 2G_d(1+\nu_d) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.4.4.1)$$

동적 포아송비(Dynamic Poisson's ratio)

$$\nu_d = \frac{1}{2}\frac{(V_P/V_S)^2-2}{(V_P/V_S)^2-1} \quad \cdots\cdots (3.4.4.2)$$

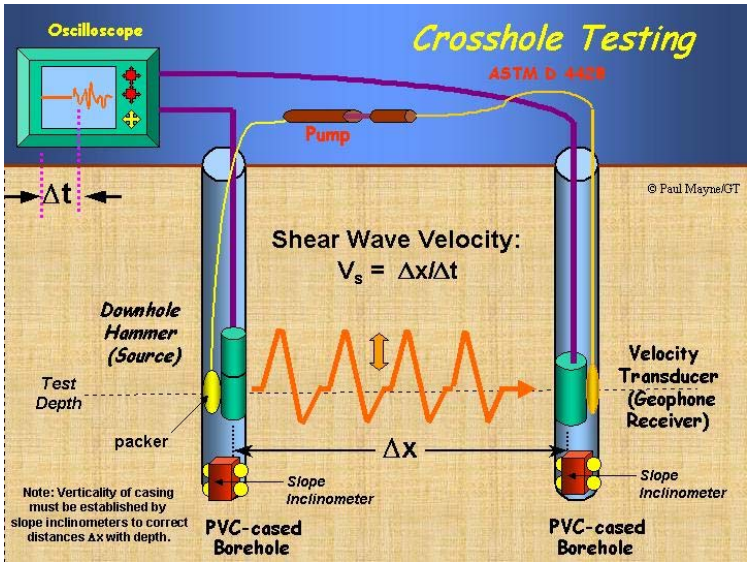





그림 3.4.4.7. 시추공간 탄성파탐사의 모식도(위)와 탐사 전경.

동적 전단탄성계수(Dynamic shear modulus)

$$G_d = \rho V_S^2 = E_d/(2+2\nu_d) \quad \cdots\cdots (3.4.4.3)$$

동적 체적탄성계수(Dynamic bulk moduluds)

$$K_d = \rho(V_P^2 - 4V_S^2/3) = E_d/(3-6\nu_d) \quad \cdots\cdots (3.4.4.4)$$

상기 식에서 $V_p$ 는 P파 속도, $V_s$는 S파 속도이다.

## 5. 풍화대 지반의 지질학적 특성

### 가. 개요

전 절에서 서술한 바와 같이 연구지역의 기반암은 크게 화강편마암과 호상편마암이 서로 혼재되어 나타난다. 화강편마암은 조립질 화강편마암과 세립~중립질 화강편마암으로 세분된다. 또한, 호상편마암 역시 엽리구조의 발달 규모에 따라 조밀한 간격의 엽리구조를 가진 호상편마암과 보다 넓은 간격의 엽리구조를 가진 호상편마암으로 세분된다.

이러한 매우 다양한 암상에 따라 풍화 특성을 각각 규명, 정량화하고 풍화대를 세분하는 것은 최종의 공학적 이해와 적용을 복잡하고 어렵게 만든다. 따라서 연구지역의 다양한 암상을 지질학적으로 단순화할 필요가 있다.

연구지역의 편마암류는 엽리구조의 발달이 미약한 화강편마암과 뚜렷한 엽리구조를 특징으로 하는 호상편마암으로 크게 구분할 수 있다. 이러한 구분은 두 암상 사이에 구성 광물의 종류와 상대 함량뿐만 아니라 암석 조직과 구조의 뚜렷한 차이를 반영한다. 이에 따라 각 암상의 풍화대로부터 나타나는 지반공학적 특성에서도 상당한 상이성이 예상된다. 따라서 연구지역의 풍화대는 기본적으로 화강편마암과 호상편마암의 풍화대로 각각 구분하여 접근하였다.

### 나. 풍화대 지반의 지질학적 분대

먼저 연구지역 풍화대의 풍화도 정량화와 풍화대 분류를 위해 각 시추공별로 풍화대 지반의 다양한 지질학적 특성을 기재하고 상대적인 풍화 정도에 따라 1차적인 분류를 시도하였다(그림 3.4.5.1~3.4.5.6). 풍화대 지반에 대한 지질학적 기재 요소는 색조를 기본으로 하여 구성 광물, 조직 및 구조적 특성 등이다. 또한 암석의 풍화에 의해 분해 및 분리된 입자들의 입도 특성을 주된 요소로 기재하였다.

그 결과 각 암상별 풍화대는 풍화 정도가 감소하는 순서에 따라 각각 4개의 풍화 단계로 분류된다. 각 풍화대 유형의 기호는 풍화 단계를 지칭하는 로마자(Ⅰ, Ⅱ, Ⅲ과 Ⅳ)와 모암의 암상을 뜻하는 g(화강편마암, granitic gneiss)와 b(호상편마암, banded gneiss)를 아래첨자로 조합하여 명명하였다.

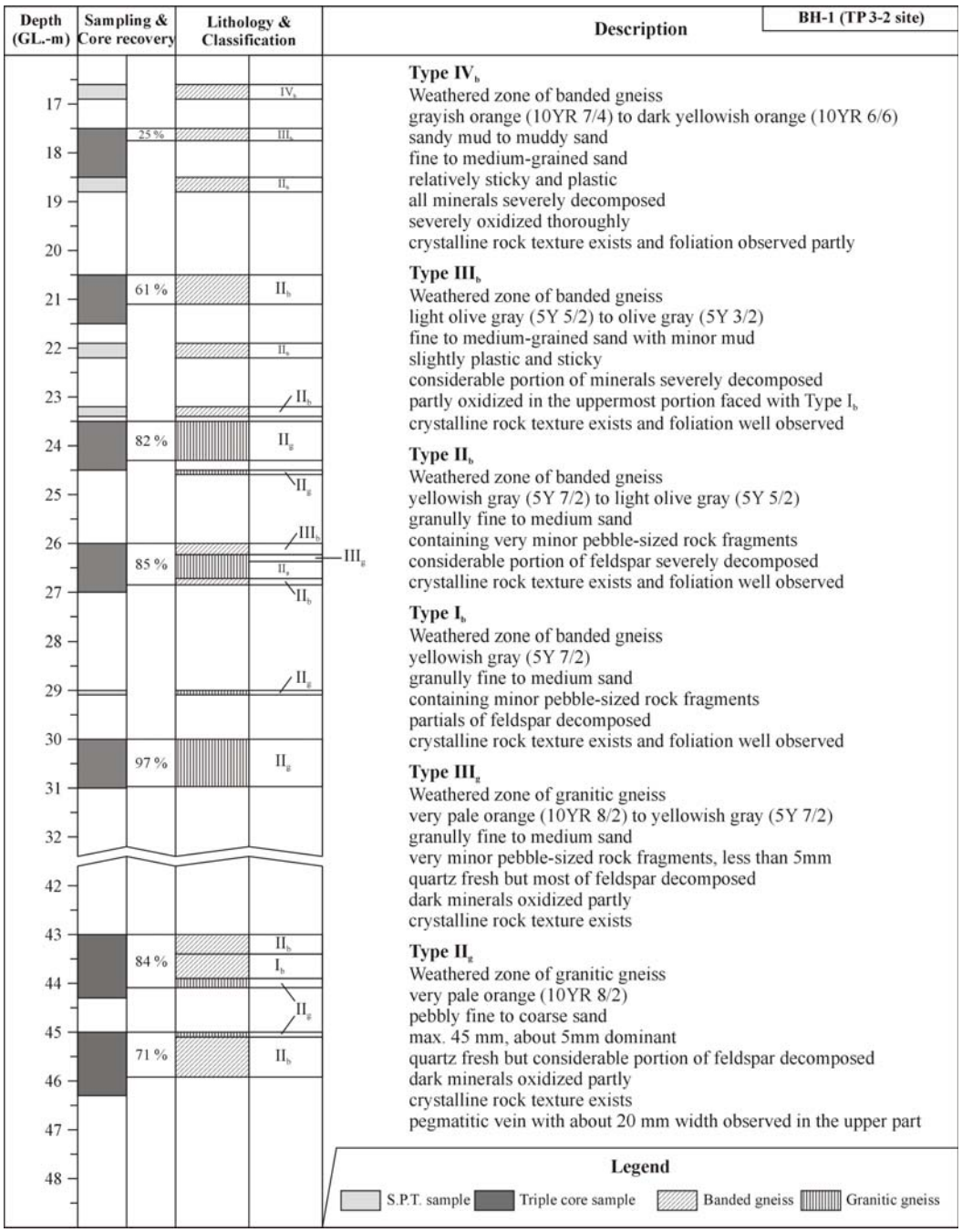



그림 3.4.5.1. BH-1 풍화대의 지질 특성 기재.

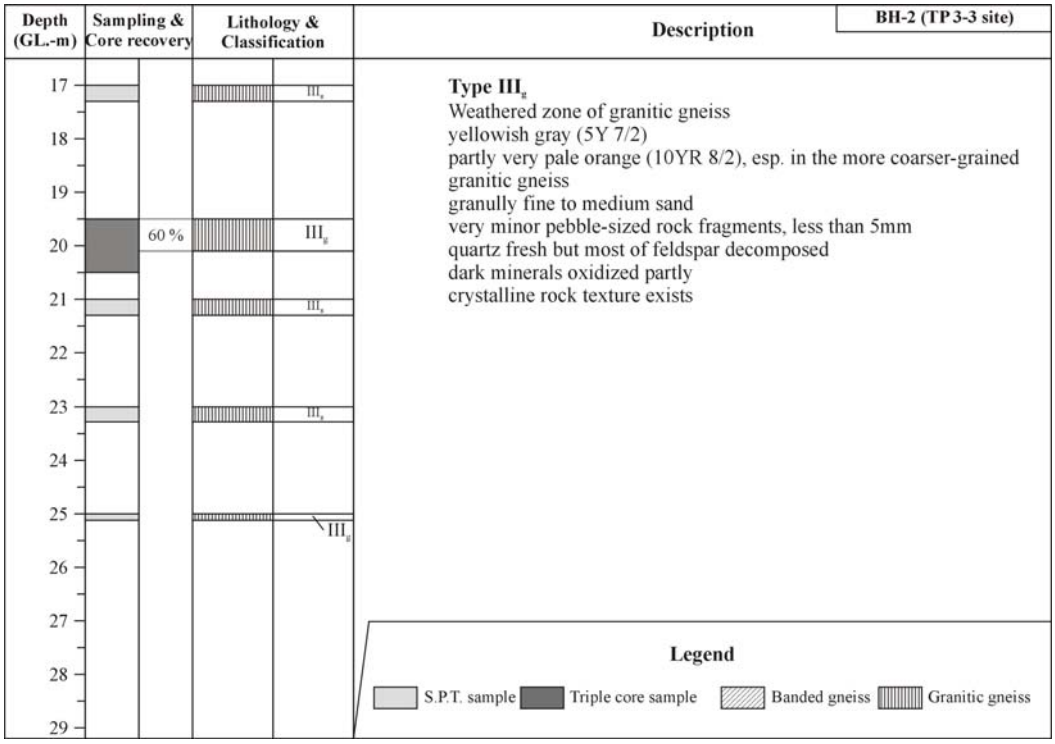



그림 3.4.5.2. BH-2 풍화대의 지질 특성 기재.

가. 호상편마암의 풍화대

(1) 유형 Ⅳb

유형 Ⅳb 호상편마암의 풍화대에서 풍화작용을 가장 심하게 받은 풍화대로서 풍화대의 최상부를 점하고 있으며 가장 소규모로 분포한다. 전체적으로 dark yellowish orange(10YR 6/6)에서 moderate yellowish brown(10YR 5/4)의 색조를 띠고, 시추공 BH-1에서는 부분적으로 grayish orange(10YR 7/4)로서 약간 밝은 계열의 색조를 띠기도 한다.

육안 관찰에 의한 입도 특성은 자갈과 조립질 모래 등의 조립분의 함량이 거의 없는 모래질 이(sandy mud)에서 이질 모래(muddy sand)로서 가장 세립질의 입도 조성을 갖는다. 기타 유형의 풍화대에 비해 높은 이질 함량에 의해 가소성을 띠고 점착력이 높아 찐득한 느낌을 주며 수분 함량이 높다.

운모 등의 유색광물을 포함하여 거의 대부분의 장석은 완전히 변질, 분해되어 있고 심하게 산화되어 있다. 변질작용을 거의 받지 않은 석영은 세립질 모래 크기로 분리되어 있다. 부분적으로 결정질의 모암 조직과 엽리구조가 잔존하고

있다.

(2) 유형 $\mathrm{III_b}$

유형 $\mathrm{III_b}$는 풍화대의 일정 구간을 점하지 않고 여러 심도에서 산발적으로 발달하며 시추공 BH-3에서는 최하부 구간에서 연속적인 분포를 보이기도 한다. 이러한 풍화대 유형 $\mathrm{III_b}$의 일정하지 않은 분포 양상은 화강편마암과 호상편마암이 서로 불규칙적으로 혼재하고 있는 모암의 산출 특성에 기인한 것이다.

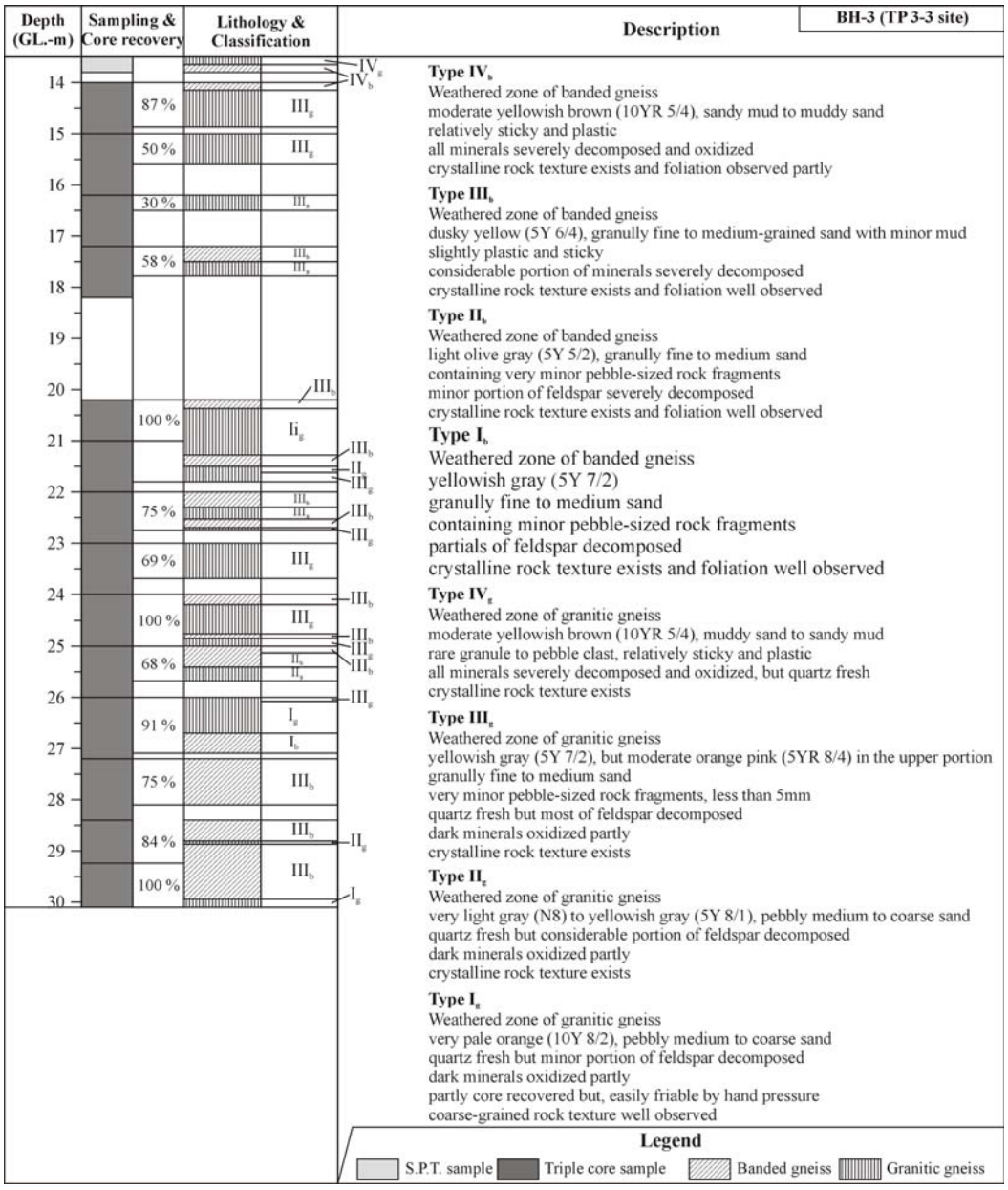



그림 3.4.5.3. BH-3 풍화대의 지질 특성 기재.

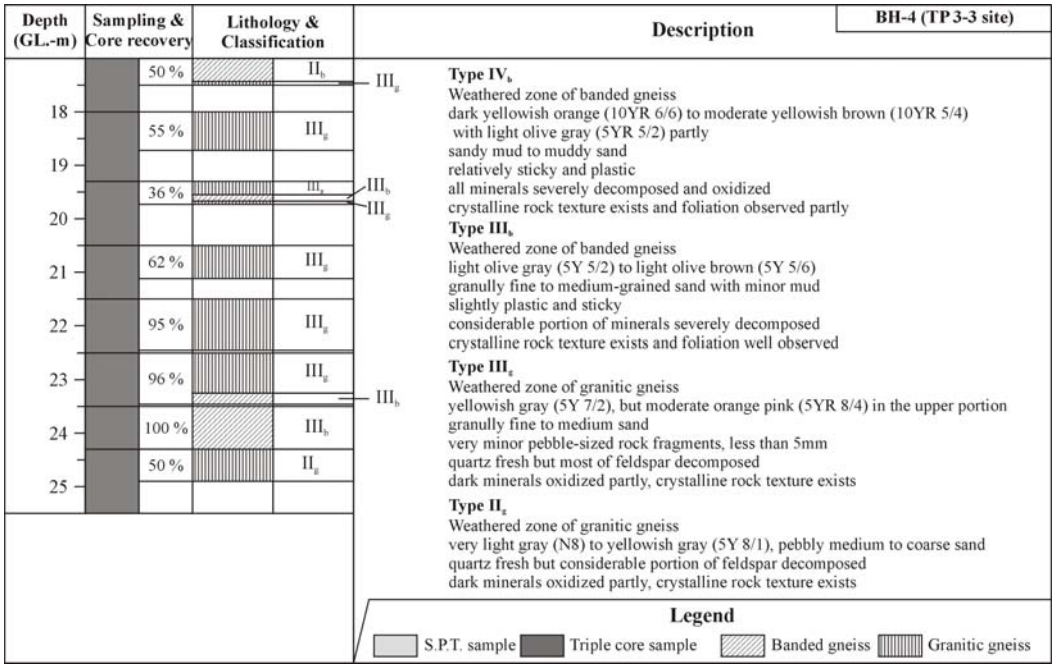



그림 3.4.5.4. BH-4 풍화대의 지질 특성 기재.

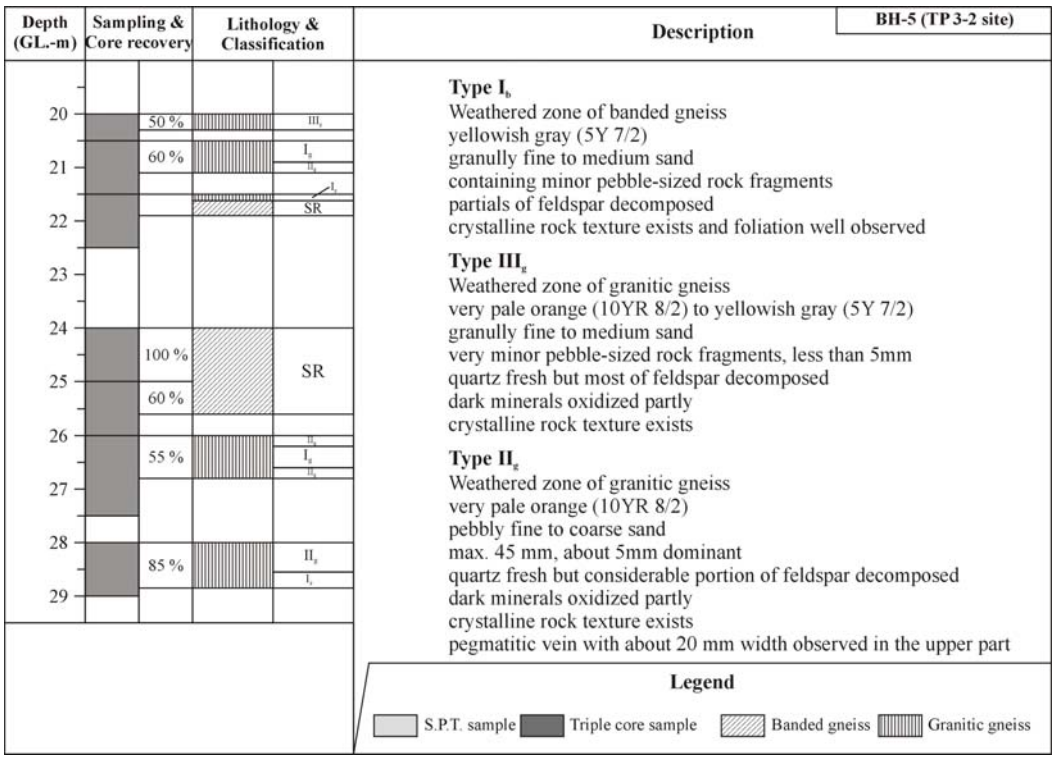



그림 3.4.5.5. BH-5 풍화대의 지질 특성 기재.

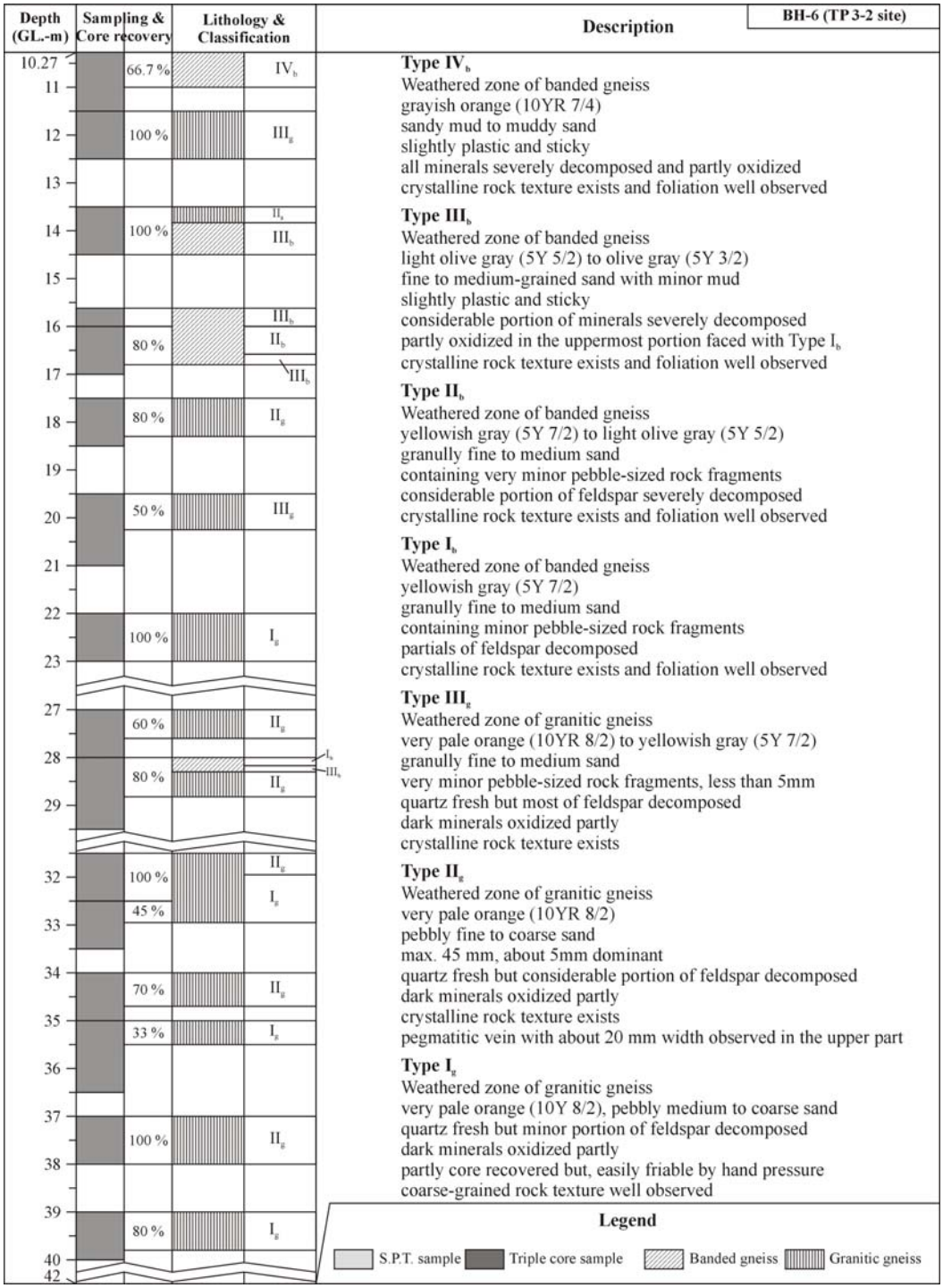



그림 3.4.5.6. BH-6 풍화대의 지질 특성 기재.

전체적으로 light olive gray(5Y 5/2)에서 olive gray(5Y 3/2)의 색조를 띠고, 부분적으로 시추공 BH-2에서는 dusky yellow(5Y 6/4), 시추공 BH-4에서는 light olive brown(5Y 5/6)의 색조를 띠기도 한다. 모암과 거의 유사한 이러한

녹회색 계열의 색조는 황갈색 계열의 색조를 띠는 유형 Ⅳb와 쉽게 구분할 수 있는 주요한 특징이다.

유형 Ⅲb의 입도 특성은 왕모래(granule) 크기의 극소량의 자갈을 포함하는 세립질에서 중립질 모래로 구성된다. 또한, 이질의 세립분을 소량 포함하고 있어 약간은 가소성을 띠고 점착력이 있음이 확인된다.

상당 부분의 운모와 장석은 심하게 변질, 분해되어 있고 풍화에 강한 석영은 모래 크기의 입자로 분리되어 나타난다. 모암의 결정질 조직이 비교적 잘 관찰되고 엽리구조의 발달이 뚜렷하다.

(3) 유형 Ⅱb

유형 Ⅱb는 시추공 BH-1의 중간부의 풍화대 구간에서 확인되고, 시추공 BH-3에서는 중하부 풍화대의 한 심도에서만 확인된다. 시추공 BH-2와 BH-4에서는 전혀 발달하지 않고 있어 전체적으로 그 규모가 비교적 작다.

yellowish gray(5Y 7/2)에서 light olive gray(5Y 5/2)의 색조로서 유형 Ⅲb와 비교적 유사한 녹회색 계열의 색조를 띤다. 유형 Ⅱb의 입도 특성은 왕모래(granule) 크기의 소량의 자갈을 포함하는 세립질에서 중립질 모래로 구성된다. 또한, 약 1cm 크기를 넘지 않는 극소량의 잔자갈을 포함하고 있다.

유형 Ⅲb와 마찬가지로 상당 부분의 운모와 장석은 심하게 변질, 분해되어 있고 풍화에 강한 석영은 모래 크기의 입자로 분리되어 나타난다. 모암의 결정질 조직이 잘 관찰되고 엽리구조의 발달이 뚜렷하다.

(4) 유형 Ⅰb

유형 Ⅰb는 시추공 BH-1의 최하부 구간과 시추공 BH-3의 하부 구간에서 일부 확인될 뿐 기타 시추공에서는 산출되지 않는 풍화대 유형이다. 호상편마암의 풍화대 유형 중에서 가장 규모가 작은 분포를 보인다.

light olive gray(5Y 5/2)의 색조로서 유형 Ⅱb와 거의 유사한 녹회색 계열의 색조를 띤다. 입도 조성은 왕모래 크기의 소량의 자갈을 포함하는 세립질에서 중립질 모래로 구성된다. 또한, 부분적으로 약 1cm 크기를 넘지 않는 소량의 잔자갈이 관찰된다.

운모와 장석의 일부가 심하게 변질, 분해되어 있고 풍화에 강한 석영은 모래

크기의 입자로 분리되어 나타난다. 모암의 결정질 조직이 잘 관찰되고 엽리구조의 발달이 뚜렷하다. 특징적으로 이 유형의 풍화대는 잔류 절리(relict joint)가 다수 발달한다. 절리면을 따라서는 갈색의 철산화물과 흑색의 망간산화물이 충전하고 있다.

나. 화강편마암의 풍화대

(1) 유형 $Ⅳ_g$

풍화 정도가 가장 심한 유형 $Ⅳ_g$의 풍화대는 시추공 BH-3의 최상부에서만 매우 소규모로 분포하는 것이 확인된다. 이 유형은 moderate yellowish brown(10YR 5/4)의 색조로서 호상편마암의 풍화대 유형 $Ⅳ_b$와 거의 유사하다.

입도 특성은 극소량의 왕모래에서 잔자갈 크기의 자갈을 포함한 이질 모래(muddy sand)로서 가장 세립질의 입도 조성을 갖는다. 모래는 세립에서 중립의 입도가 우세하다. 기타 유형의 풍화대에 비해 높은 이질 함량에 의해 가소성을 띠고 점착력이 높아 찐득찐득한 느낌을 주며 수분 함량이 높다.

모래에서 자갈 크기로 분리된 석영을 제외하고 운모 등의 유색광물과 거의 대부분의 장석은 완전히 변질, 분해되어 있고 심하게 산화되어 있다. 부분적으로 결정질의 모암 조직이 잔존하고 있음이 관찰된다.

(2) 유형 $Ⅲ_g$

유형 $Ⅲ_g$는 연구지역의 모든 암상의 풍화대에서 가장 규모가 큰 분포를 보인다. 시추공 BH-1에서는 풍화대의 중상부 일부에서만 매우 소규모로 확인되나 기타 시추공에서 전 구간에서 걸쳐 양호하게 발달한다. 특히, 시추공 BH-2에서는 회수된 모든 풍화대 시료가 이 유형으로만 구성된 것으로 확인된다.

전체적으로 very pale orange(10YR 8/2)와 yellowish gray(5Y 7/2)의 색조가 우세하게 관찰되나 시추공 BH-3과 BH-4의 상부 풍화대에서는 moderate orange pink(5YR 8/4)의 색조를 띠기도 한다. 약 5mm 크기를 넘지 않는 왕모래에서 잔자갈 크기의 극소량의 자갈을 포함하고 세립에서 중립질의 모래로 구성된 입도 조성을 보인다.

거의 대부분의 석영은 전혀 변질되지 않고 모래 크기로 분리되어 나타나지만 장석의 대부분은 심하게 변질, 분해되어 있다. 운모 등의 유색광물은 부분적으

로 심하게 산화작용을 받아 변질되어 있다. 결정질의 모암 조직이 부분적으로 잔존하고 있음은 확인할 수 있으나 엽리구조는 관찰되지 않는다.

(3) 유형 $\text{II}_g$

유형 $\text{II}_g$는 풍화대의 중간부와 하부 구간에서 주로 확인되며 시추공 BH-2에서는 전혀 관찰되지 않고, 시추공 BH-4에서는 풍화대의 최하부에서만 매우 소규모로 발달하고 있다. very pale orange(10YR 8/2), light gray(N8)와 yellowish gray(5Y 8/2) 등의 비교적 다양한 색조를 띤다. 이러한 다양한 색조는 포함된 유색광물의 상대 함량과 이 광물의 산화 정도에 기인하는 것으로 생각된다.

최대 4.5cm에 이르고 전체적으로 5mm 내외의 크기가 우세한 자갈을 상당량 포함하고 있어 자갈질 모래의 입도 특성을 갖는다. 모래는 세립에서 조립에 이르는 다양한 입도로 구성되어 있으나 대체로 중립에서 조립질 모래가 우세하다.

거의 모든 석영은 전혀 변질되어 있지 않고 상당량의 장석은 변질, 분해되어 있다. 유색광물의 상당 부분도 변질되고 산화되어 있다. 결정질의 모암 조직이 쉽게 확인되나 엽리구조의 발달은 관찰되지 않는다. 시추공 BH-1의 상부 풍화대 구간에서는 거정질의 석영과 장석으로 이루어진 페그마타이트가 관입되어 있는 부분이 관찰되기도 한다.

(4) 유형 $\text{I}_g$

연구지역 풍화대 분류 중에서 비교적 소규모로 분포하는 유형 $\text{I}_G$는 시추공 BH-3의 중하부와 최하부 구간에서만 확인된다. very pale orange(10YR 8/2)의 색조를 띠고, 자갈질 모래의 입도 조성을 보이고 있어 유형 $\text{II}_g$와 매우 유사하다. 자갈은 최대 1cm에 이르나 전체적으로 5mm 내외의 크기가 우세하다. 모래는 중립에서 조립질의 입도가 우세하다.

거의 모든 석영은 전혀 변질되어 있지 않고 장석은 일부만이 심하게 변질, 분해되어 있다. 운모 등의 유색광물은 부분적으로 변질되고 산화되어 있다. 결정질의 모암 조직이 쉽게 확인되며 부분적으로 엽리구조의 발달도 관찰된다.

특징적으로 이 유형의 풍화대는 부분적으로 코어 형상을 유지하고 있어 유형

$\Pi_g$와 쉽게 구분된다. 그러나 코어는 매우 많은 균열이 발달하고 있어 손으로 쉽게 부서지고 개개 입자로 분리할 수 있다.

## 6. 풍화도 정량화와 풍화대의 분류

### 가. 풍화지수의 결정

풍화대의 지질학적 그리고 지반공학적 특성을 규명하기 위해 회수된 풍화대 시료는 일반적인 수압식 삼중 코어배럴을 이용해 채취되었다. 따라서 풍화대의 코어 시료는 역학적으로 교란된 상태로 간주해야 한다. 이러한 교란 시료에 대해서 풍화도 정량화를 위한 풍화지수의 적용은 제한될 수밖에 없다. 다시 말하면, 연구방법에서 소개한 기존의 암석·광물학적 풍화지수와 지질공학적 풍화지수는 대상 시료가 물리·역학적으로 불교란 상태를 유지하고 있어야 적용이 가능하다.

반면, 화학적 풍화지수는 시료의 화학적 성질을 분석함으로써 수행된다. 그러므로 대상 시료의 물리·역학적 조건의 변화와는 무관하므로 교란 시료의 풍화도 결정에 적합하다. 다만, 시료 채취 시 외래 물질의 혼입에 의한 오염을 최대한 억제하고 분석 시료의 채취 과정에 주의를 기울여야 한다.

연구지역의 풍화대 지반에 적합한 화학적 풍화지수의 결정을 위해 총 27 지점의 풍화대 시료의 주산화물 조성을 분석하고 이 결과를 표 3.4.6.1에 제시하였다. 분석 결과, 산화물 중에서 가장 높은 함량을 보이는 $SiO_2$는 최소 46.56%에서 최대 71.57%에 이른다. 전체적으로 풍화 정도가 증가할수록 함량이 감소하는 경향을 보인다. $SiO_2$ 다음으로 높은 함량을 보이는 $Al_2O_3$는 14.69~28.01%의 범위로 나타난다. 풍화 정도가 높은 시료에서 약간 높은 함량을 보인다. 금속 원소인 $Fe_2O_3$와 MnO는 각각 1.53~13.04%와 0~0.08%의 범위를 보이며 특히, MnO는 주산화물 가운데 가장 작은 함량을 갖는다. CaO는 0.04~6.05%, MgO는 0.12~4.22%, $K_2O$는 1.58~6.19%, 그리고 $Na_2O$는 0.18~4.51%로서 이들 원소들은 대체로 유사한 함량 범위를 갖는다. $P_2O_5$는 0.01~0.42%, $TiO_2$는 0.07~1.61%로서 전체적으로 낮은 함량 범위를 보인다. 강열감량은 최소 1.47%에서 최대 8.83%의 범위를 보이며 전체적으로 풍화 정도가 증가할수록 높은 값을 갖는 비교적 뚜렷한 경향성을 보인다.

이상의 주산화물 함량으로부터 대표적인 화학적 풍화지수를 산정하고 그 결과를 표 3.4.6.2에 제시하였다. LOI를 제외한 풍화지수들은 여러 주산화물의 % 함

량 또는 몰 % 함량의 상대비로부터 산정된 것이다.

표 3.4.6.1. 풍화대의 주산화물 조성.

| Borehole No. | Depth (GL. -m) | Grade | Major oxides (%) | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $SiO_2$ | $Al_2O_3$ | $Fe_2O_3$ | MnO | CaO | MgO | $K_2O$ | $Na_2O$ | $P_2O_5$ | $TiO_2$ | LOI |
| BH-1 | 16.76 | $IV_b$ | 59.58 | 14.99 | 9.87 | 0.08 | 1.67 | 2.58 | 2.61 | 1.37 | 0.31 | 1.23 | 4.76 |
| | 20.68 | $II_b$ | 62.50 | 17.92 | 4.87 | 0.08 | 2.13 | 2.23 | 2.29 | 2.35 | 0.18 | 0.55 | 4.40 |
| | 23.73 | $II_g$ | 71.40 | 16.42 | 1.53 | 0.04 | 1.29 | 0.22 | 3.34 | 3.38 | 0.02 | 0.12 | 1.85 |
| | 26.33 | $III_g$ | 67.62 | 16.92 | 3.13 | 0.04 | 2.49 | 1.04 | 1.58 | 3.54 | 0.02 | 0.53 | 2.63 |
| | 30.18 | $II_g$ | 72.54 | 14.69 | 1.55 | 0.03 | 1.17 | 0.26 | 4.35 | 3.30 | 0.01 | 0.16 | 1.47 |
| | 43.18 | $II_b$ | 53.15 | 16.70 | 9.00 | 0.12 | 6.05 | 4.22 | 2.25 | 3.66 | 0.42 | 1.09 | 2.87 |
| | 45.55 | $II_b$ | 65.04 | 15.50 | 6.67 | 0.08 | 1.51 | 1.65 | 2.19 | 2.57 | 0.15 | 0.51 | 4.11 |
| BH-2 | 19.55 | $III_g$ | 71.11 | 16.26 | 1.69 | 0.02 | 0.84 | 0.31 | 3.98 | 2.34 | 0.01 | 0.22 | 2.67 |
| | 25.06 | IIIg | 69.74 | 16.20 | 1.43 | 0.02 | 1.41 | 0.27 | 3.65 | 3.52 | 0.01 | 0.17 | 3.51 |
| | 30.72 | $MW_g$ | 70.93 | 15.46 | 2.23 | 0.02 | 1.88 | 0.47 | 4.27 | 3.79 | 0.10 | 0.34 | 0.37 |
| BH-3 | 14.13 | $IV_b$ | 45.22 | 17.55 | 20.86 | 0.09 | 0.10 | 1.49 | 2.73 | 0.28 | 0.55 | 3.42 | 7.80 |
| | 14.59 | $III_g$ | 71.57 | 17.04 | 1.09 | 0.00 | 0.04 | 0.12 | 5.98 | 0.26 | 0.03 | 0.07 | 3.65 |
| | 15.15 | $III_g$ | 67.63 | 18.00 | 3.11 | 0.02 | 0.06 | 0.29 | 4.93 | 0.37 | 0.08 | 0.20 | 4.73 |
| | 16.31 | $III_g$ | 71.90 | 16.51 | 0.60 | 0.01 | 0.00 | 0.16 | 5.03 | 0.38 | 0.03 | 0.05 | 3.91 |
| | 17.29 | $III_b$ | 58.06 | 28.01 | 2.31 | 0.01 | 0.07 | 0.44 | 6.19 | 0.34 | 0.05 | 0.15 | 4.23 |
| | 20.50 | $II_g$ | 72.09 | 15.54 | 0.43 | 0.07 | 0.06 | 0.22 | 6.23 | 2.48 | 0.01 | 0.02 | 1.53 |
| | 22.13 | $III_b$ | 73.16 | 15.41 | 1.31 | 0.01 | 0.71 | 0.30 | 4.59 | 2.14 | 0.01 | 0.10 | 2.06 |
| | 23.53 | $III_g$ | 59.80 | 23.00 | 2.80 | 0.03 | 1.62 | 1.04 | 3.06 | 3.37 | 0.02 | 0.33 | 4.43 |
| | 26.78 | $I_b$ | 59.63 | 16.49 | 7.86 | 0.10 | 2.51 | 2.76 | 3.06 | 3.12 | 0.50 | 1.06 | 2.38 |
| | 27.00 | $I_b$ | 68.87 | 17.00 | 2.50 | 0.04 | 0.77 | 0.30 | 3.90 | 3.71 | 0.05 | 0.18 | 2.38 |
| | 28.95 | $II_b$ | 61.99 | 16.99 | 6.50 | 0.11 | 2.15 | 2.54 | 3.13 | 2.60 | 0.21 | 1.09 | 3.06 |
| BH-4 | 17.05 | $IV_b$ | 46.56 | 22.13 | 13.04 | 0.08 | 0.14 | 4.01 | 2.79 | 0.18 | 0.25 | 1.61 | 8.83 |
| | 19.38 | $III_g$ | 59.03 | 23.98 | 3.19 | 0.02 | 0.32 | 0.55 | 4.83 | 1.07 | 0.05 | 0.44 | 6.25 |
| | 21.66 | $III_g$ | 61.61 | 23.97 | 1.91 | 0.01 | 0.99 | 0.38 | 4.00 | 3.03 | 0.03 | 0.25 | 3.43 |
| | 23.68 | $III_b$ | 71.51 | 12.62 | 4.14 | 0.06 | 0.98 | 1.45 | 2.14 | 2.09 | 0.02 | 0.38 | 3.65 |
| | 24.78 | $II_g$ | 63.93 | 20.78 | 2.58 | 0.04 | 1.08 | 0.25 | 2.97 | 4.51 | 0.03 | 0.17 | 3.22 |
| | 27.48 | $MW_g$ | 76.36 | 10.77 | 1.57 | 0.03 | 0.64 | 0.21 | 5.92 | 2.90 | 0.02 | 0.06 | 0.47 |
| BH-6 | 10.37 | $IV_b$ | 67.56 | 17.20 | 4.34 | 0.03 | 0.42 | 0.74 | 3.84 | 1.36 | 0.07 | 0.38 | 3.90 |
| | 28.00 | $I_b$ | 75.57 | 13.40 | 1.65 | 0.06 | 0.53 | 0.40 | 4.66 | 2.20 | 0.05 | 0.14 | 1.45 |
| | 32.20 | $I_g$ | 74.15 | 13.60 | 1.89 | 0.05 | 1.33 | 0.25 | 2.91 | 3.16 | 0.14 | 0.13 | 1.14 |
| | 35.00 | $I_g$ | 72.61 | 14.12 | 1.65 | 0.03 | 1.47 | 0.24 | 3.50 | 3.50 | 0.11 | 0.13 | 0.66 |
| | 39.30 | $I_g$ | 72.95 | 14.30 | 1.26 | 0.01 | 0.34 | 0.34 | 4.90 | 2.51 | 0.09 | 0.22 | 1.40 |

연구지역의 풍화대 지반에 적합한 풍화지수를 결정하기 위하여 모든 풍화지수 사이의 상관성을 분석하고 그 결과를 Table 3.4.5에 제시하였다. 풍화지수 사이

의 상관성 분석 결과, 정의 상관 관계를 가지는 LOI와 AKN ratio, 부의 상관 관계를 가지는 LOI와 WPI, AKN ratio와 PI 그리고 ACN ratio와 WPI 사이의 상관 계수가 0.7 이상으로서 비교적 양호한 상관 관계를 보인다(그림 3.4.6.1~3.4.6.4). 특히, LOI와 AKN ratio의 상관 계수는 0.87로서 가장 좋은 상관 관계를 가진다.

표 3.4.6.2. 풍화대의 주산화물 조성으로부터 산정된 풍화지수.

| Borehole No. | Depth (GL. -m) | Grade | Weathering Index | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | LOI | AKN ratio | ACN ratio | SA ratio | PI | WPI |
| BH-1 | 16.76 | $IV_b$ | 4.76 | 3.77 | 0.83 | 7.02 | 77.34 | -1.05 |
| | 20.68 | $II_b$ | 4.40 | 3.86 | 0.80 | 6.16 | 81.18 | 0.72 |
| | 43.18 | $II_g$ | 2.87 | 2.82 | 0.63 | 5.62 | 75.14 | 14.91 |
| | 45.55 | $III_g$ | 4.11 | 3.25 | 0.79 | 7.41 | 81.86 | -0.42 |
| | 26.33 | $II_g$ | 2.63 | 3.30 | 0.74 | 7.06 | 84.30 | 4.18 |
| | 23.73 | $II_b$ | 1.85 | 2.44 | 0.78 | 7.68 | 87.08 | 4.39 |
| | 30.18 | $II_b$ | 1.47 | 1.92 | 0.77 | 8.72 | 88.23 | 5.99 |
| BH-2 | 19.55 | $III_g$ | 2.67 | 2.57 | 0.84 | 7.72 | 86.86 | 1.54 |
| | 25.06 | IIIg | 3.51 | 2.26 | 0.77 | 7.61 | 86.96 | 1.16 |
| | 30.72 | $MW_g$ | 0.37 | 1.92 | 0.73 | 8.11 | 86.73 | 10.31 |
| BH-3 | 14.13 | $IV_b$ | 7.80 | 5.82 | 0.98 | 4.55 | 60.18 | -14.97 |
| | 17.29 | $III_g$ | 4.23 | 4.29 | 0.99 | 3.66 | 76.55 | -3.18 |
| | 22.13 | $III_g$ | 2.06 | 2.29 | 0.84 | 8.39 | 88.15 | 3.15 |
| | 28.95 | $III_g$ | 3.06 | 2.97 | 0.78 | 6.44 | 79.61 | 5.44 |
| | 26.78 | $III_b$ | 2.38 | 2.24 | 0.79 | 7.15 | 85.45 | 3.25 |
| | 26.78 | $II_g$ | 2.38 | 2.67 | 0.75 | 6.39 | 78.25 | 8.45 |
| | 14.59 | $III_b$ | 3.65 | 2.73 | 0.98 | 7.42 | 87.15 | -2.38 |
| | 23.53 | $III_g$ | 4.43 | 3.57 | 0.82 | 4.59 | 79.36 | -0.32 |
| | 15.15 | $I_b$ | 4.73 | 3.39 | 0.98 | 6.64 | 84.11 | -5.84 |
| | 16.31 | $I_b$ | 3.91 | 3.05 | 0.98 | 7.69 | 87.94 | -3.90 |
| | 20.50 | $II_b$ | 1.53 | 1.78 | 0.86 | 8.19 | 88.74 | 5.16 |
| BH-4 | 17.05 | $IV_b$ | 8.83 | 7.46 | 0.99 | 3.72 | 65.66 | -13.82 |
| | 23.68 | $III_g$ | 3.65 | 2.98 | 0.80 | 10.01 | 86.96 | -0.98 |
| | 19.38 | $III_g$ | 6.25 | 4.06 | 0.95 | 4.35 | 78.13 | -8.59 |
| | 21.66 | $III_b$ | 3.43 | 3.41 | 0.86 | 4.54 | 80.09 | 0.73 |
| | 24.78 | $II_g$ | 3.22 | 2.78 | 0.79 | 5.43 | 82.13 | 1.50 |
| | 27.48 | $MW_g$ | 0.47 | 1.22 | 0.75 | 12.52 | 91.22 | 8.43 |
| BH-6 | 10.37 | $IV_b$ | 3.90 | 3.31 | 0.91 | 6.94 | 83.38 | -2.60 |
| | 28.00 | $I_b$ | 1.45 | 1.96 | 0.83 | 9.96 | 89.36 | 4.47 |
| | 32.20 | $I_g$ | 1.14 | 2.24 | 0.75 | 9.63 | 88.87 | 5.51 |
| | 35.00 | $I_g$ | 0.66 | 2.02 | 0.74 | 9.08 | 88.55 | 7.78 |
| | 39.30 | $I_g$ | 1.40 | 1.93 | 0.83 | 9.01 | 88.67 | 4.81 |

표 3.4.6.3. 풍화지수 사이의 상관성 분석.

| | LOI | AKN ratio | ACN ratio | SA ratio | PI | WPI |
|---|---|---|---|---|---|---|
| LOI | 1.00 | | | | | |
| AKN ratio | 0.88 | 1.00 | | | | |
| ACN ratio | 0.43 | 0.34 | 1.00 | | | |
| SA ratio | 0.54 | -0.57 | -0.13 | 1.00 | | |
| PI | 0.67 | -0.77 | -0.10 | 0.62 | 1.00 | |
| WPI | -0.78 | -0.65 | -0.74 | 0.25 | - | 1.00 |

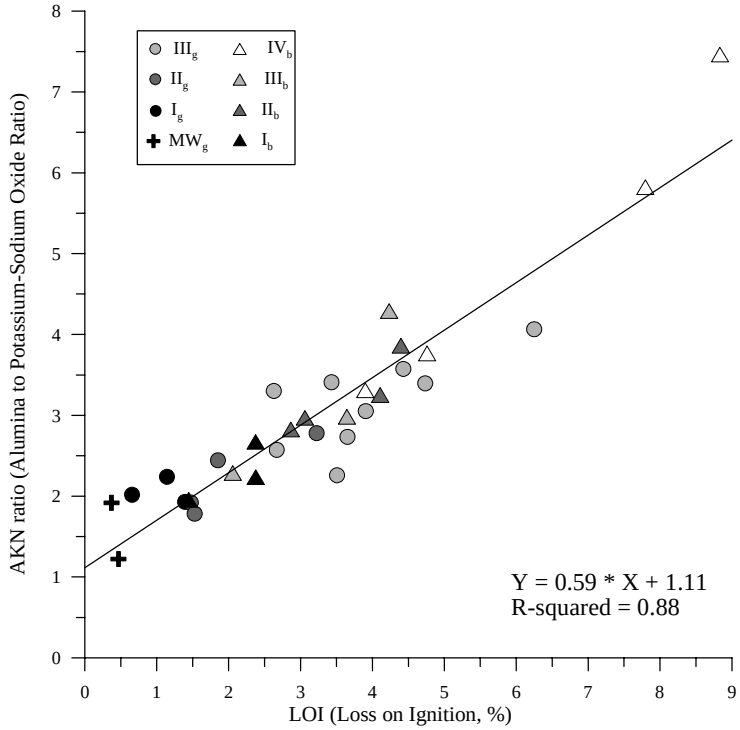



그림 3.4.6.1. LOI와 AKN 비의 상관성.

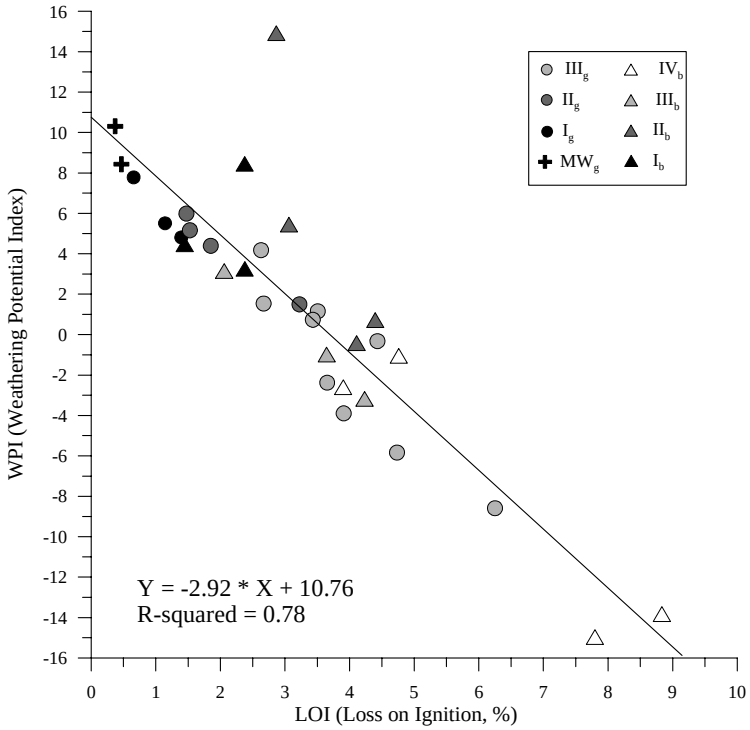



그림 3.4.6.2. LOI와 WPI의 상관성.

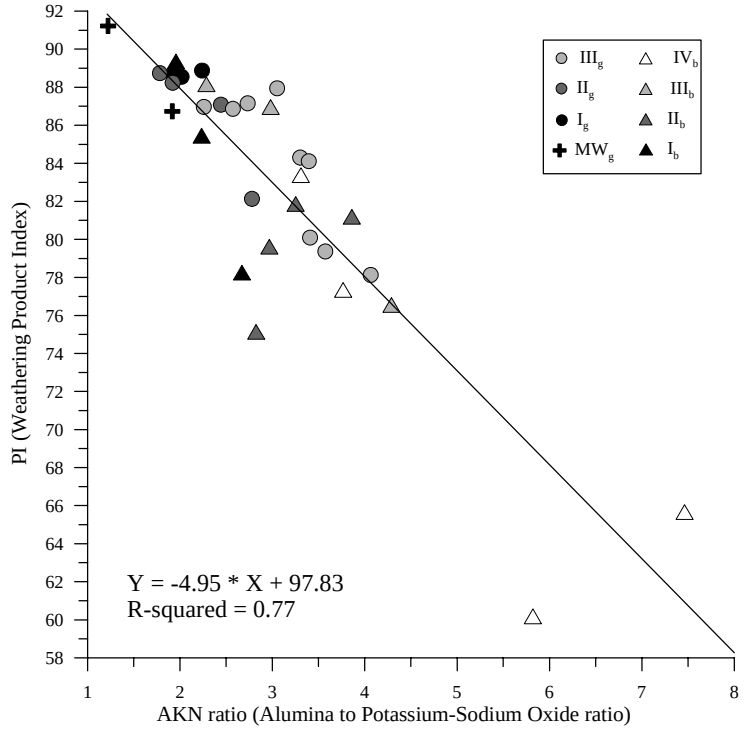



그림. 3.4.6.3. AKN 비와 PI의 상관성.

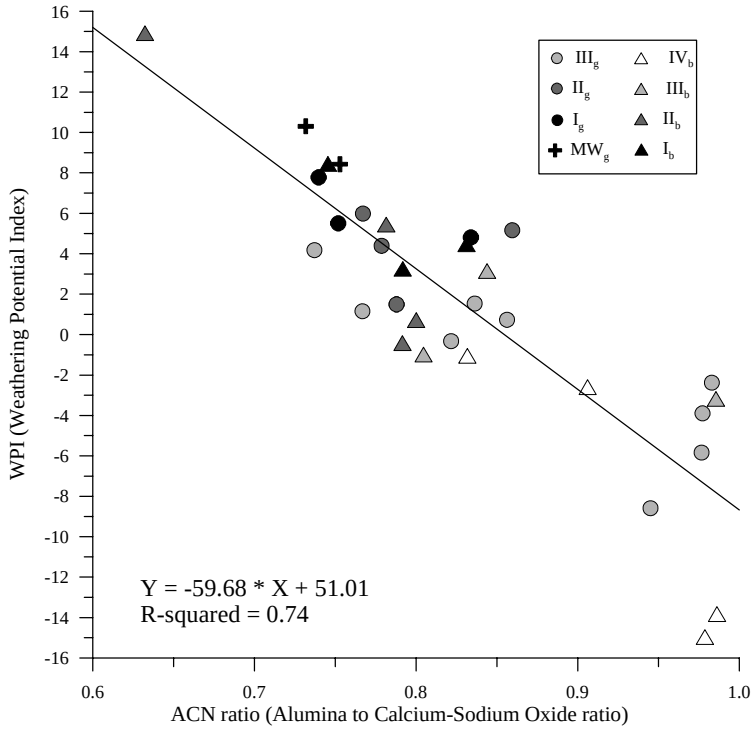



그림 3.4.6.4. ACN 비와 WPI의 상관성.

## 나. 풍화대의 분류

연구지역의 풍화대에 대한 지질학적 기재를 기초로 하고 정량적인 화학적 풍화지수와 풍화지수 사이의 상관성 분석을 통해 풍화 단계를 재구성하여 최종적인 풍화대 분류를 시도하였다. 그 결과 각 암상의 풍화대 지반은 풍화도의 상대적인 등급에 따라 공통적으로 3단계로 분류할 수 있다(표 3.4.6.4). 풍화대 지반의 분류 기호는 풍화대를 지칭하는 W(Weathered)에 풍화 정도가 진행된 의미로서 L(Low), M(Middle)과 H(High)로 구분하고 여기에 모암을 의미하는 g(granitic gneiss)와 b(banded gneiss)를 조합하여 표기하였다. 각 암상에 따라 분류된 풍화대 지반의 대표적인 지질학적 특성을 요약하면 다음과 같다.

표 3.4.6.4. 풍화대의 분류.

| Banded gneiss | | | Granitic gneiss | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Class | Grade | Description | Class | Grade | Description |
| $W_{H(b)}$ | Ⅳb | yellowish brown colored<br>cohesive and wet<br>fine-grained soils<br>severely oxidized | $W_{H(g)}$ | Ⅳg | yellowish brown colored<br>cohesive and wet<br>fine-grained soils<br>severely oxidized |
| $W_{M(b)}$ | Ⅲb | greenish gray colored<br>fine to medium sand with very minor pebble and fines | $W_{M(g)}$ | Ⅲg | light yellow colored<br>fine to medium sand with very minor pebble and fines |
| | Ⅱb | | | | |
| $W_{L(b)}$ | Ⅰb | greenish gray colored<br>fine to medium sand with minor pebble<br>core and relict joints | $W_{L(g)}$ | Ⅱg | light gray colored<br>medium to coarse sand with minor pebble<br>core in part |
| | | | | Ⅰg | |

(1) 화강편마암의 풍화대 분류와 특징

(가) $W_{H(g)}$

화강편마암의 풍화대 중에서 가장 풍화 정도가 높은 풍화 유형 Ⅳg가 여기에 해당된다. 전체적으로 심한 변질과 산화작용을 받아 어두운 황갈색 계열의 색조를 띠고 세립분의 함량이 가장 높은 입도 특성을 갖는다. 이에 따라 점착력이 뚜렷하게 인지되고 수분 함량이 높다.

(나) $W_{M(g)}$

중간 정도의 풍화도를 가지는 분류로서 풍화 유형 Ⅲg가 여기에 해당된다. 비교적 심하게 변질되어 있으나 산화작용의 영향은 거의 받지 않아 담황색 계열

의 밝은 색조를 띤다. 극소량의 자갈과 세립분을 포함하고 있는 세립에서 중립질 모래의 입도 조성을 갖는다.

(다) $W_{L(g)}$

풍화 정도가 가장 낮은 풍화대 분류 단위로서 풍화 유형 $\text{Ⅱ}_g$와 $\text{Ⅰ}_g$가 해당된다. 담황색에서 담회색 계열의 색조를 띠고 풍화대 분류 중에서 가장 조립질의 입도 조성을 갖는다. 비교적 상당량의 자갈이 포함되어 있고 중립에서 조립질 모래로 구성된다. 부분적으로는 코어 형상을 유지하고 있는 것이 관찰되나 코어는 쉽게 파쇄되어 개개 입자로 분리할 수 있다.

(2) 호상편마암의 풍화대 분류와 특징

(가) $W_{H(b)}$

호상편마암의 풍화대 중에서 가장 풍화 정도가 높은 풍화 유형 $\text{Ⅳ}_b$가 여기에 해당된다. 전체적으로 심한 변질작용과 산화작용을 받아 어두운 황갈색 계열의 색조를 띠고 세립분의 함량이 가장 높은 입도 특성을 갖는다. 이에 따라 점착력이 뚜렷하게 인지되고 수분 함량이 높다.

(나) $W_{M(b)}$

중간 정도의 풍화도를 가지는 분류로서 풍화 유형 $\text{Ⅲ}_b$와 $\text{Ⅱ}_b$가 여기에 해당된다. 비교적 심하게 변질되어 있으나 산화작용의 영향은 거의 받지 않아 모암의 색조와 유사한 녹회색 계열의 색조를 띤다. 극소량의 자갈과 세립분을 포함하고 있는 세립에서 중립질 모래의 입도 조성을 갖는다.

(다) $W_{L(b)}$

풍화 정도가 가장 낮은 풍화대 분류 단위로서 풍화 유형 $\text{Ⅰ}_g$가 해당된다. $W_{M(b)}$와 거의 유사한 녹회색 계열의 색조를 띠고 세립에서 중립질 모래가 우세한 입도 조성을 갖는다. 그러나 $W_{M(b)}$와는 달리 비교적 상당량의 자갈이 포함되어 있다. 부분적으로는 코어 형상을 유지하고 있는 것이 관찰되며 특징적으로 산화물로 충전된 잔류절리의 발달이 확인된다.

## 7. 풍화대 지반의 지반공학적 특성

연구지역 풍화대 지반의 공학적 특성을 규명하기 위하여 함수비, 단위중량, 입도와 비중 등의 물리적 성질과 현장역학시험으로서 공내재하시험을 통한 변형계수, 공내전단시험에 의한 점착력과 내부마찰각 그리고 시추공 탄성파탐사에 의한 탄성파 속도 및 각종 지반 계수 등을 파악하였다.

이상의 시험을 통해 파악된 공학적 특성들은 전 절에서 풍화도 정량화를 통해 최종 분류된 풍화대에 따라 그 분포와 관련성을 분석하였다. 이러한 분석은 시험말뚝이 시공된 지역을 서로 구분하여 시험말뚝 TP 3-2 지역(시추공 BH-1)과 시험말뚝 TP 3-3 지역(시추공 BH-2, 3과 4)으로 나누어 각각 살펴보았다.

### 가. 물리적 특성

실내물리시험을 통해 산출된 함수비, 단위중량, 입도와 비중 등의 결과를 시추공별로 표 3.4.7.1에 요약, 정리하였다.

(1) 함수비와 단위중량

시추공 BH-1이 위치하고 있는 시험말뚝 TP 3-2 지역의 풍화대의 함수비는 전체적으로 최소 8.26%에서 최대 36.18%에 이르는 넓은 범위에 걸쳐 분포한다. 깊이에 따른 함수비 분포를 살펴보면 약 22m 부근까지는 함수비가 급격히 감소하다가 그 이하에서는 대체로 일정하게 유지된다(그림 3.4.7.1). 풍화대 분류에 따라 함수비는 뚜렷하게 구획되며 $W_{H(b)}$에서 가장 높은 함수비를 보이고 $W_{L(g)}$와 $W_{L(b)}$에서 약 10% 내외로서 가장 낮게 나타나며 두 암상이 매우 유사한 분포 범위를 보인다. 습윤단위중량은 1.87~2.09gf/cm$^3$ 범위를 보이고 건조단위중량은 이보다 약간 작은 1.53~1.99gf/cm$^3$의 범위에 걸쳐 분포하며 전체적으로 깊이에 따라 약간 증가하는 경향을 보인다. 풍화대의 중간부에서 일부 범위가 중첩되는 양상이 관찰되나

표 3.4.7.1. 풍화대의 물리적 특성.

| Borehole No. | Depth (GL. -m) | Water content ($W_N$, %) | Unit weight (gf/cm$^3$) | | Depth (GL. -m) | Grain size | | Specific gravity ($G_S$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | wet ($\gamma_t$) | dry ($\gamma_d$) | | passing through #200 (%) | retained on #10 (%) | |
| BH-1 | 16.76 | 36.18 | | | 16.90 | 13.80 | 0.89 | |
| | 17.62 | 23.36 | | | 21.00 | 8.46 | 18.18 | 2.699 |
| | 20.68 | 16.98 | 1.87 | 1.60 | 26.50 | 8.50 | 44.63 | 2.627 |
| | 21.03 | 17.45 | 1.99 | 1.69 | 30.60 | 7.36 | 37.33 | 2.622 |
| | 23.73 | 9.92 | | | 43.73 | 5.70 | 12.59 | 2.686 |
| | 24.08 | 8.65 | | | | | | |
| | 26.33 | 13.56 | 2.03 | 1.79 | | | | |
| | 26.78 | 17.02 | 2.06 | 1.76 | | | | |
| | 30.18 | 10.86 | 1.99 | 1.80 | | | | |
| | 30.58 | 11.42 | 1.95 | 1.75 | | | | |
| | 43.18 | 10.77 | 1.94 | 1.53 | | | | |
| | 43.50 | 12.54 | 2.09 | 1.86 | | | | |
| | 45.25 | 8.26 | 2.16 | 1.99 | | | | |
| | 45.55 | 11.09 | 2.07 | 1.86 | | | | |
| BH-2 | 19.55 | 21.22 | 2.05 | 1.69 | 19.78 | 13.73 | 13.72 | 2.634 |
| | 20.00 | 20.05 | | | | | | |
| | 21.23 | 16.37 | | | | | | |
| | 23.14 | 17.15 | | | | | | |
| | 25.06 | 15.00 | | | | | | |
| BH-3 | 14.13 | 33.68 | 1.78 | 1.33 | 14.73 | 14.20 | 4.24 | |
| | 14.59 | 21.83 | | | 17.64 | 13.40 | 4.25 | 2.633 |
| | 15.15 | 21.18 | | | 20.53 | 10.46 | 39.74 | |
| | 15.45 | 23.84 | 1.81 | 1.46 | 21.60 | 3.61 | 17.50 | 2.687 |
| | 16.25 | 17.69 | | | 23.32 | 8.03 | 7.12 | 2.626 |
| | 17.29 | 27.76 | 1.83 | 1.43 | 26.58 | 4.44 | 48.67 | 2.720 |
| | 20.30 | 15.94 | 1.87 | 1.62 | 27.73 | 12.40 | 4.52 | |
| | 20.85 | | 1.84 | 1.35 | 29.06 | 4.95 | 25.06 | 2.679 |
| | 21.08 | 14.50 | | | | | | |
| | 21.55 | 16.07 | 2.07 | 1.78 | | | | |
| | 22.13 | 20.19 | 1.97 | 1.64 | | | | |
| | 22.56 | 30.86 | 1.82 | 1.39 | | | | |
| | 23.14 | 28.26 | | | | | | |
| | 23.53 | 21.05 | | | | | | |
| | 24.16 | 29.97 | 1.88 | 1.44 | | | | |
| | 24.78 | 23.11 | 1.93 | 1.57 | | | | |
| | 25.07 | 24.56 | 1.92 | 1.54 | | | | |
| | 25.56 | 18.88 | | | | | | |
| | 26.14 | 7.44 | | | | | | |
| | 26.25 | 6.68 | 2.05 | 1.92 | | | | |
| | 26.78 | 9.75 | | | | | | |
| | 27.32 | 20.86 | | | | | | |
| | 27.85 | 25.86 | 2.03 | 1.61 | | | | |
| | 28.53 | 11.21 | 2.08 | 1.87 | | | | |

표 3.4.7.1. (계속).

| Borehole No. | Depth (GL. -m) | Water content ($W_N$, %) | Unit weight (gf/cm$^3$) | | Depth (GL. -m) | Grain size | | Specific gravity ($G_S$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | wet ($\gamma_t$) | dry ($\gamma_d$) | | passing through #200 (%) | retained on #10 (%) | |
| BH-3 | 28.95 | 17.19 | 1.99 | 1.70 | | | | |
| BH-4 | 17.05 | 41.29 | 1.91 | 1.35 | 17.27 | 23.64 | 4.79 | 2.717 |
| | 18.13 | 25.80 | 2.02 | 1.60 | 19.60 | 13.08 | 6.41 | 2.733 |
| | 18.57 | 26.29 | 1.92 | 1.52 | 21.90 | 9.05 | 5.43 | 2.586 |
| | 19.38 | 25.60 | 1.95 | 1.56 | 24.65 | 9.00 | 18.90 | 2.609 |
| | 20.78 | 22.49 | 1.98 | 1.62 | | | | |
| | 21.66 | 20.38 | 2.00 | 1.66 | | | | |
| | 22.33 | 23.84 | 1.83 | 1.48 | | | | |
| | 22.70 | 15.11 | 1.85 | 1.60 | | | | |
| | 23.10 | 23.05 | 1.90 | 1.54 | | | | |
| | 23.64 | 26.14 | 1.93 | 1.53 | | | | |
| | 24.21 | 18.33 | | | | | | |
| | 24.43 | 21.57 | | | | | | |
| | 25.28 | 11.98 | | | | | | |
| BH-5 | | | | | 20.25 | 24.77 | 28.83 | 2.646 |
| | | | | | 25.50 | 12.87 | 26.75 | 2.680 |
| | | | | | 29.75 | 2.88 | 68.96 | 2.692 |
| BH-6 | | | | | 10.25 | 40.02 | 0 | 2.659 |
| | | | | | 12.00 | 20.93 | 0.35 | 2.654 |
| | | | | | 18.00 | 13.93 | 1.68 | 2.560 |
| | | | | | 27.25 | 10.72 | 7.09 | 2.648 |
| | | | | | 28.50 | | | 2.648 |
| | | | | | 32.75 | 9.00 | 12.59 | 2.657 |
| | | | | | 37.50 | | | 2.654 |
| | | | | | 39.50 | | | 2.639 |

전체적으로 풍화도가 높은 구간에서 약간 작은 값을 보인다. 이러한 차이는 건조단위중량에서 보다 뚜렷하게 확인된다.

시험말뚝 TP 3-3 지역에는 시추공 BH-2, BH-3과 BH-4가 위치하고 있다. 이 지역의 풍화대 지반의 함수비는 최소 6.88%에서 최대 41.29%에 이르는 넓은 범위로서 TP 3-2 지역과 거의 유사하나 전체적으로 약간 높은 분포를 보인다. 깊이에 따라 함수비는 증가하는 경향을 보이나 그 변화폭은 매우 작다. 풍화대 분류에 따라 함수비는 두 암상 모두 비교적 뚜렷하게 구획되며 $W_H$에서 40%를 상회하는 가장 높은 함수비를 보이고 $W_L$에서 약 15% 내외로서 가장 낮게 나타난다.

중간 단계의 풍화대 분류인 $W_M$에서는 15~30%의 범위를 보인다. 습윤단위중량은 1.78~2.08gf/cm$^3$ 범위를 보이고 건조단위중량은 이보다 약간 작은 1.33~1.87gf/cm$^3$의 범위에 걸쳐 분포한다. 단위중량은 전체적으로 깊이에 따라 약간 증가하는 경향을 보이나 분산이 비교적 심하게 나타난다. 풍화대 분류 사이에서 일부 범위가 중첩되는 양상이 관찰되기는 하나 전체적으로 풍화도가 높은 구간에서 약간 작다.

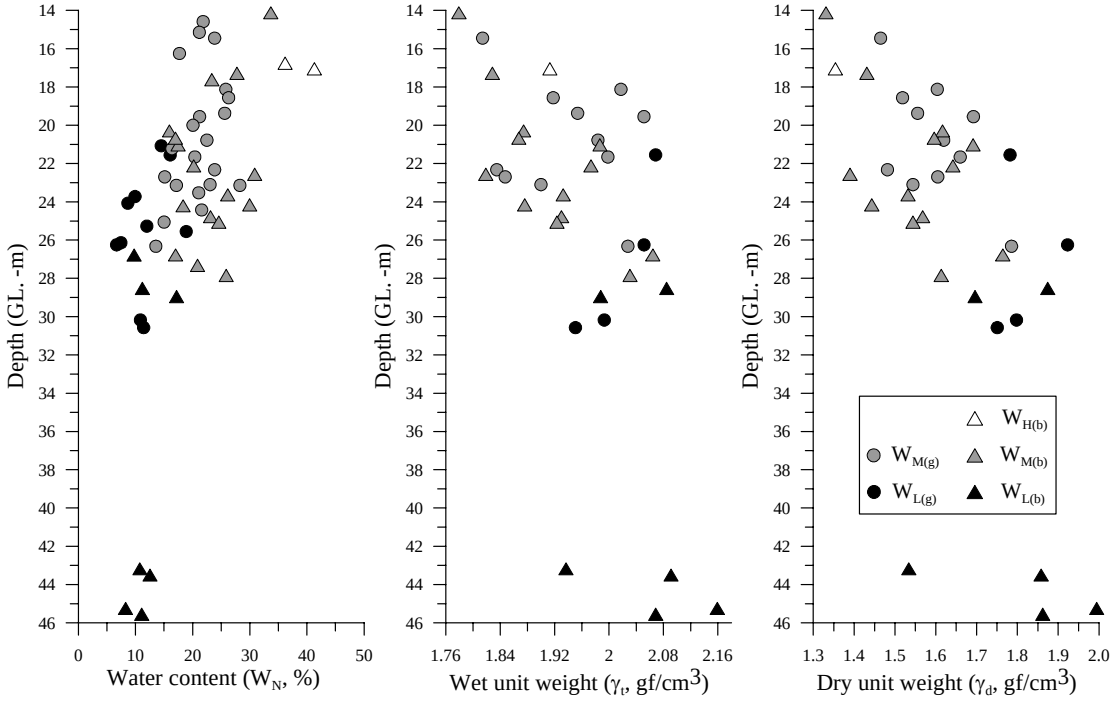



그림 3.4.7.1. 풍화대 분류별 함수비와 단위중량의 분포.

함수비와 단위중량의 측정값은 채취된 풍화대 시료가 상당 부분 물리·역학적으로 교란된 상태이므로 정확히 평가된 것으로 단정하기는 어렵다. 현재의 풍화대 지반의 불교란 시료 채취기술의 개선 없이는 이를 극복하는 데는 현실적으로 한계가 있다.

함수비와 단위중량의 풍화대 분류에 따른 분포 특성을 보다 정확히 파악하기 위하여 그 상관성을 분석하였다(그림 3.4.7.2). 함수비와 단위중량 사이의 일반적인 부의 상관성이 확인되며 함수비와 건조단위중량 사이의 상관성은 상관계수가 0.76으로서 훨씬 뚜렷하게 나타났다.

(2) 입도

연구지역의 풍화대 지반은 대부분 세립분 함량이 작고 모래질이 우세한 입도 조성을 갖고 있어 체분석을 기본적으로 수행하였다. TP 3-2 지역의 풍화대에서는 No. 200체 통과율이 5.70～13.08%의 범위에 분포하며 풍화도가 증가할수록 세립분이 함량이 높아지는 경향을 보인다(Fig. 3.4.25). 이와는 반대로 No. 10체 잔류율 즉, 자갈 크기의 조립분 함량은 0.89～44.63%의 범위로 풍화도가 높은 분류 단위에서 적다.

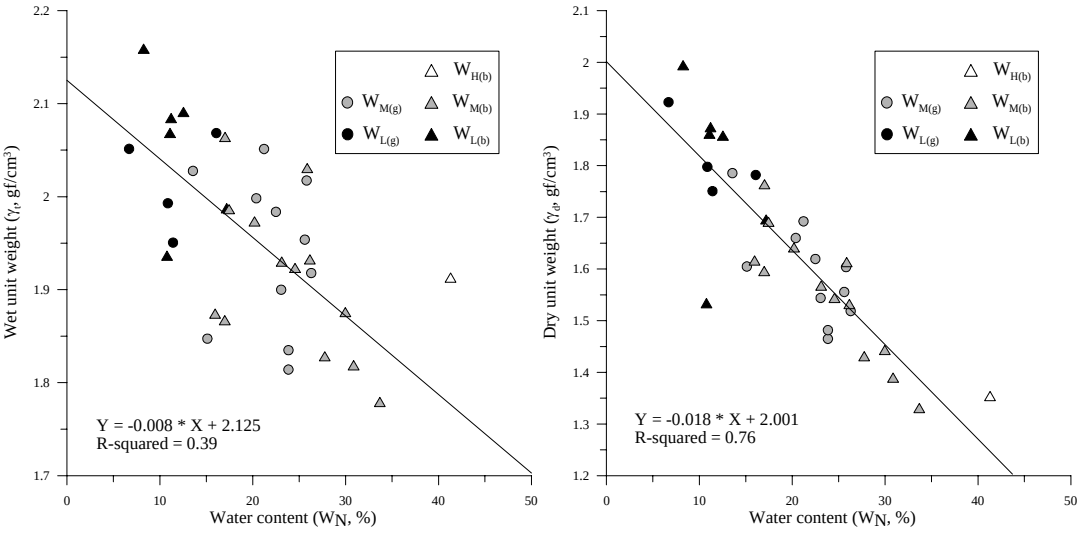



그림 3.4.7.2. 풍화대 분류별 함수비와 단위중량의 관계.

TP 3-3 지역의 풍화대에서는 No. 200체 통과율이 3.61～23.64%의 범위에 분포하며 풍화도가 증가할수록 세립분의 함량이 높아지는 경향을 보인다. 이와는 반대로 No. 10체 잔류율은 4.24～48.67%의 범위로 풍화도가 높은 분류 단위에서 대체로 작은 함량을 갖는다. 따라서 풍화도가 증가함에 따라 세립분의 함량은 증가하고 반면, 조립분의 함량은 감소하는 입도 분포 경향성을 보여준다.

풍화대 구성 물질의 전체적인 입도 분포 경향을 파악하기 입도분포곡선을 작성하였다(그림 3.4.7.3). 전체적으로 모든 암상의 풍화대 분류에 따라 입도 분포의 경향성이 비교적 뚜렷하게 구분되고 있다. 세립분의 함량이 많고 조립분의 함량이 극히 적은 $W_H$의 풍화대는 조립분 쪽으로 꼬리가 형성되고 가장 높이 위치하는 S자 형태의 정규분포를 잘 보여준다. 반면, 세립분의 함량이 극히 적

고 조립분의 함량이 많은 $W_H$의 풍화대는 곡선의 위치가 가장 낮고 세립분 쪽으로 꼬리가 형성되는 특징을 보이고 있어 뚜렷하게 구분된다. 중간 단계의 풍화대 분류인 $W_M$은 두 분류의 사이에 위치하며 다소 $W_H$ 쪽에 치우치는 경향을 나타낸다.

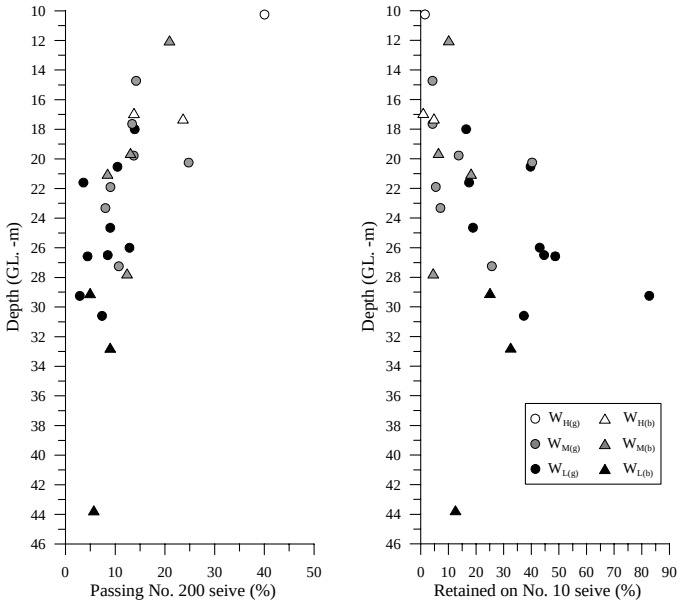



그림 3.4.7.3. 풍화대 분류별 200번체 통과량과 10번체 잔류량.

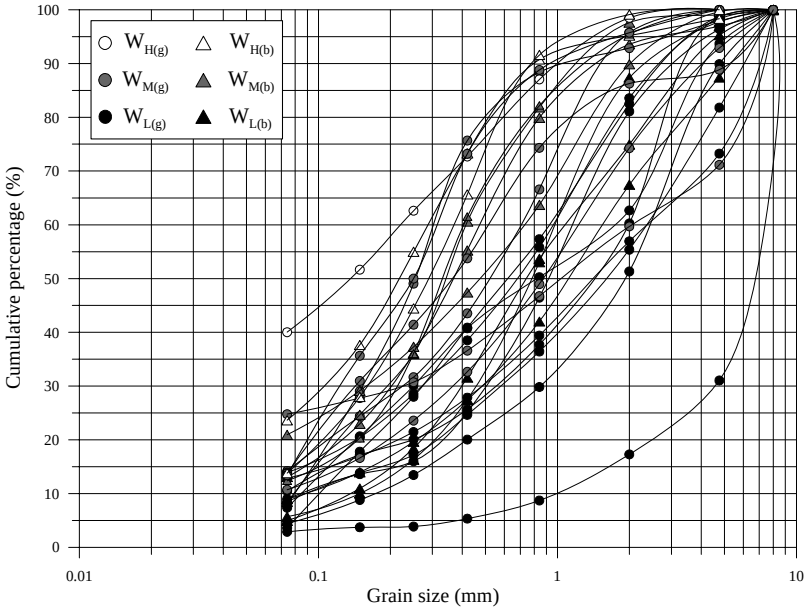



그림 3.4.7.4. 풍화대 분류별 입도분포곡선.

(3) 비중

TP 3-2 지역 풍화대의 비중은 2.62~2.69의 범위를 보이고, TP 3-3 지역에서는 2.59~2.72의 범위를 보인다. 풍화대 분류에 따른 비중의 분포 특성을 파악하기 위하여 세립분 함량과 비교하였으나 뚜렷한 상관성은 나타나지 않는다(그림 3.4.7.5). 전체적으로 $W_M$의 풍화대에 비해 $W_H$의 풍화대 분류가 약간 우세한 경향을 띠기는 하나 상당 부분의 시료에서 서로 중첩된 분포를 보인다. 다만 화강편마암에 비해 호상편마암의 풍화대가 약간 높게 나타나는 경향이 확인된다.

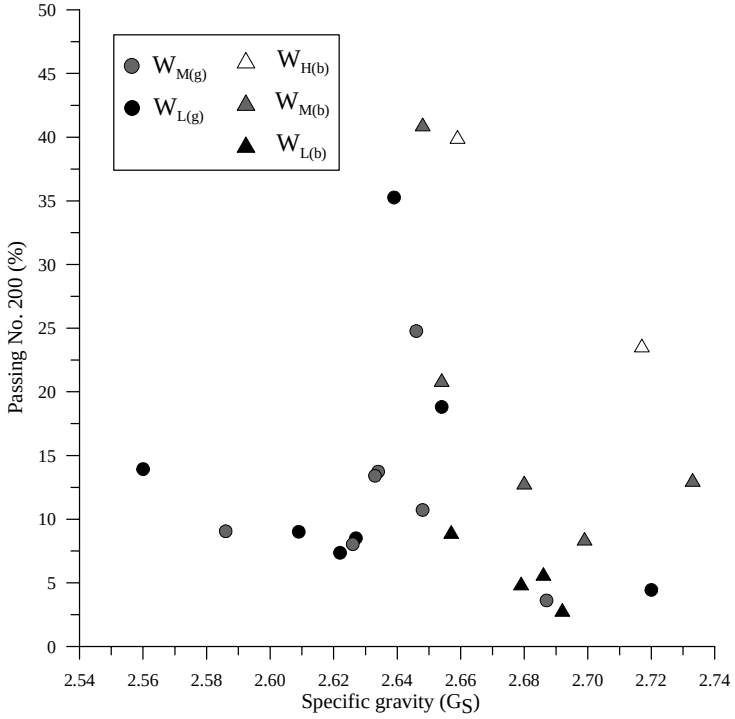



그림 3.4.7.5. 풍화대 분류별 비중과 세립분의 관계.

## 나. 역학적 특성

풍화대 지반에 대한 현장 상태에서의 역학적 특성을 파악하기 위하여 공내재하시험, 공내전단시험 및 시추공 탄성파시험을 수행하였다. 시추공 탄성파시험은 모든 시추공에 대해서 하향식 탄성파시험을 실시하고 TP 3-3 지역의 시추공에 대해서는 시추공간 탄성파시험을 수행하였다.

(1) 공내재하시험

연구지역에서 수행된 공내재하시험 결과를 시험말뚝 시공 지역별로 표 3.4.7.2에 나타내었다. 또한, 대표적인 공내재하시험 결과 곡선도를 제시하였고(그림 3.4.7.6) 깊이에 따른 변형계수 분포를 도시하였다(그림 3.4.7.7).

표 3.4.7.2. TP 3-2 지역 풍화대의 변형계수.

| BH-1 | | BH-5 | | BH-6 | |
|---|---|---|---|---|---|
| Depth (GL-m) | $E_S$ (kgf/cm$^2$) | Depth (GL-m) | $E_S$ (kgf/cm$^2$) | Depth (GL-m) | $E_S$ (kgf/cm$^2$) |
| 18.0 | 481.20 | 21.0 | 1513.10 | 13.0 | 385.30 |
| 22.5 | 359.78 | 25.5 | 1453.30 | 18.0 | 883.80 |
| 24.0 | 459.07 | 30.0 | 2397.60 | 33.0 | 3478.0 |
| 26.5 | 704.04 | 38.5 | 17704.0* | 40.5 | 2419.20 |
| 28.5 | 779.64 | | | | |
| 30.5 | 395.20 | | | | |
| 32.5 | 1043.76 | | | | |
| 38.5 | 1404.19 | | | | |
| 43.5 | 3512.30 | | | | |

* tested on soft rocks

표 3.4.7.3. TP 3-3 지역 풍화대의 변형계수.

| BH-2 | | BH-3 | | BH-4 | |
|---|---|---|---|---|---|
| Depth (GL-m) | $E_S$ (kgf/cm$^2$) | Depth (GL-m) | $E_S$ (kgf/cm$^2$) | Depth (GL-m) | $E_S$ (kgf/cm$^2$) |
| 22.00 | 311.12 | 18.00 | 78.01 | 20.00 | 165.94 |
| 24.00 | 1190.25 | 29.30 | 2024.02 | | |
| 26.00 | 639.66 | | | | |
| 29.00 | 3718.77 | | | | |

TP 3-2 지역에 위치한 시추공 BH-1에서의 공내재하시험에 의해 산정된 변형계수는 최소 481.20kgf/cm$^2$에서 최대 3512.30kgf/cm$^2$에 이르는 매우 넓은 범위를 보인다. TP 3-2 지역의 풍화대는 전체적으로 깊이에 따라 증가하는 경향이 뚜렷하며 풍화대 최하부 구간에서는 비풍화대 암반에 가까워지면서 급격히 증가한다(Fig. 3.4.7.6).

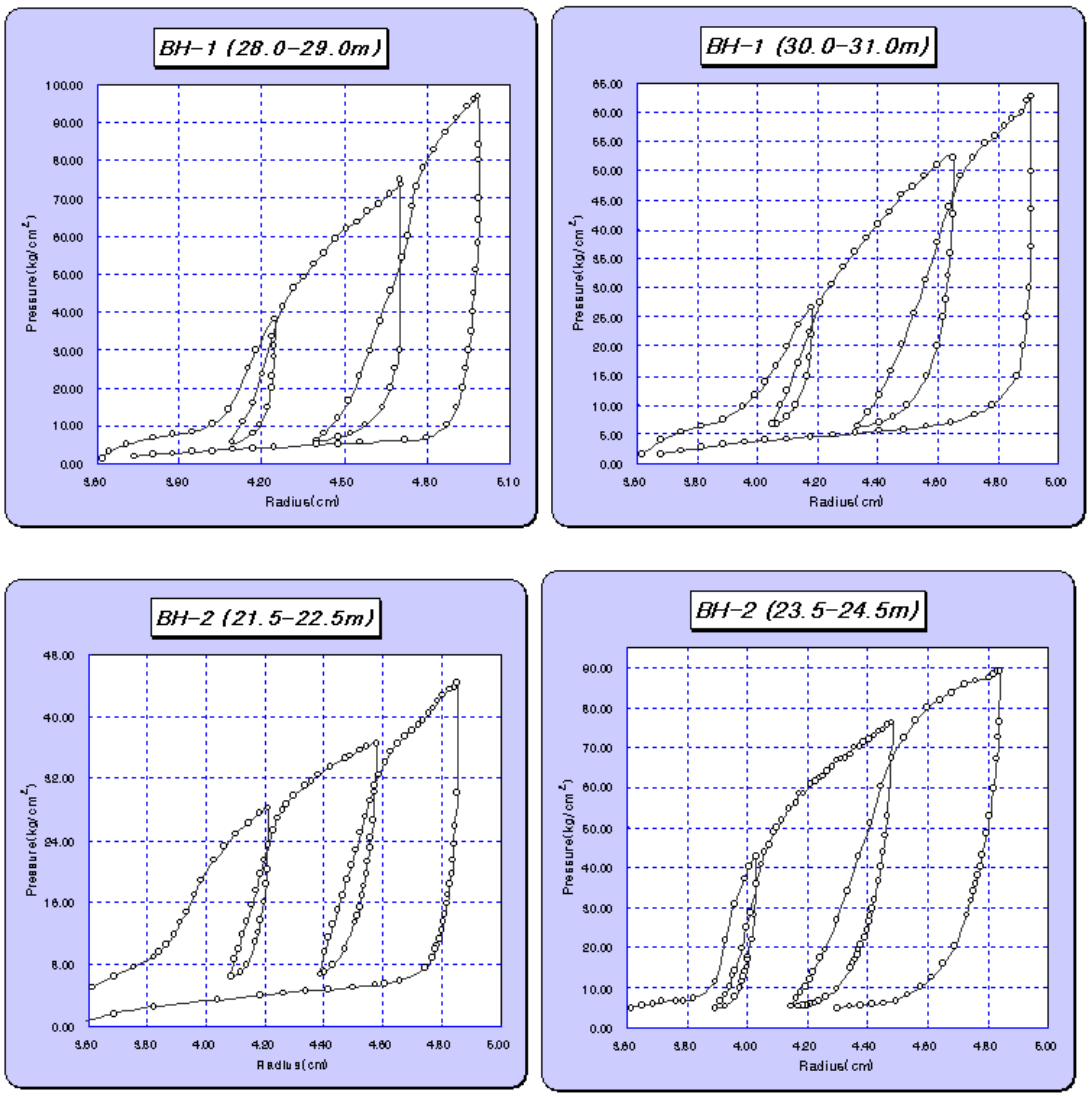



그림 3.4.7.6. 풍화대의 대표적인 공내재하시험 결과.

TP 3-3 지역에서는 BH-3의 최상부 지점의 78.01kgf/cm$^2$의 최소값으로부터 BH-2의 최하부 지점에서의 3718.77kgf/cm$^2$로서 최대에 이른다. TP 3-3 지역의 풍화대는 TP 3-2와 마찬가지로 심도에 따라 점차 증가하는 뚜렷한 경향성을 보여준다. 또한, 비풍화대 암반에 인접하는 최하부 구간에서 급격히 증가한다.

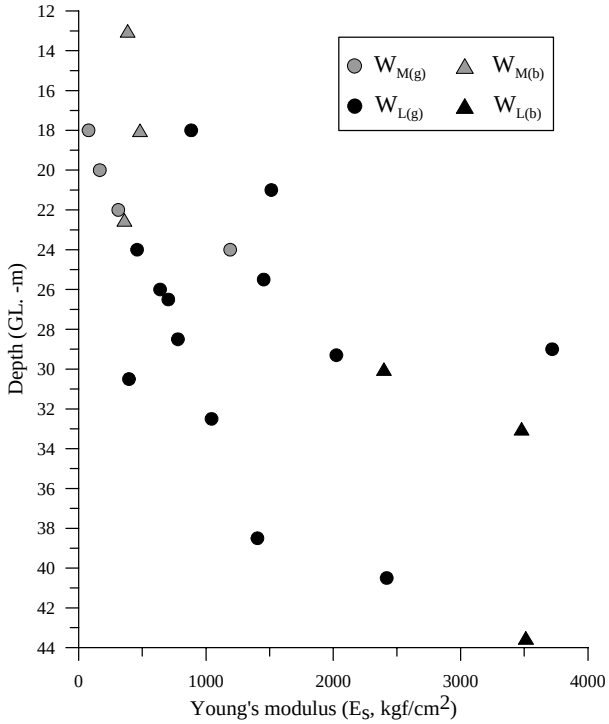



그림 3.4.7.7. 풍화대 분류별 변형계수 분포.

(2) 공내전단시험

공내전단시험에 의해 산정된 연구지역의 풍화대 지반의 점착력과 내부마찰각을 표 3.4.7.5와 3.4.7.6에 정리하였고 대표적인 전단시험 곡선도를 각 시추공별로 그림 3.4.7.8에 제시하였다.

TP 3-2 지역에서는 점착력이 0~1.10kgf/cm$^2$, 마찰각은 9.09~12.68°의 범위를 보인다. TP 3-3 지역에서는 점착력이 0~0.41kgf/cm$^2$, 그리고 마찰각은 16.70~26.57°의 범위를 나타내고 있다. 두 지역의 모든 시추공에서의 결과는 매우 낮은 결과를 보이고 있다. 심지어는 점착력이 거의 측정되지 않는 결과를 보여주기도 한다. 마찰각에 있어서도 모두 30° 미만의 값을 보이고 약 10°에 근접하는 결과까지도 나타난다.

아직 국내에서는 풍화대 지반에 대한 시추공 전단시험 결과가 보고된 예가 흔치 않다. 그래서 가까운 일본의 경우와 비교해 보면, 일본 나라현의 긴끼 지방의 료케 화강암 풍화대의 점착력은 0.1~2.0kgf/cm$^2$, 마찰각은 23~35°의 범위로 보고된 바 있다(Okimura, 1990). 이 결과와 비교해 볼 때 대상 지역의 풍화대의 전단 특성은 현저히 낮다.

표 3.4.7.5. TP 3-2 지역 풍화대의 점착력과 내부마찰각. unit: C, kgf/cm2; ϕ. degree.

| BH-1 | | | BH-5 | | | BH-6 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Depth (GL. -m) | C | ϕ | Depth (GL. -m) | C | ϕ | Depth (GL. -m) | C | ϕ |
| 21.50 | 0.00 | 11.31 | 19.0 | 0.23 | 28.81 | 10.8 | 0.21 | 25.17 |
| 34.50 | 0.75 | 12.68 | 26.8 | 0.93 | 7.41 | 15.2 | 0.8 | 9.09 |
| 36.50 | 1.10 | 9.09 | | | | 16.8 | 0.63 | 9.65 |
| 45.50 | 1.02 | 11.31 | | | | 20.2 | 0.72 | 9.09 |
| | | | | | | 22.8 | 0.53 | 9.77 |
| | | | | | | 26.2 | 0.28 | 30.96 |
| | | | | | | 28.8 | 0.23 | 32.21 |
| | | | | | | 37.8 | 0.50 | 24.70 |

표 3.4.7.6. TP 3-3 지역 풍화대의 점착력과 내부마찰각. unit: C, kgf/cm2; ϕ. degree.

| BH-2 | | | BH-3 | | | BH-4 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Depth (GL. -m) | C | ϕ | Depth (GL. -m) | C | ϕ | Depth (GL. -m) | C | ϕ |
| 27.50 | 0.33 | 20.81 | 19.50 | 0.41 | 16.70 | 17.50 | 0.31 | 16.70 |
| | | | 23.50 | 0.00 | 26.24 | 22.00 | 0.20 | 11.31 |
| | | | 26.50 | 0.00 | 26.57 | | | |
| | | | 28.50 | 0.14 | 24.70 | | | |

이러한 결과의 원인은 근본적으로 시추공벽의 형성 문제로 판단된다. 실제 시추 과정에서 예상 심도까지 굴착을 완료한 후 공벽 붕괴를 방지하기 위하여 상부 일부에 케이싱을 설치할 때 공벽과의 마찰이나 공경의 증가로 인해 케이싱이 굴착 바닥 심도까지 낙하하는 경우가 자주 발생하였다. 이는 암반 자체의 특성에 기인하는 것도 있을 수 있으나 국내에서 일반적으로 수행되는 풍화대 지반의 굴착기술의 문제를 반영하는 것으로도 판단된다. 전단시험에 비해 상대적으로 공벽과의 접촉 면적이 넓은 공내재하시험 결과는 상대적으로 불량한 결과가 적게 나타나고 있는 것도 이러한 문제를 반증하는 것으로 생각된다. 따라서 공내전단시험을 통해 얻어진 점착력과 내부마찰각은 다소 과소평가되었을 가능성이 있다.

위의 문제에 대처하기 위해서는 먼저 풍화대 지반에 대한 시추 기술의 향상을

꾀하여야겠으나 아울러 전단시험기의 가압면과 가압의 상한, 그리고 패드의 팽창 범위를 더욱 확장, 개선할 필요도 있는 것으로 판단된다. 물론 이러한 문제를 고려해 기존 전단시험기를 새로이 개발, 적용하였으나 추가적인 개선의 여지가 있다. 결론적으로 원위치 시험기로서 Self-boring direct shear tester의 개발 및 시험이 수행되지 않는 한 시추공내에서 얻어지는 전단특성치의 과소평가를 극복하기는 어렵다.

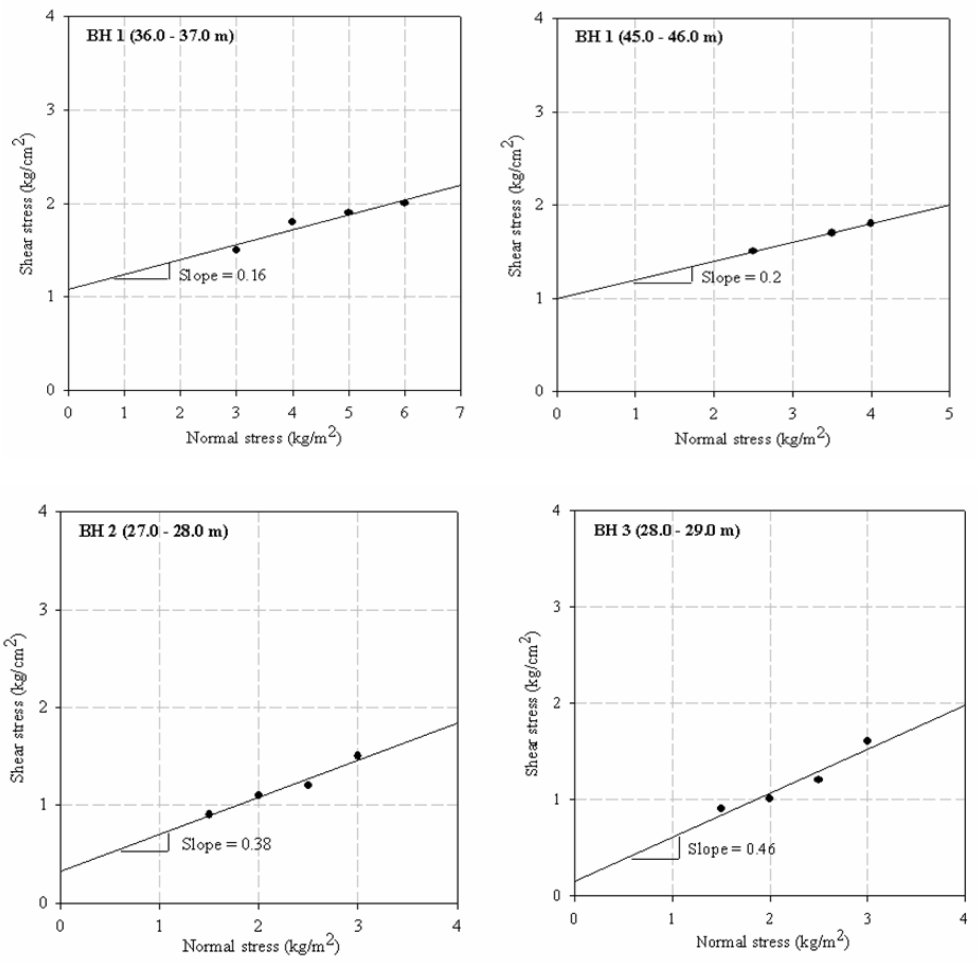



그림 3.4.7.8. 풍화대의 대표적인 공내전단시험 결과.

이러한 점을 고려하여 전단시험 결과 중에서 비교적 양호한 결과만을 선택하여 깊이별 분포 특성을 도시하였다(그림 3.4.7.9). 점착력은 약 0.27kgf/cm$^2$를 기준으로 $W_M$과 $W_L$이 구분되며 마찰각은 약 30°를 기준으로 나누어진다.

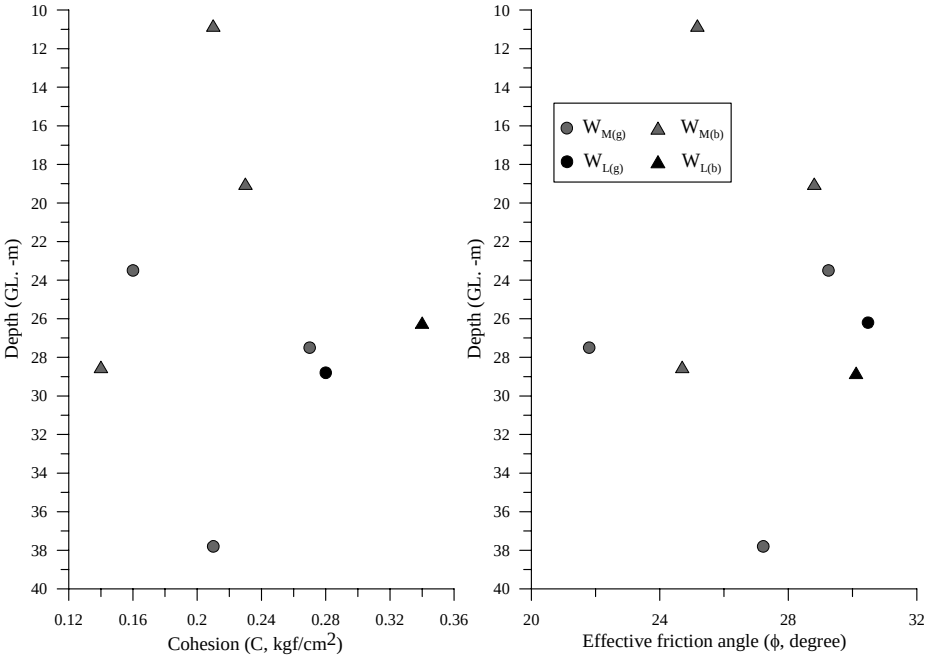



그림 3.4.7.9. 풍화대 분류별 점착력과 내부마찰각의 분포.

(3) 시추공 탄성파탐사

(가) 하향식 탄성파탐사

모든 시추공에 대한 하향식 탄성파탐사 결과로서 대분류된 지반에 대한 탄성파 속도를 비롯한 각종 지반 탄성계수를 표 3.4.7.7에 요약, 정리하였다.

탄성파 도달시간으로부터 계산된 대상 지반의 P파, S파의 탄성파 속도와 함께 Poisson's ratio를 심도에 따라 시추공별로 그림 3.4.7.10~3.4.7.15에 도시하였다. 전체적으로 모든 시추공에서 심도에 따라 탄성파 속도가 증가하는 양상을 보인다. 전체적으로는 모든 시추공에서 기반암 상부의 퇴적층과 기반암과의 뚜렷한 구분이 이루어지고 있다. 또한 심도가 증가하면서 각종 지반 탄성계수는 커지는 경향을 띠고 있다. 시추공 BH-2를 제외하고는 풍화대 내에서 비교적 불규칙하게 증감이 반복되는 양상을 보인다. 이러한 풍화대 내에서의 복잡한 탄성계수의 분포는 구성 암석의 다양성과 함께 풍화 등급별 풍화대 분포가 부분적으로 심도에 따라 일정하게 분포하지 않기 때문인 것으로 판단된다. BH-2는 기타 시추공에 비해 단일 암상과 함께 거의 동일 등급의 풍화대 분류로 구성되어 있다.

표 3.4.7.7. 풍화대의 시추공 탄성파탐사 결과.

| Borehole No. | lithology | Depth interval (m) | $V_p$ (m/sec) | $V_s$ (m/sec) | $\upsilon_d$ | $G_d$ (Kgf/cm$^2$) | $E_d$ (Kgf/cm$^2$) | $K_d$ (Kgf/cm$^2$) | density (g/cm$^3$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| BH-1 | fillings | 0.0-5.8 | 290 | 92 | 0.240 | 214 | 609 | 2,373 | 1.9 |
| | muddy sand | 5.8-7.5 | 957 | 94 | 0.495 | 171 | 512 | 17,499 | 1.9 |
| | clay | 7.5-16.0 | 657 | 230 | 0.435 | 1,322 | 3,763 | 8,374 | 1.9 |
| | weathered zone | 16.0-23.0 | 885 | 332 | 0.314 | 2,537 | 6,206 | 16,225 | 2.0 |
| | | 23.0-49.1 | 1,453 | 717 | 0.251 | 14,150 | 33,585 | 39,859 | 2.2 |
| | non-weathered zone | 49.1-51.5 | 2,096 | 847 | 0.402 | 16,108 | 45,176 | 77,087 | 2.2 |
| BH-2 | fillings | 0.0-1.0 | 24 | 11 | 0.377 | - | - | - | - |
| | clay | 1.0-16.5 | 465 | 169 | 0.394 | 758 | 2,042 | 3,704 | 1.9 |
| | weathered zone | 16.5-25.0 | 1,500 | 631 | 0.386 | 8,732 | 23,922 | 36,136 | 2.0 |
| | | 25.0-29.2 | 1,935 | 915 | 0.356 | 18,777 | 50,922 | 58,941 | 2.2 |
| | non-weathered zone | 29.2-32 | 2,124 | 1,036 | 0.344 | 24,073 | 64,699 | 69,047 | 2.2 |
| BH-3 | fillings | 0.0-1.6 | 27 | 13 | 0.330 | - | - | - | - |
| | clay | 1.6-12.0 | 596 | 176 | 0.405 | 825 | 2,316 | 8,295 | 1.9 |
| | muddy sand | 12.0-13.5 | 406 | 182 | 0.375 | 638 | 1,755 | 2,347 | 1.9 |
| | weathered zone | 13.5-25.6 | 1,089 | 280 | 0.453 | 1,774 | 5,158 | 26,932 | 2.0 |
| | | 25.6-30.1 | 1,618 | 673 | 0.396 | 14,710 | 38,254 | 45,763 | 2.2 |
| | non-weathered zone | 30.1-39.1 | 1,350 | 703 | 0.264 | 11,986 | 28,820 | 25,353 | 2.2 |
| BH-4 | fillings | 0.0-1.0 | 20 | 10 | 0.321 | - | - | - | - |
| | clay | 1.0-15.0 | 363 | 198 | 0.246 | 1,042 | 2,624 | 2,086 | 1.9 |
| | muddy sand | 15.0-17.0 | 535 | 292 | 0.288 | 1,650 | 4,250 | 3,345 | 1.9 |
| | weathered zone | 17.0-24.0 | 673 | 374 | 0.221 | 3,007 | 7,535 | 6,098 | 2.0 |
| | | 24.0-25.5 | 1,047 | 650 | 0.187 | 9,476 | 22,489 | 11,962 | 2.2 |
| | non-weathered zone | 25.5-41.6 | 1,679 | 849 | 0.268 | 17,125 | 42,467 | 49,072 | 2.2 |
| BH-5 | clay | 0-18.90 | 480 | 208 | 0.368 | 873 | 2,412 | 3,508 | 1.9 |
| | weathered zone | 18.9-29.5 | 1,140 | 550 | 0.345 | 7,926 | 21,320 | 23,428 | 2.2 |
| | non-weathered zone | 29.5-39.0 | 1,696 | 885 | 0.313 | 18,708 | 49,072 | 43,501 | 2.2 |
| BH-6 | clay | 0-9.5 | 346 | 164 | 0.331 | 585 | 1,589 | 1,883 | 1.9 |
| | weathered zone | 9.5-24.5 | 601 | 281 | 0.362 | 1,569 | 4,253 | 4,975 | 2.0 |
| | | 24.5-44.0 | 1,159 | 589 | 0.325 | 8,116 | 21,514 | 20,603 | 2.2 |

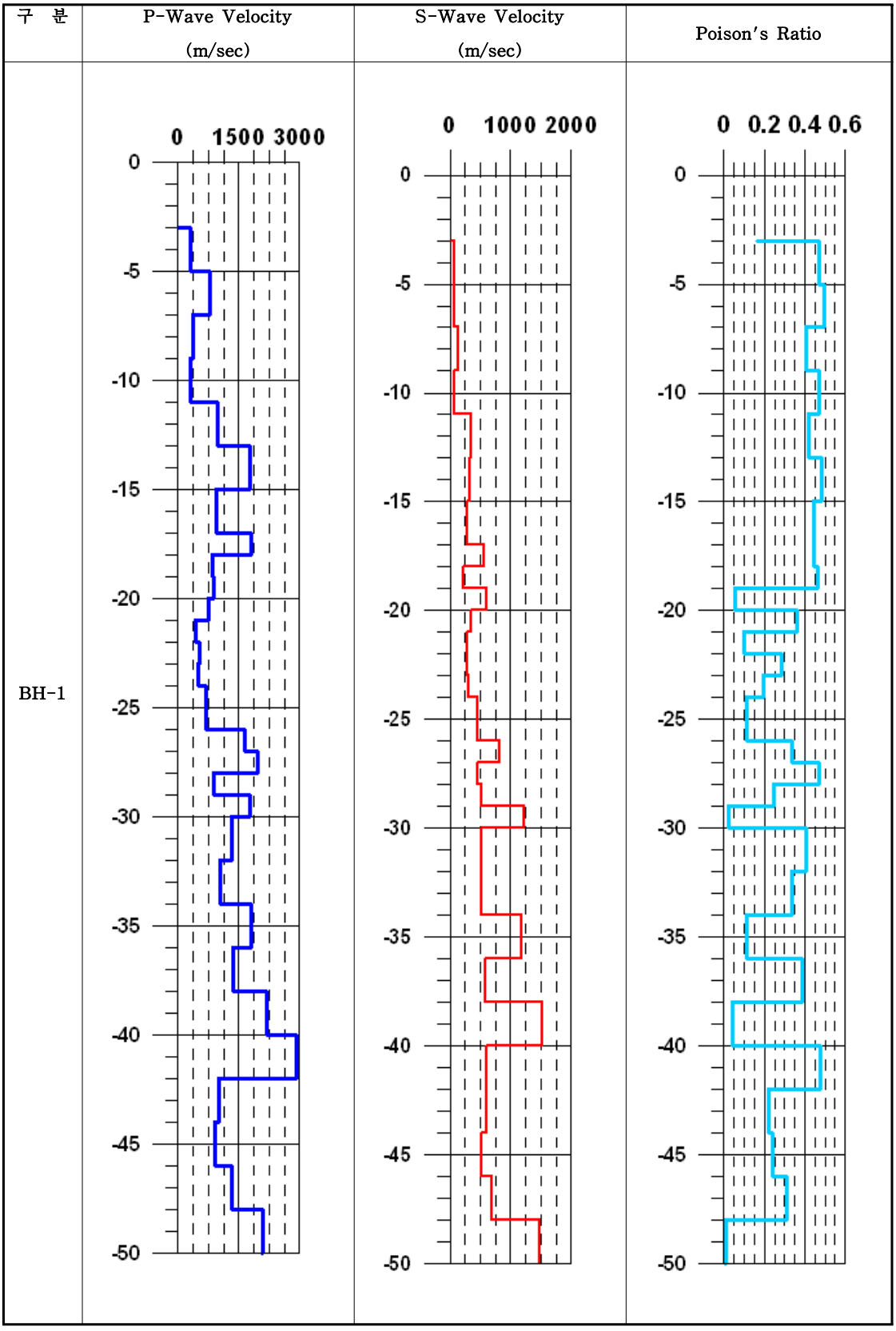



그림 3.4.7.10. BH-1 풍화대의 P파 속도, S파 속도 및 포와송비.

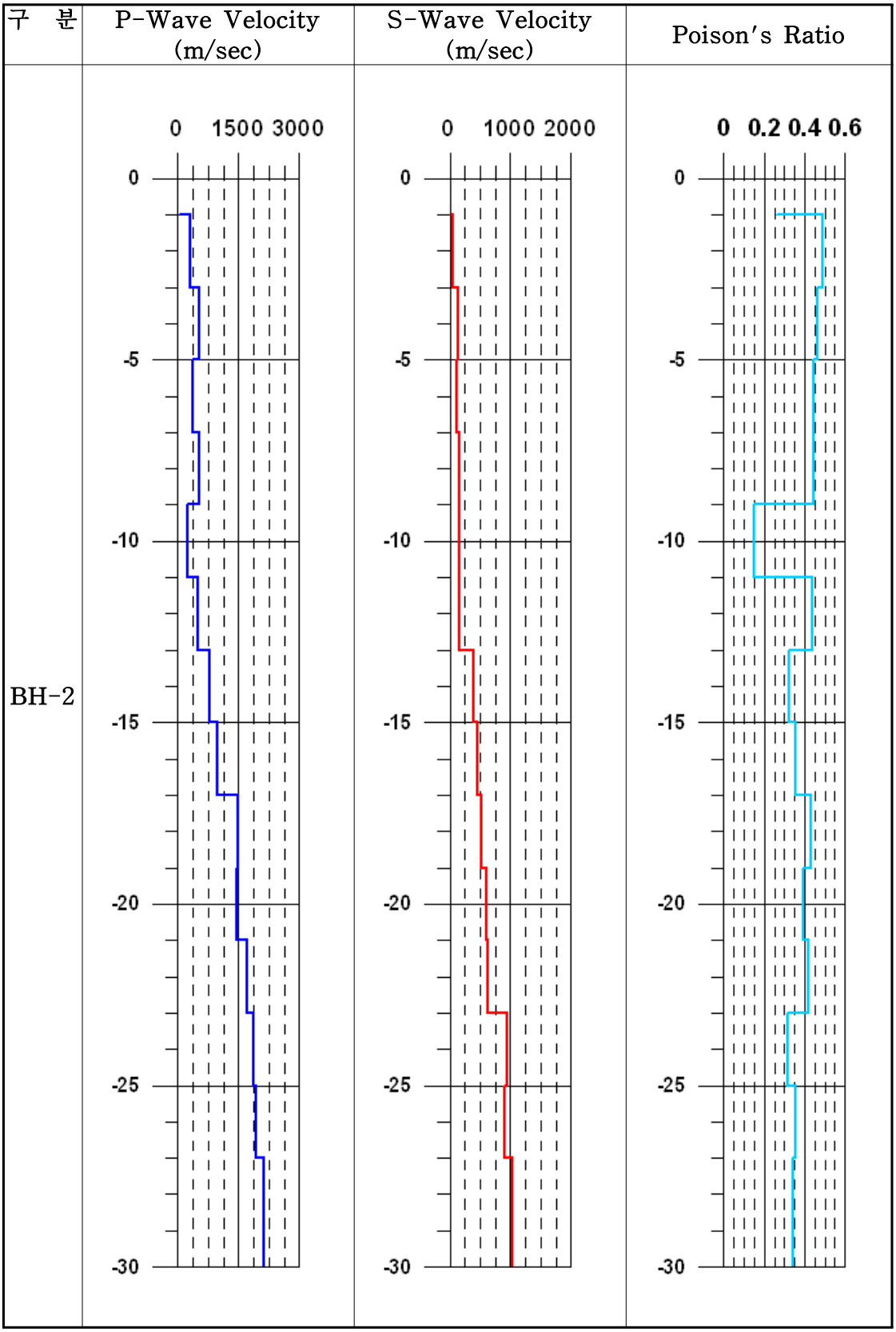



그림 3.4.7.11. BH-2 풍화대의 P파 속도, S파 속도 및 포와송비.

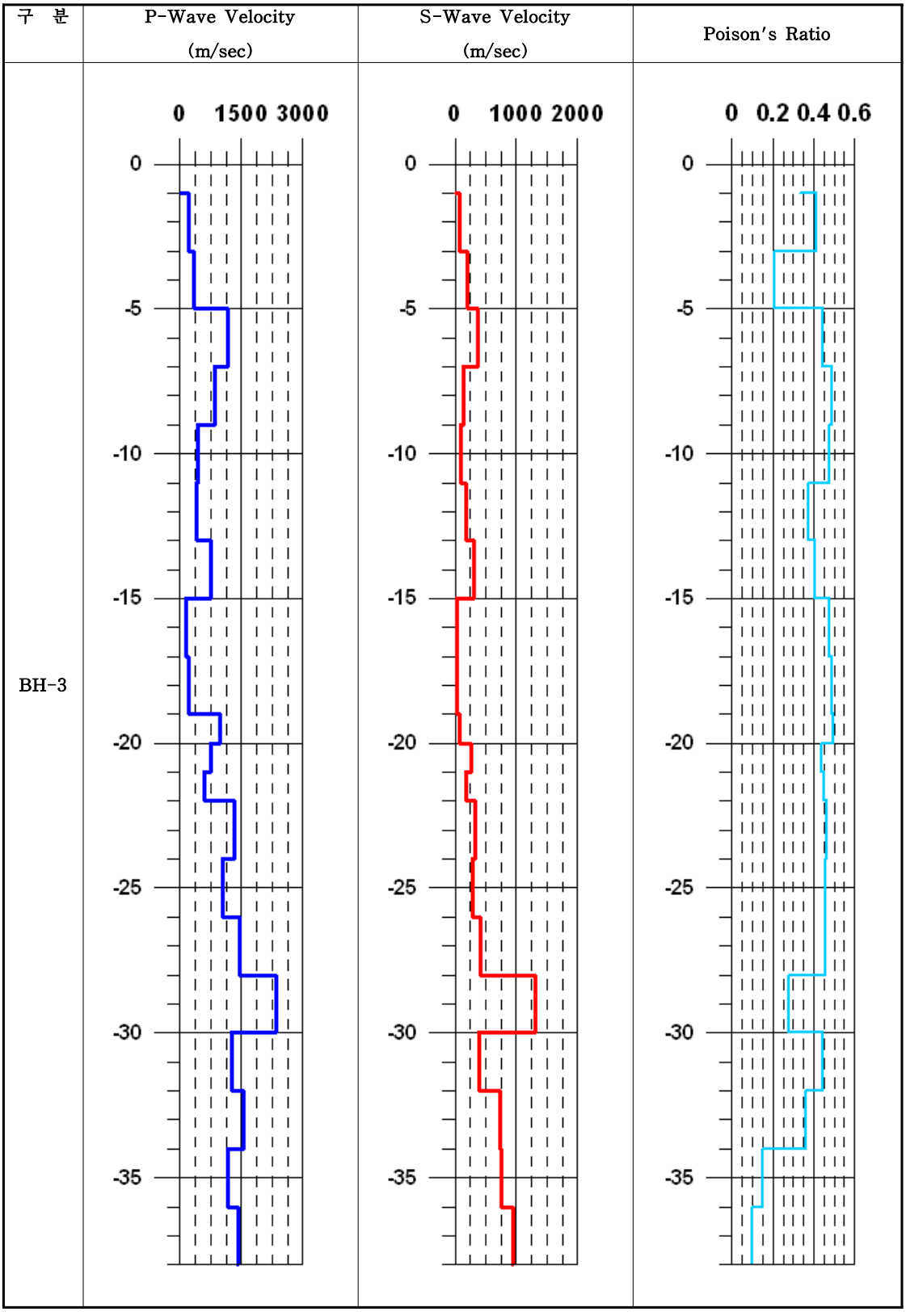



그림 3.4.7.12. BH-3 풍화대의 P파 속도, S파 속도 및 포와송비.

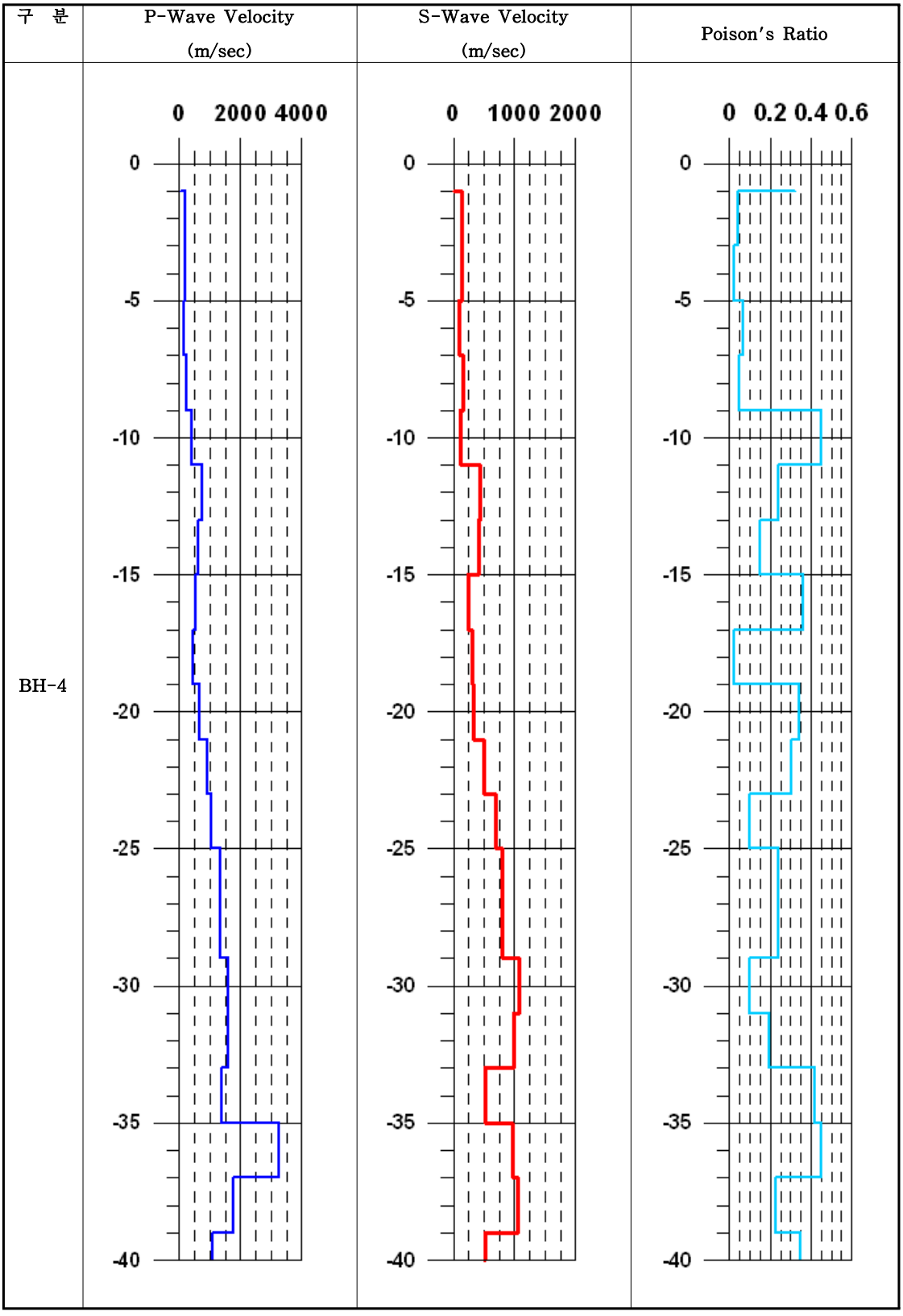



그림 3.4.7.13. BH-4 풍화대의 P파 속도, S파 속도 및 포와송비.

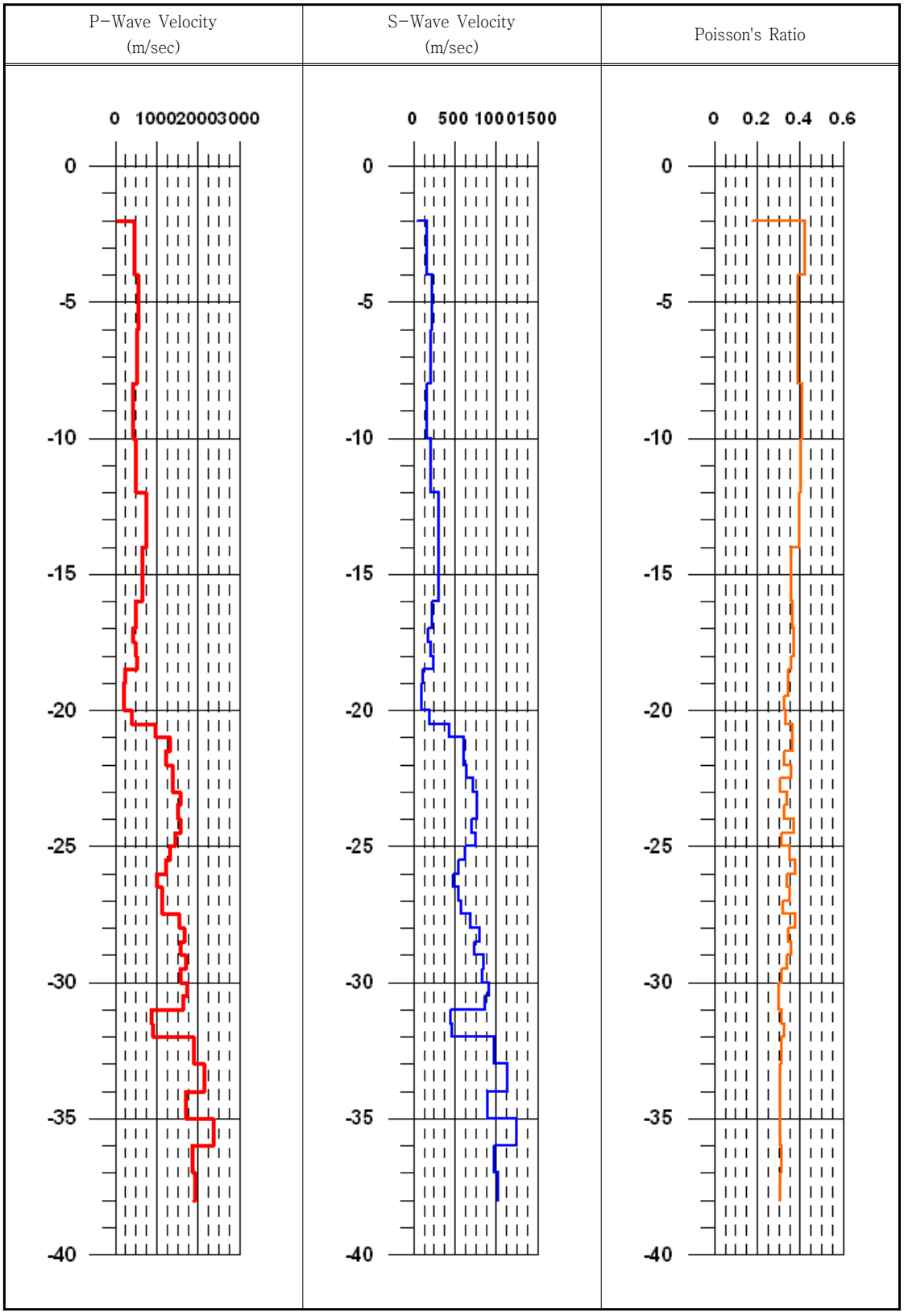



그림 3.4.7.14. BH-5 풍화대의 P파 속도, S파 속도 및 포와송비.

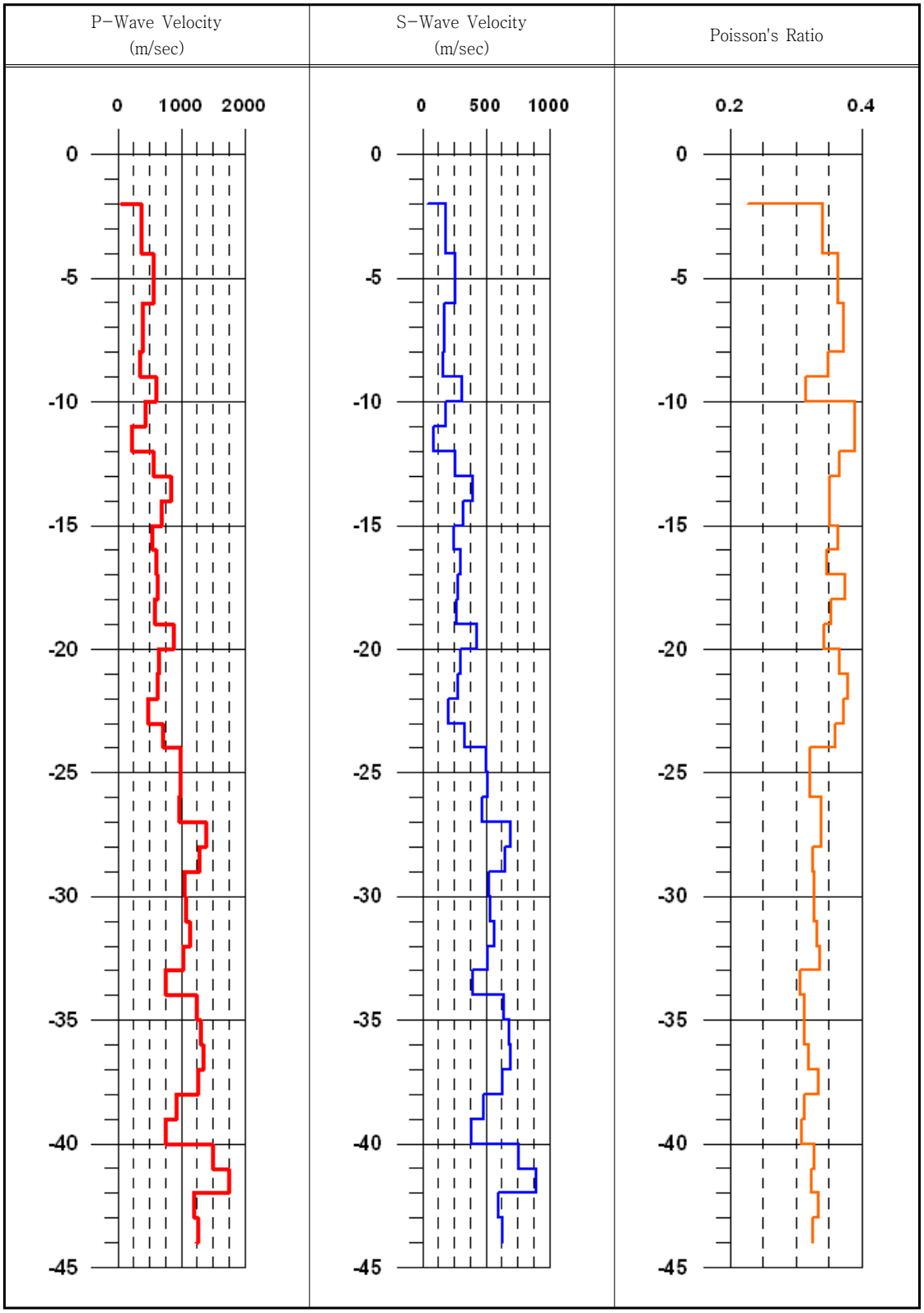



그림 3.4.7.15. BH-6 풍화대의 P파 속도, S파 속도 및 포와송비.

풍화대 지반에 대해 지질학적 시험을 통해 확인된 심도만을 대상으로 탄성파 속도를 추출하여 풍화대 분류와의 상관성을 검토하였다(그림 3.4.7.16). 전체적으로 시험말뚝 시공 지역별로 풍화대 분류에 따라 탄성파 속도의 분포가 구획되는 양상이 뚜렷이 확인된다. 그러나 풍화대 분류의 경계부에서는 일부 중첩되는 양상이 관찰되기도 하며 풍화 등급이 가장 높은 $W_H$의 경우에는 거의 $W_M$의 영역에 포함되어 뚜렷한 구분이 이루어지지 않고 있다. 이는 각 시추공에서 다른 풍화대 분류에 비해 $W_H$의 분류가 그 산출 규모가 매우 작아 정확한 속도 분포를 반영하지 못하고 주변 풍화대 분류의 영향을 함께 받은 결과로 판단된다.

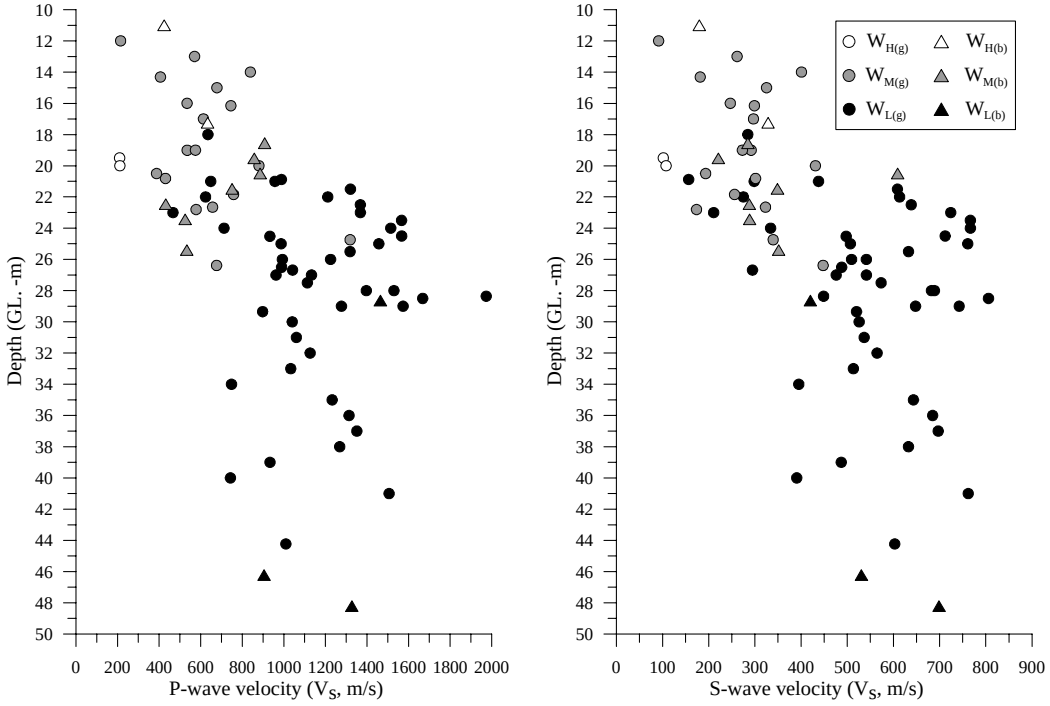



그림 3.4.7.16. 풍화대 분류별 P파 속도와 S파 속도의 분포.

풍화대 분류에 따른 탄성파 속도의 분포 범위를 보다 정확하게 파악하기 위하여 P파 속도와 S파 속도를 서로 비교, 도시하였다(그림 3.4.7.17). P파와 S파 속도의 관계는 일부를 제외하고는 선형의 상관관계를 잘 보여주며 P파 속도가 S파 속도의 거의 2배에 가깝다. 또한 풍화대 분류에 따라 P파 속도와 S파 속도의 분포가 비교적 뚜렷하게 구획되어 나타난다.

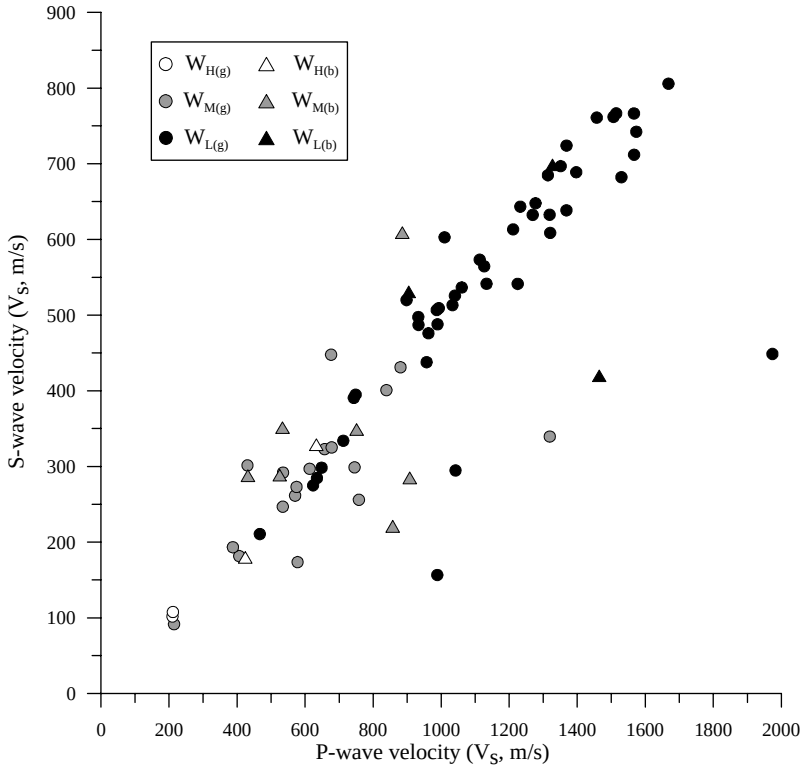



그림 3.4.7.17. 풍화대 분류별 P파 속도와 S파 속도의 관계.

(나) 시추공간 탄성파탐사

시추공간 탄성파 탐사는 시험말뚝 TP 3-3 지역에서 수행되었다. 이 지역에 설치된 3개소의 시추공 사이의 3개의 단면에 대해 탐사를 각각 수행하고 시추공 사이의 대상 지반의 탄성파 속도와 각종 지반 탄성계수의 분포를 파악하였다. 시추공간 탄성파탐사의 설계 내용은 표 3.4.7.8과 같다.

표 3.4.7.8. 시추공간 탄성파탐사 설계.

| Section | Distance (m) | Interval (m) | Source borehole | Receive borehole |
|---|---|---|---|---|
| BH-2~BH-3 | 25.80 | 2.0 | BH-2 | BH-3 |
| BH-3~BH-4 | 19.10 | 2.0 | BH-3 | BH-4 |
| BH-2~BH-4 | 17.20 | 2.0 | BH-2 | BH-4 |

각 단면에 대해 수행된 시추공간 탄성파탐사의 결과로서 탄성파 도달시간, P

파와 S파 속도, 그리고 각종 지반 탄성계수를 요약하고(표 3.4.7.9~3.4.7.11) 심도에 따른 분포 경향을 파악하기 위하여 도시하였다(그림 3.4.7.18~3.4.7.20). 모든 단면에서 탄성파 속도는 깊이에 따라 서서히 증가하는 경향을 보인다. 증가율은 S파 보다는 P파의 증가율이 다소 크게 나타난다. 또한, 상부의 퇴적층에서는 대체로 일정한 속도 분포를 보이다가 풍화대에 접어들어서는 그 증가율이 현저히 증가하고 있어 뚜렷이 구분된다.

이러한 탄성파 속도와 마찬가지로 지반 탄성계수에 있어서도 거의 유사한 경향성이 관찰된다. 그러나 동적 전단계수는 모든 단면에서 가장 증가율이 작게 나타나고 있다. 동탄성계수와 동체적계수는 상부 퇴적층에서는 일정하게 유지되는 경향을 보이다가 전술한 탄성파 속도 특히, P파 속도와 마찬가지로 현저하게 증가하는 경향을 변화한다. 또한, BH-2와 BH-3, BH-2와 BH-4 사이의 단면에서는 지층 최하부에서 동체적계수가 동탄성계수를 초과하는 분포를 보이고 있다.

표 3.4.7.9. BH-2와 BH-3 사이의 시추공간 탄성파탐사 결과.

| Measuring depth (GL-m) | Distance (m) | Ts (m/sec) | TP (m/sec) | Vs (m/sec) | Vp (m/sec) | $\nu_d$ | density (g/㎤) | Gd (kg/㎠) | Kd (kg/㎠) | Ed (kg/㎠) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.0 | 25.80 | 42.12 | 28.56 | 613 | 903 | 0.07 | 1.9 | 7.267E+03 | 6.116E+03 | 2.246E+04 |
| 8.0 | 25.80 | 45.42 | 29.56 | 568 | 873 | 0.13 | 1.9 | 6.249E+03 | 6.422E+03 | 2.028E+04 |
| 12.0 | 25.80 | 46.54 | 29.56 | 554 | 873 | 0.16 | 1.9 | 5.952E+03 | 6.818E+03 | 2.007E+04 |
| 16.0 | 25.80 | 44.56 | 28.54 | 579 | 904 | 0.15 | 1.9 | 6.493E+03 | 7.171E+03 | 2.218E+04 |
| 18.0 | 25.80 | 44.54 | 26.45 | 579 | 975 | 0.23 | 2.0 | 6.841E+03 | 1.028E+04 | 2.426E+04 |
| 20.0 | 25.80 | 43.98 | 25.55 | 587 | 1,010 | 0.25 | 2.0 | 7.016E+03 | 1.143E+04 | 2.486E+04 |
| 22.0 | 25.80 | 43.88 | 24.56 | 588 | 1,050 | 0.27 | 2.0 | 7.048E+03 | 1.310E+04 | 2.500E+04 |
| 24.0 | 25.80 | 43.24 | 23.54 | 597 | 1,096 | 0.29 | 2.0 | 7.258E+03 | 1.481E+04 | 2.592E+04 |
| 26.0 | 25.80 | 43.41 | 22.45 | 594 | 1,149 | 0.32 | 2.2 | 7.922E+03 | 1.906E+04 | 3.061E+04 |
| 28.0 | 25.80 | 42.25 | 21.56 | 611 | 1,197 | 0.32 | 2.2 | 8.363E+03 | 2.096E+04 | 3.189E+04 |
| 30.0 | 25.80 | 41.52 | 20.45 | 621 | 1,262 | 0.34 | 2.2 | 8.659E+03 | 2.415E+04 | 3.532E+04 |

표 3.4.7.10. BH-3과 BH-4 사이의 시추공간 탄성파탐사 결과.

| Measuring depth (GL-m) | Distance (m) | Ts (m/sec) | TP (m/sec) | Vs (m/sec) | Vp (m/sec) | $\upsilon_d$ | density (g/㎤) | Gd (kg/㎠) | Kd (kg/㎠) | Ed (kg/㎠) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.0 | 19.10 | 38.25 | 25.62 | 499 | 746 | 0.09 | 1.9 | 4.829E+03 | 4.325E+03 | 1.056E+04 |
| 8.0 | 19.10 | 38.41 | 24.45 | 497 | 781 | 0.16 | 1.9 | 4.789E+03 | 5.434E+03 | 1.111E+04 |
| 12.0 | 19.10 | 37.42 | 24.45 | 510 | 781 | 0.13 | 1.9 | 5.046E+03 | 5.091E+03 | 1.138E+04 |
| 16.0 | 19.10 | 37.55 | 24.35 | 509 | 784 | 0.14 | 2.0 | 5.275E+03 | 5.511E+03 | 1.200E+04 |
| 18.0 | 19.10 | 35.24 | 22.56 | 542 | 847 | 0.15 | 2.0 | 5.989E+03 | 6.628E+03 | 1.381E+04 |
| 20.0 | 19.10 | 32.45 | 21.45 | 589 | 890 | 0.11 | 2.0 | 7.063E+03 | 6.747E+03 | 1.571E+04 |
| 22.0 | 19.10 | 33.24 | 20.63 | 575 | 926 | 0.19 | 2.0 | 6.731E+03 | 8.500E+03 | 1.598E+04 |
| 24.0 | 19.10 | 34.54 | 19.54 | 553 | 977 | 0.26 | 2.0 | 6.234E+03 | 1.117E+04 | 1.577E+04 |
| 26.0 | 19.10 | 33.14 | 18.45 | 576 | 1,035 | 0.28 | 2.2 | 7.449E+03 | 1.410E+04 | 1.900E+04 |
| 28.0 | 19.10 | 32.14 | 18.54 | 594 | 1,030 | 0.25 | 2.2 | 7.920E+03 | 1.324E+04 | 1.981E+04 |
| 30.0 | 19.10 | 31.02 | 17.44 | 616 | 1,095 | 0.27 | 2.2 | 8.502E+03 | 1.556E+04 | 2.158E+04 |
| 30.0 | 19.10 | 31.00 | 17.66 | 616 | 1,082 | 0.26 | 2.2 | 8.513E+03 | 1.488E+04 | 2.145E+04 |
| 30.0 | 19.10 | 29.24 | 18.54 | 653 | 1,030 | 0.16 | 2.2 | 9.569E+03 | 1.104E+04 | 2.227E+04 |
| 30.0 | 19.10 | 29.55 | 17.05 | 646 | 1,120 | 0.25 | 2.2 | 9.369E+03 | 1.565E+04 | 2.343E+04 |
| 30.0 | 19.10 | 29.00 | 16.87 | 659 | 1,132 | 0.24 | 2.2 | 9.728E+03 | 1.578E+04 | 2.421E+04 |

표 3.4.7.11. BH-2와 BH-4 사이의 시추공간 탄성파탐사 결과.

| Measuring depth (GL-m) | Distance (m) | Ts (m/sec) | Tp (m/sec) | Vs (m/sec) | Vp (m/sec) | $\upsilon_d$ | density (g/㎤) | Gd (kg/㎠) | Kd (kg/㎠) | Ed (kg/㎠) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.0 | 17.20 | 25.24 | 14.60 | 681 | 1,178 | 0.25 | 1.9 | 8.994E+03 | 1.489E+04 | 2.246E+04 |
| 8.0 | 17.20 | 26.43 | 15.53 | 651 | 1,108 | 0.24 | 1.9 | 8.203E+03 | 1.282E+04 | 2.028E+04 |
| 12.0 | 17.20 | 26.55 | 15.63 | 648 | 1,100 | 0.23 | 1.9 | 8.129E+03 | 1.262E+04 | 2.007E+04 |
| 16.0 | 17.20 | 25.45 | 14.62 | 676 | 1,176 | 0.25 | 1.9 | 8.846E+03 | 1.501E+04 | 2.218E+04 |
| 18.0 | 17.20 | 25.44 | 13.56 | 676 | 1,268 | 0.30 | 2.0 | 9.319E+03 | 2.038E+04 | 2.426E+04 |
| 20.0 | 17.20 | 25.11 | 13.44 | 685 | 1,280 | 0.30 | 2.0 | 9.566E+03 | 2.064E+04 | 2.486E+04 |
| 22.0 | 17.20 | 25.01 | 13.45 | 688 | 1,279 | 0.30 | 2.0 | 9.643E+03 | 2.048E+04 | 2.500E+04 |
| 24.0 | 17.20 | 24.99 | 12.25 | 688 | 1,404 | 0.34 | 2.0 | 9.658E+03 | 2.732E+04 | 2.592E+04 |
| 26.0 | 17.20 | 23.99 | 12.15 | 717 | 1,416 | 0.33 | 2.2 | 1.153E+04 | 2.957E+04 | 3.061E+04 |
| 28.0 | 17.20 | 23.87 | 10.86 | 721 | 1,584 | 0.37 | 2.2 | 1.164E+04 | 4.073E+04 | 3.189E+04 |
| 30.0 | 17.20 | 22.54 | 10.76 | 763 | 1,599 | 0.35 | 2.2 | 1.306E+04 | 3.989E+04 | 3.532E+04 |

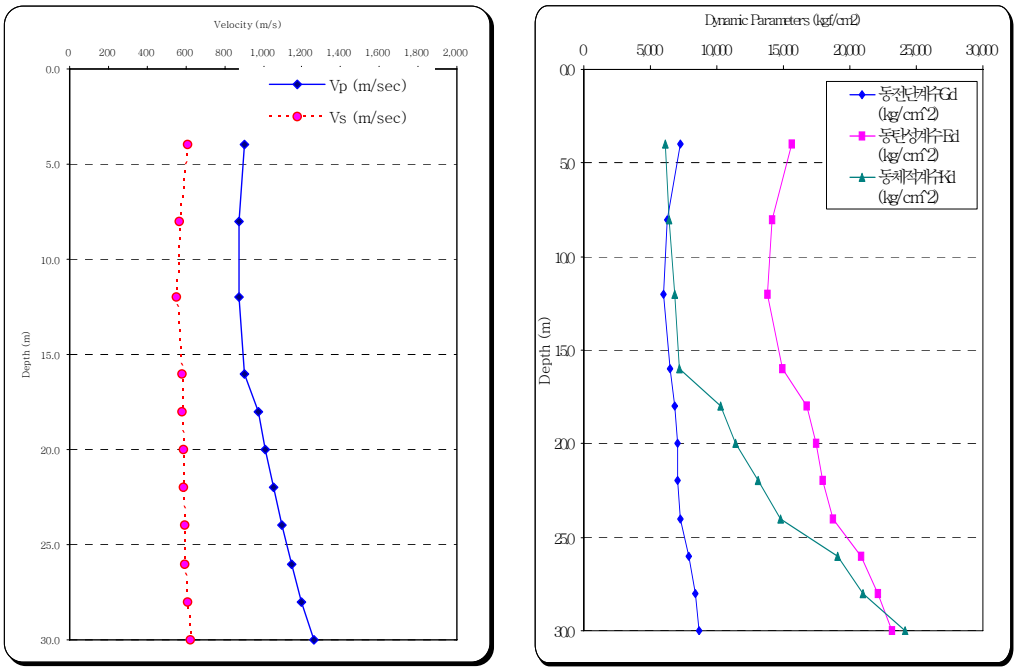



그림 3.4.7.18. BH-2와 BH-3 사이의 P파 속도, S파 속도 및 지반계수.

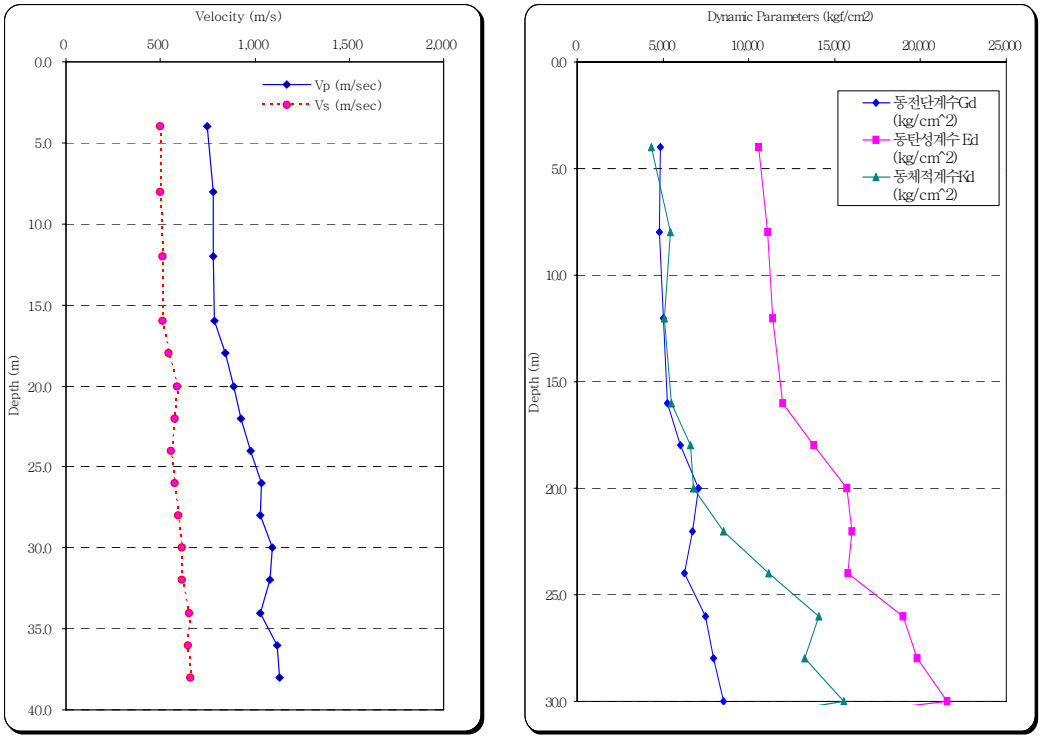



그림 3.4.7.19. BH-3과 BH-4 사이의 P파 속도, S파 속도 및 지반계수.

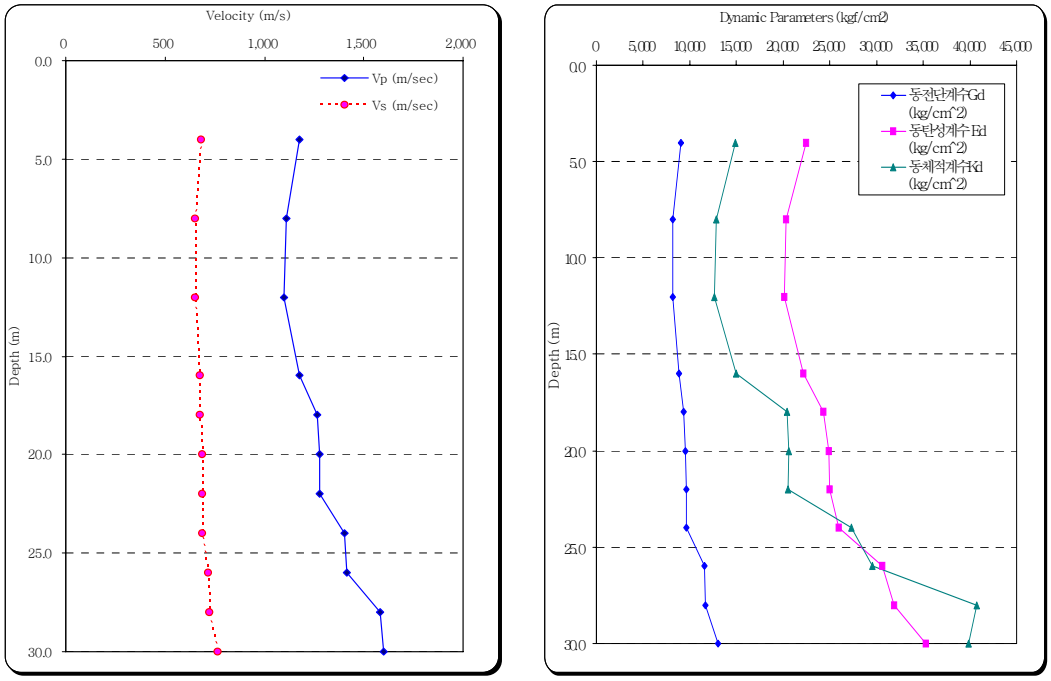



그림 3.4.7.20. BH-2와 BH-4 사이의 P파 속도, S파 속도 및 지반계수.

## 8. 풍화대 지반의 지반특성화

연구지역 풍화대 지반에 대한 지질학적 특성을 기초로 풍화 정도에 따라 이를 분류하고, 풍화대 분류의 공학적 적용성을 검토하기 위하여 각종 공학적 시험을 수행하고 이를 비교하였다. 전체적으로 풍화대 지반의 3단계 분류(WL, WM, WH)에 따라 각종 공학적 특성이 일정 범위로 구획되고 있음을 확인하였다. 풍화대 지반의 최종 풍화대 분류와 각 분류에 대한 육안적 특징 및 각종 공학적 특성의 범위를 표 3.4.7.12, 3.4.7.13 및 3.4.7.14에 정리하였다. 그러나 최종 정리된 지반특성치의 범위는 제한된 시험공(말뚝위치)에 한하여 실험이 이루어져 충분한 모집단 자료에 근거하지 못하였으므로 향후 지속적인 자료 축적이 진행되고 개선되어야 한다.

### 가. 육안적 특징

풍화정도가 가장 심하고 공학적으로 가장 불량한 분류인 $W_H$는 심하게 산화작용을 받아 모암의 색조를 거의 잃어버리고 대체로 갈색 계열의 색조를 띤다. 세립질의 함량이 높아 점착력이 있고 비교적 습하다. $W_M$은 모암의 색조가 잔존하

고 있어 녹색이나 회색 계열의 색조를 띤다. 전체적으로 모래질의 입도가 우세하고 소량의 자갈과 세립분을 포함한다. $W_L$는 $W_M$과 마찬가지로 모암의 색조를 그대로 유지하며 비교적 자갈의 함량이 높은 모래질의 입도를 보이며 세립분은 극히 소량이다. 비교적 견고한 코어의 형상을 유지하며 회수되기도 하고 부분적으로 절리가 관찰된다.

표 3.4.7.12. 풍화대 분류와 일반적 특징.

| Class | Geological class | | Description |
|---|---|---|---|
| | Banded gneiss | Granitic gneiss | |
| $W_H$ | $Ⅳ_b$ | $Ⅳ_g$ | brownish colored and severely oxidized<br>cohesive and wet<br>clayey, fine-grained |
| $W_M$ | $Ⅲ_b$ | $Ⅲ_g$ | greenish and gray colored similar to fresh rocks<br>sandy, fine to medium sand with very minor pebble and fines |
| | $Ⅱ_b$ | | |
| $W_L$ | $I_b$ | $Ⅱ_g$ | greenish and gray colored similar to fresh rocks<br>coarse sandy and gravelly, fine to medium sand with minor pebble<br>recovered as cores and relict joints exist |
| | | $I_g$ | |

## 나. 물리적 특성

풍화대의 풍화 정도가 높아질수록 세립분의 함량은 감소하고 모래와 자갈 등의 조립분의 함량은 증가한다. $W_H$는 세립분의 함량이 최소 20% 이상 포함하고 있으며 외견상 소량의 모래를 포함하고 있고 점착력이 있는 점토질 흙의 특성을 보인다. $W_M$은 세립분의 함량이 10~20%의 범위이고 모래의 함량이 가장 높아 모래질 흙의 특성을 갖는다. $W_L$은 세립분의 함량이 10% 미만으로 가장 낮고 자갈의 함량이 높아 자갈질 흙의 특성을 갖는다. 화강암질 편마암의 경우에는 조립질 모래의 함량이 높은 경우도 이 분류에 해당된다.

비중은 풍화대 분류에 따른 분포가 뚜렷하게 구획되지 않는다. 대체로 우세한 분포 범위를 기준으로, $W_H$는 2.62 미만, $W_M$은 2.62~2.70의 범위 그리고 $W_L$은 2.65~2.72의 범위를 보인다. 분산이 비교적 높아 풍화대 분류 사이에 중첩되는 범위가 크다. 함수비는 풍화 정도가 커질수록 감소하는 뚜렷한 경향을 보인다. $W_H$는 약 35% 이상의 높은 범위를 보이고 $W_M$은 15~35% 그리고, $W_L$은 15% 미만의 범위를 보인다.

표 3.4.7.13. 풍화대 분류와 물리적 특성.

| Class | Texture | Physical properties | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Fines (%) | Specific gravity ($G_S$) | Water content (%) | Wet unit weight ($kgf/cm^2$) | Dry unit weight ($kgf/cm^2$) |
| $W_H$ | clayey | > 20 | < 2.62 | > 35 | < 1.53 | < 1.33 |
| $W_M$ | sandy | 10~20 | 2.62~2.70 | 15~35 | 1.53~1.99 | 1.33~1.78 |
| $W_L$ | gravelly | < 10 | 2.65~2.72 | < 15 | 1.94~2.16 | 1.78~2.06 |

단위중량은 함수비와는 반대로 풍화 정도가 커질수록 감소하는 경향을 보인다. $W_H$의 습윤단위중량은 1.53kgf/cm$^2$ 미만, $W_M$은 1.53~1.99kgf/cm$^2$ 그리고 $W_L$은 1.94~2.16kgf/cm$^2$의 범위를 보인다. 건조단위중량은 이 보다 약간 작은 값으로서 $W_H$는 1.33kgf/cm$^2$ 미만, $W_M$은 1.33~1.78kgf/cm$^2$ 그리고 $W_L$은 1.78~2.06kgf/cm$^2$의 범위를 보인다. 습윤단위중량은 건조단위중량에 비해 분산이 커서 일부 중첩되어 나타난다.

## 다. 역학적 특성

변형계수는 풍화 정도가 약해질수록 증가하는 경향을 보이며 그 증가폭은 매우 크다. $W_H$는 150kgf/cm$^2$ 미만이며 $W_M$은 150~600kgf/cm$^2$, 그리고 $W_L$는 600~3700kgf/cm$^2$ 으로서 그 범위가 매우 넓다. 공내전단시험에 의한 점착력은 $W_H$는 0.13kgf/cm$^2$ 미만이며 $W_M$은 0.13~0.27kgf/cm$^2$, 그리고 $W_L$은 0.27~3.4kgf/cm$^2$의 범위를 보인다. 마찰각은 $W_H$는 22° 미만이며 $W_M$은 22~30°, 그리고 $W_L$은 30° 이상의 범위를 보인다.

시추공 탄성파탐사에 의한 P파 속도는, $W_H$는 200~400m/s 미만이며 $W_M$은 400~900m/s, 그리고 $W_L$은 900~1600m/s의 범위를 보인다. S파 속도는, $W_H$는 100~200m/s 미만이며 $W_M$은 200~450m/s, 그리고 $W_L$은 450~800m/s의 범위로서 P파 속도에 비해 거의 1/2 정도의 값을 갖는다.

표 3.4.7.14. 풍화대 분류와 공학적 특성.

| Class | Mechanical properties | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Young's modulus ($kgf/cm^2$) | Cohesion ($kgf/cm^2$) | Friction Angle ( °) | P-wave velocity (m/sec) | S-wave velocity (m/sec) |
| $W_H$ | < 150 | < 0.13 | < 22 | 200~400 | 100~200 |
| $W_M$ | 150~600 | 0.13~0.27 | 22~30 | 400~900 | 200~450 |
| $W_L$ | 600~3700 | 0.27~0.34 | > 30 | 900~1600 | 400~800 |

## 제 5 절 풍화대 지반조사 기술 개발

### 1. 개 요

최근 국내 대형구조물 기초의 지지층이 신선한 암반(연암, 경암 등)뿐만 아니라 중간지반 즉, IGM(Inermediate Geomaterial)을 대상으로 하는 사례가 흔하게 나타나고 있다. 중간지반에서 신뢰할 만한 기초 지지력 확보를 위해 중간지반의 지반특성치를 명확하게 규명할 필요가 있으며, 이에 기초하여 적정한 기초 지지층의 선정으로 인한 기초 공사비의 절감을 위한 설계기술은 막대한 경제적인 손실을 예방하는 한 방법으로 널리 이용될 수 있을 것이다.

암이나 IGM에 지지된 구조물의 설계와 시공에 있어 지반의 특성을 정확하게 파악하기 위한 방법으로는 직접 시료를 채취하여 실내에서 수행하는 실내실험 방법이나 현장에서 직접 시행하는 원위치 지반조사방법 등이 있다. 일반적으로 깊은기초의 설계에 사용되는 지반조사 방법들을 조사목적에 따라 표 3.5.1.1에 나타내었다. 그러나 표 3.5.1.1에 명시된 방법들을 풍화대 지반에 적용할 경우 다음과 같은 문제점들을 가지고 있다.

(1) SPT : 관입곤란
(2) CPT : 관입반력 부족으로 인한 적용불가
(3) PMT : 시험공의 과다 굴착에 의한 시험 곤란
(4) BST : 시추공의 공벽이완으로 인한 과소평가
(5) CLS : 간접적인 추정가능. P파 및 S파의 속도, 동탄성계수, 동체적계수, 동전단계수 등을 간접측정

표 3.5.1.1 조사목적에 따른 지반조사 방법

| 조사목적 | 조사방법 | | 적용 |
|---|---|---|---|
| 지층파악 (지지층확인) | 현지답사 | ▫ 지형도, 지질도, 기존조사자료 | 대체적 지반 구성 파악 |
| | 물리탐사 | ▫ 굴절법 탄성파 탐사 | |
| | 사운딩 | ▫ 정적콘(기계식, 전자식, 피조)<br>▫ 동적콘 관입시험<br>▫ 스웨덴식 사운딩 | 지지층이 비교적 얕은(10~20m) 지반에 유효 |
| | 시추 | ▫ 회전, 수세식 | SPT 병용 |
| 선단지지력 | 사운딩 | ▫ 정적콘, 동적콘 관입시험, 스웨덴식 사운딩 | 비교적 얕은 지지층 중간층이 없을 때 유효 |
| | 원위치시험 | ▫ SPT, 프레셔미터(시추병행) | 깊이에 무관 |
| | | ▫ 심층재하시험 | 깊이 20~30m최적 |
| | 실내시험 | ▫ 밀도, 일축압축, 삼축압축<br>(불교란시료가 채취된 경우) | 불료란 시료 채취 가능한 점성토와 느슨한 모래층 |
| 주면마찰력 | 사운딩 | ▫ 정적(마찰) 콘 시험<br>▫ 스웨덴식 사운딩 | |
| | 원위치시험 | ▫ SPT, 프레셔미터(시추병행) | 경험, 통계적 방법 이용 |
| | | ▫ 심층재하 인발시험 | 깊이 10m 정도에 적용 |
| | 실내시험 | ▫ 일축압축, 삼축압축<br>(불교란시료가 채취된 경우) | 비배수전단강도 이용 |
| 침하량 산정 | 사운딩 | ▫ 정적콘(기계식, 전자식, 피조)<br>▫ 동적콘 관입시험<br>▫ 스웨덴식 사운딩 | 개략 추정치 이용 |
| | 원위치시험 | ▫ SPT, 프레셔미터<br>▫ 평판재하시험, 나사판재하시험 | 깊이무관 시험공 청소에 유의 |
| | 실내시험 | ▫ 압밀시험, 삼축압축 | 점성토 지층 |
| 수평지반반력계수 | 원위치시험 | ▫ 프레셔미터, SPT, 수평평판재하시험 | 프레셔미터법이 가장 많이 이용됨 |
| 지하수위 투수성 | 실내시험 | ▫ 비중, 입도시험, 실내투수시험 | 정확한 투수개수는 양수시험에 한함 |
| | 현장시험 | ▫ 다옥식 양수 시험 | 주로 간극 수압 측정에 이용됨 |
| | | ▫ 단공법 투수시험, 간극수압측정 | |

## 2. 텍사스콘 관입시험(TCPT)

깊은기초의 지지력 산정에 있어서 Seidel & Collingwood (2001), Rowe & Armitage (1987), Kulhawy & Phoon (1993), Hassan & O′Neill (1997), 그리고 O′Neill & Reese (1999) 등의 연구자들은 깊은 기초의 최대주면마찰응력($f_{max}$) 산정을 위해 암이나 IGM의 일축압축강도 ($q_u$)를 이용하였다. 양질의 코어 회수가 가능하면 일축압축강도 등의 강도 특성 파악이 가능하다. 그러나, 국내 풍화대지반의 경우 코어의 회수가 저조하고 코어가 회수되더라도 길이가 강도 시험

을 수행하기에 충분치 못하므로 이를 대체할 방안이 필요한 실정이다.

암이나 IGM의 강도 특성을 파악할 수가 있는 대체 시험방법으로 현재 텍사스 도로국 [Texas Department of Transportation (TxDOT)]에서는 깊은 기초 구조물 설계인자로서 사용 중인 텍사스 콘 관입 시험 [Texas Cone Penetrometer Test (TCPT)]를 제시하였다(TxDOT, 2000 ; 남문석 등, 2004).

### 가. 텍사스 콘 관입 시험

현재 텍사스 도로국에서 깊은 기초 구조물 설계인자로서 사용 중인 텍사스 콘 관입 시험의 개요도를 그림 3.5.2.1에 나타내었다. 이 텍사스 콘 관입 시험의 결과는 텍사스 콘 관입 지수 [Texas Cone Penetrometer Resistance (TCPR)]로 산출되는데, 그림 3.5.2.1에서와 같이 직경 76mm와 60도 각도의 스틸 콘이 N로드에 끝에 부착되어 시추공의 바닥면에 거치된 후에, N로드 상단에 설치된 0.76kN의 해머를 이용하여 610mm의 낙하고로 100번을 타격할 때 콘의 관입깊이로 나타낸다(TxDOT, 1995). 이때, 텍사스 콘 관입 시험의 항타에너지는 표준 관입 시험과 유사하다. 이러한 텍사스 콘의 강성 때문에, 암에 적용시에는 표준 관입 시험의 스프릿 스푼샘플러 보다 텍사스 콘 관입 시험이 더 선호되어지고 있다.

텍사스 도로국의 시방서 (TxDOT, 2000)에 나타나 있는 텍사스 콘 관입 시험과 표준 관입 시험의 점성토와 사질토에서의 상관관계는 다음과 같다.

$$N_{TCPT} = 1.5\ N_{SPT} \quad \text{(점성토)} \qquad (3.5.2.1)$$

$$N_{TCPT} = 2.0\ N_{SPT} \quad \text{(사질토)} \qquad (3.5.2.2)$$

여기서, 일반토사지반 보다 강성이 큰 지반에서는 표준 관입 시험의 적용성 부족으로 인하여 상관식은 제시되어 있지 않다.

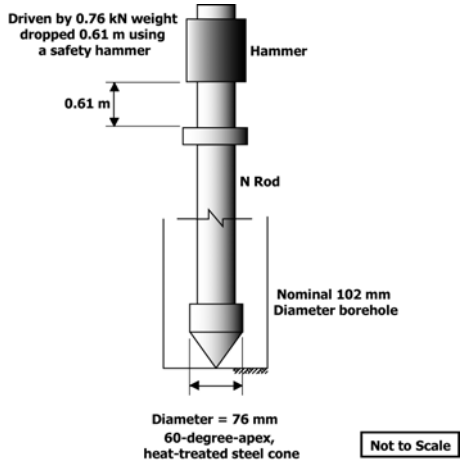



그림 3.5.2.1 텍사스 콘 관입 시험의 개요도

## 나. 텍사스 콘 관입 지수와 일축압축강도의 상관 관계

그림 3.5.2.2에는 텍사스 콘 관입 지수와 일축 압축 강도 ($q_u$)의 상관관계를 암의 종류에 따라 도시하였다. 보다 많은 자료 수집을 위해서 세 곳 (SH45, GTE와 Dallas)의 현장이 추가되었는데, 텍사스 도로국에서 제공된 지반주상도를 이용하여 텍사스 콘 관입 지수와 일축 압축 강도의 관계를 도시하였다.

그림 3.5.2.2에 도시되어 있는 상관 관계를 암에 따라 수식적으로 표현하면 다음과 같다.

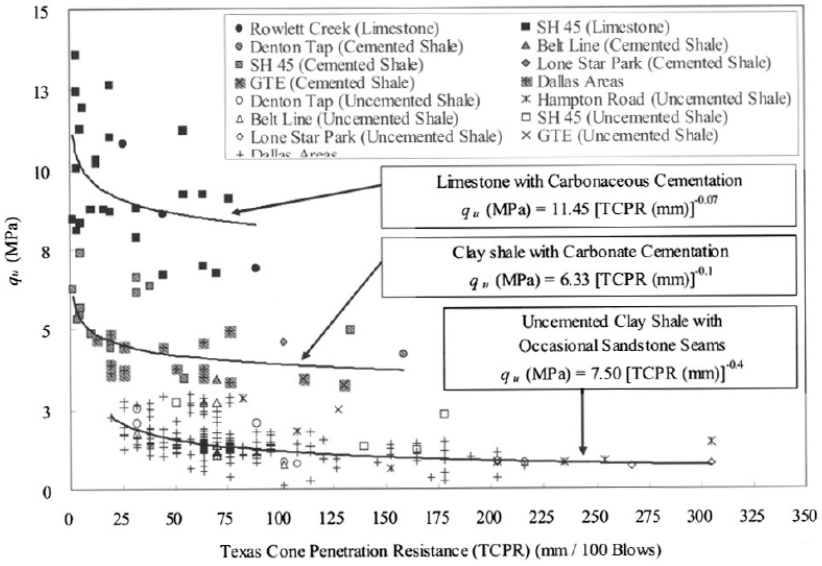



그림 3.5.2.2 텍사스 콘 관입 지수와 일축 압축 강도 ($q_u$)의 상관관계

$$q_u(MPa) = 7.50 \times TCPR(mm)^{-0.4} \text{(언시멘티드 셰일)} \quad (3.5.2.3)$$

$$q_u(MPa) = 6.33 \times TCPR(mm)^{-0.1} \text{(시멘티드 셰일)} \quad (3.5.2.4)$$

$$q_u(MPa) = 11.45 \times TCPR(mm)^{-0.07} \text{(석회암)} \quad (3.5.2.5)$$

여기서 $q_u$의 단위는 kPa이고 TCPR의 단위는 100 의 타격수에 대한 콘의 관입 깊이(mm)이다. 그리고 언시멘티드 (Uncemented) 셰일과 시멘티드 (Cemented) 셰일의 기준은 Cavusoglu et al. (2004)에 의하여 분류되었다.

## 다. 텍사스 콘을 이용한 말뚝기초의 설계

1) 암반 근입 말뚝

현행 텍사스 도로국의 암반 근입된 말뚝의 설계법은 TxDOT 지반공학 시방서 (TxDOT, 2000)에 서술되어 있고 그림 3.5.2.3과 같다. 항타 말뚝의 경우 일반적으로 300mm / 100blows 이하의 단단한 지반이나 암에는 항타가 가능하지 않으므로 그림 3.5.2.3은 주로 현장타설말뚝에 적용된다. 설계자는 텍사스 콘 관입 지수를 이용하여 단순하게 허용 주면마찰력과 선단지지력을 계산할 수 있다. 허용 주면마찰력과 선단지지력을 각각 주면 면적과 선단 면적으로 곱한 후 지지력들을 합산하면 허용지지력이 산정된다. 여기서 안전율은 주면마찰력의 경우 1.5가 적용되고 선단지지력의 경우 2.0이 적용된다.

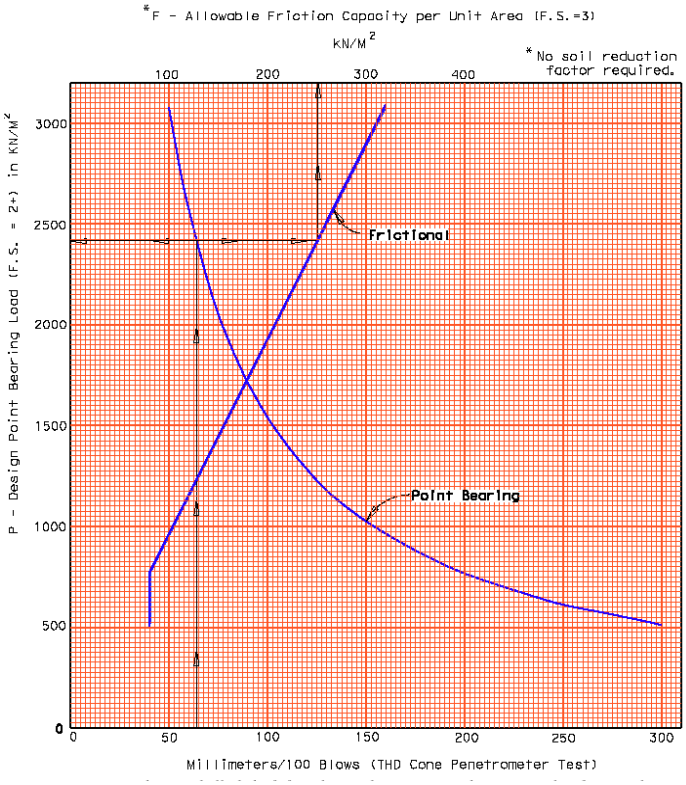



그림 3.5.2.3 TxDOT의 암반에 근입된 말뚝의 설계

현행 TxDOT 지반공학 시방서에서는 말뚝이 암이나 단단한 지반(75mm/100blows)에 지지되어 있는 경우, 암이나 단단한 지반 위에 존재하는 상부 지반의 주면마찰력을 무시한다. 이는 암반에서의 선단지지력을 유발시키기 위한 변위가 너무 작고, 이러한 작은 선단 변위는 상부 지반의 주면마찰력을 유발을 허용할 만큼 충분치 못하기 때문이다.

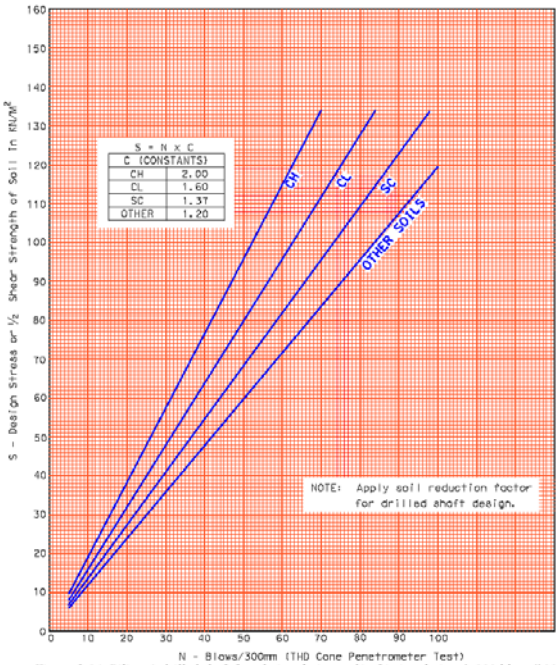
2) 일반 토사 지반에 근입된 말뚝

현행 텍사스 도로국의 일반 토사에 지지된 말뚝의 설계법은 TxDOT 지반공학 시방서 (TxDOT, 2000)에 또한 명시되어 있고 텍사스 콘 관입 지수를 이용한다. 여기서 지반은 통일분류법에 의해 CH, CL, SC, 그리고 기타의 네 가지의 그룹으로 나누어져 있고 이는 표 3.5.2.2과 같다. 각각의 그룹에는 다른 계수들이 적용되고 이를 이용하여 말뚝의 주면마찰력과 선단지지력을 산정한다. 텍사스 콘 관입 지수에 대한 각각의 그룹에 대한 허용 주면마찰력과 허용 선단지지력 설계는 각각 그림 3.5.2.4(a)와 (b)를 따른다.

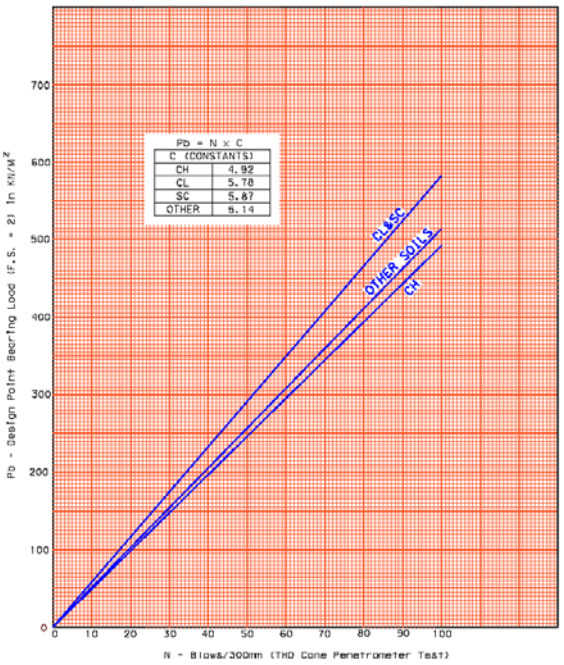
현장타설말뚝의 설계에서는 시공 시 지반굴착에 의한 지반의 교란을 고려하여 지반 감소 계수($S_r$)가 적용된다. 이는 텍사스 콘 관입 지수가 300mm / 100blows 이하의 지반에서만 고려되고, 그 값은 시공방법에 따라 0.5 ~ 0.7 이 적용되는데 일반적인 현장타설말뚝의 경우 0.7이 적용된다. 일반적으로 지표면에서 1.5m나 말뚝 직경까지의 주면마찰력은 함수비의 변화와 지반의 교란 등의 영향을 고려하여 무시된다.

표 3.5.2.1 텍사스 콘 관입 지수를 이용한 말뚝 설계에 사용되는 지반 그룹

| TCP Data Soil Group Catergories | |
|---|---|
| Category | Soil |
| CH | High plasticity clays, LL≥50 |
| CL | Low plasticity clays and silt clay mixtures, LL<50 |
| SC | Sand-Clay mixtures |
| Other | All other soil and rocks |




(a) 주면마찰력

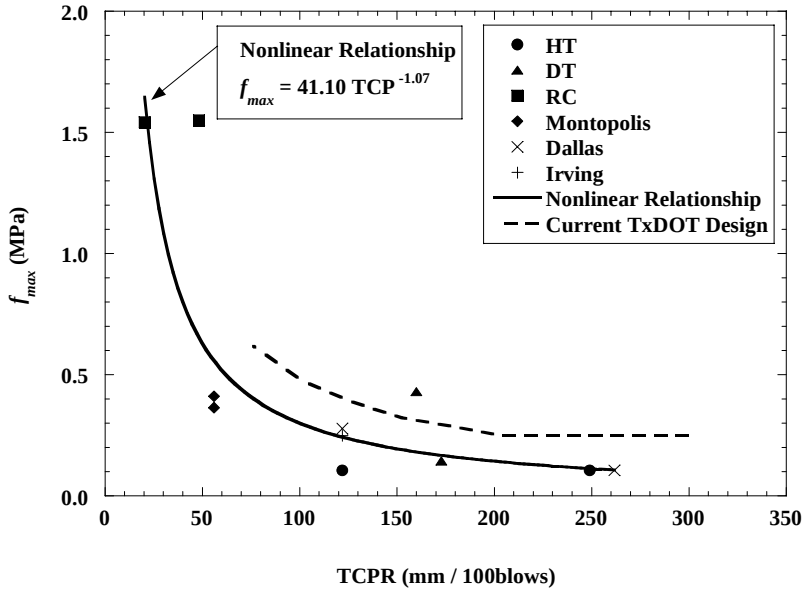



(b) 선단지지력

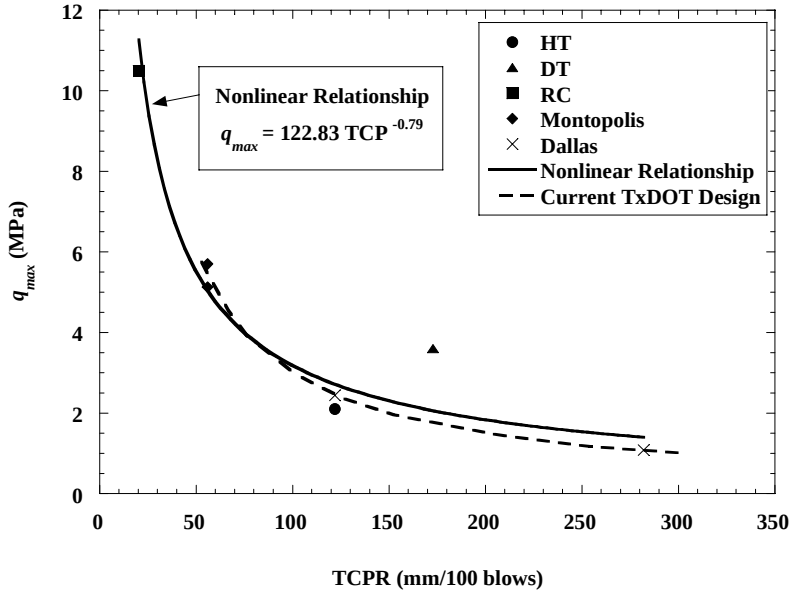
그림 3.5.2.4 일반 지반에 근입된 말뚝의 설계도표

상기의 설계도표들의 보완 목적으로 남문석(2006)의 연구에서 텍사스콘관입시험(TCPT)를 이용한 IGM에 근입된 실물크기의 시험말뚝의 3개소의 시험결과와 문헌고찰을 통하여 미국 테사스주 지역에서의 TCPTR에 대한 $f_{max}$와 $q_{max}$의 상관관계를 분석하였다(그림 3.5.2.5참조).

남문석(2006)의 연구결과 현행 텍사스 주 도로국 설계차트에서의 $f_{max}$는 재하시험결과보다 과대평가하는 경향을 나타내었다. 그러나, $q_{max}$의 경우에는 TCPTR기준으로 80mm/100타수보다 작은 범위에서는 현행설계차트가 재하시험결과보다 과대평가하는 경향을 보이고, 80mm/100타수보다 큰번위에서는 현행설계차트가 재하시험 결과보다 과소평가하는 되는 것으로 나타났다.




(a) fmax - TCPTR 관계곡선




(b) qmax - TCPTR 상관관계

그림 3.5.2.5 미국 텍사스주 지역에서의 TCPTR에 대한 $f_{max}$과 $q_{max}$의 상관관계

## 3. 한국형 타격콘관입시험 기술 개발

말뚝기초의 경제적인 설계와 시공을 위하여 국내 말뚝기초의 설계 및 시공이 기존의 연암 소켓 지지말뚝에서 풍화대 소켓 지지말뚝으로 변화되고, 더욱 정확한 지반조사자료를 통한 말뚝기초의 설계가 요구되는 시점이다. 따라서, 풍화대 지반의 특성을 확인할 수 있는 지반조사방법의 개발이 절실한 상황이다.

여러 가지 원위치시험방법들의 적용성을 검토한 결과 TCPT가 유용할 것으로 판단 하였으나, 국외의 지반특성은 국내의 지반특성과 매우 다르고 국내지반에 TCPT를 그대로 적용하는 것은 문제가 있을 것으로 판단하여, 국내 적용가능성을 확인한 후 국내 실정에 맞게 이를 개량하여 한국형 타격콘관입시험(DCPT)을 개발하고자 하였다.

텍사콘 관입시험(TCPT) 시방에 따라 국내에서 TCPT를 수행할 경우 기존 SPT장비에서 해머를 교체하여 시험을 수행하여야 하며, 영세한 지반조사 업체에서 별도의 해머 준비와 해머 교체로 인하여 작업효율이 저하될 뿐 아니라, 해머 교체시 별도로 효율을 측정하여야 하므로 추가적인 비용이 필요할 수 있다.

따라서, TCPT에서 사용되는 타격에너지와 SPT의 타격에너지를 비교하였다. 이 때, 타격에너지를 구하기 위하여 식 (3.5.3.1)을 이용하였다.

타격에너지(N · m) = 해머무게(N) × 낙하높이(m) × 타격횟수(N) (3.5.3.1)

SPTE = 0.62kN[W] × 0.76m[H] = 0.47kN · m (3.5.3.2)

TCPTE = 0.76kN[W] × 0.61m[H] = 0.46kN · m (3.5.3.3)

여기서, SPTE = SPT의 위치에너지(kN · m)

TCPTE = TCPT의 위치에너지(kN · m)

SPT의 타격에너지가 0.01kN · m정도 크게 나타났으나 TCPT 타격에너지의 약 2%에 불과하므로 국내 SPT 시험장비를 사용하여도 무방할 것으로 판단하였다.

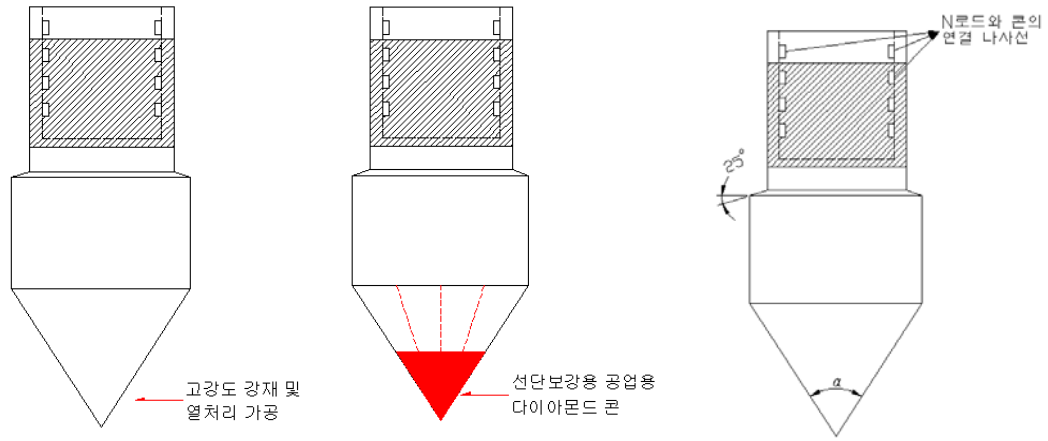
따라서, 국내의 실정을 감안하여 국내에 널리 보급된 SPT시험장비를 이용하고,

현행 관입량의 측정 시 수기에 의한 측정을 자동측정으로 변경하며, 국외의 풍화대 지반보다 강도가 큰 국내의 풍화대 및 암에 관입이 용이할 수 있도록 내구성이 큰 콘을 개발하도록 하였다. TCPT에 대한 특허출원(2007-20765)을 하였다.

특허출원 내용 중 특히청구항들은 다음과 같다.

① 타격콘의 개발

- 외국의 IGM 지반에 비하여 강도가 큰 풍화암 및 연암에서의 타격관입시험에서도 콘의 손상을 막기 위한 콘의 제원 및 내구성 확보방안(그림 3.5.3.1(a), (b))
- 지층별 최적의 관입각도를 제시할 수 있도록 콘의 각도 조정(그림 3.5.3.1(c))
- 타격콘으로 선단저항력 및 주면저항력의 측정




(a) 콘제작 시 강재 및 가공 (b) 콘의 선단보강 (c) 콘의 각도

그림 3.5.3.1 타격 콘 개요

② 자동측정장치 개발

- 그림 3.5.3.2에서와 같이 콘의 관입량 또는 SPT의 관입량 측정 시 줄자를 부착하여 이를 시험자가 측정
- 타격높이, 관입량, 타격효율의 자동 측정

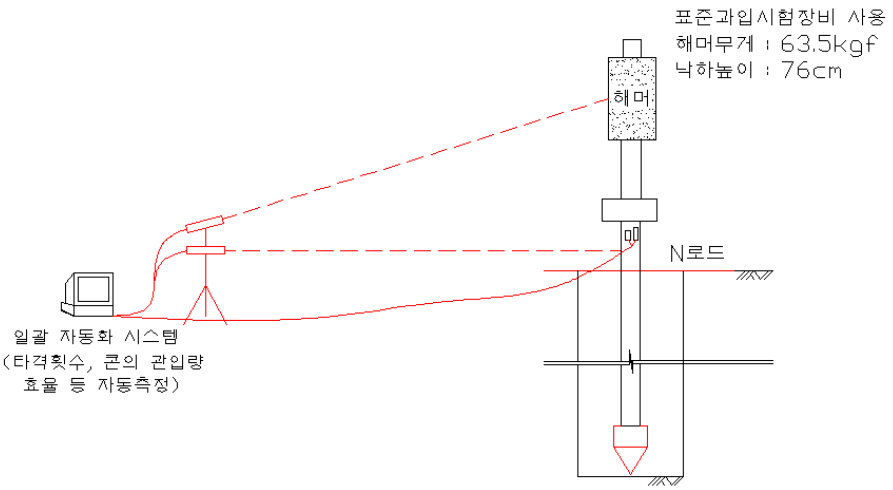



그림 3.5.3.2 자동측정 시스템

## 4. 현장 지반조사 수행

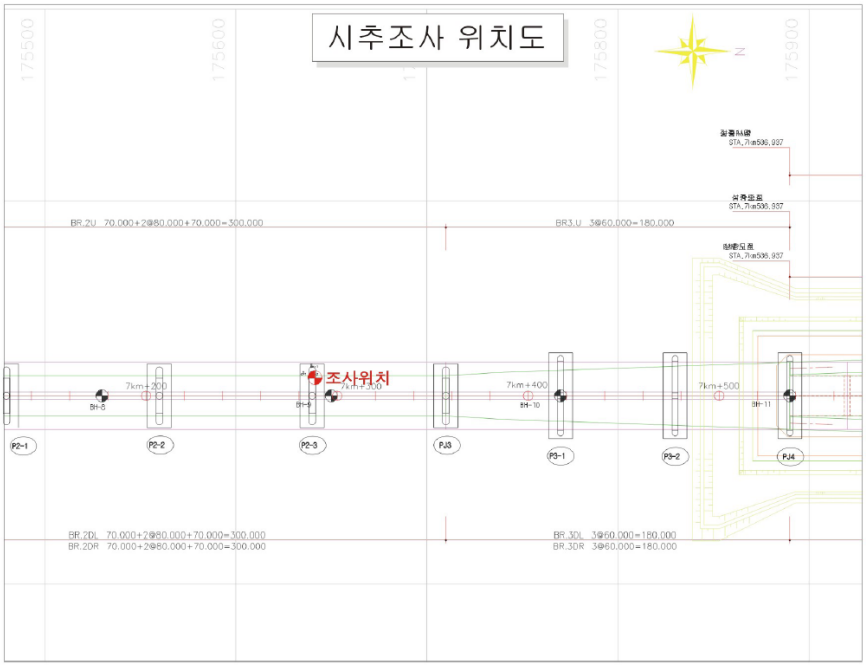
### 가. 지반조사 개요

(1) 가덕대교

본 과제에서 가덕대교 현장의 지반조사(표 3.5.4.1)는 총 3개소(BH-1-1 ~ BH-1-3)에서 실시하였으며, 3개소는 시험말뚝에서 5m 내의 위치하였다. 또한, 가덕대교 현장에서 설계 시 실시된 지반조사결과(BH-9)도 참고하였다(부산광역시, 2001).

표 3.5.4.1 가덕대교 해상부 지반조사 위치

| 부산시 강서구 송정동 가덕대교 P2-3 | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 시험말뚝 | 시추공 | 좌 표 | | 표고값(m) | 조사항목 | 조사시기 |
| | | X | Y | | | |
| GTP1 | BH-1-1 | 185285.4 | 175639.5 | 2.0 | SPT | 2005. 10 |
| | BH-1-2 | 185289.5 | 175639.4 | 2.0 | 변형TCPT (H = 76cm,38cm) | 2005. 10 |
| | BH-1-3 | 185289.5 | 175635.4 | 2.0 | 피에조콘관입시험 | 2005. 10. |
| | BH-9 | 185302.0 | 175647.5 | -1.75 | SPT, 불교란시료 채취 | 2000. 10 |

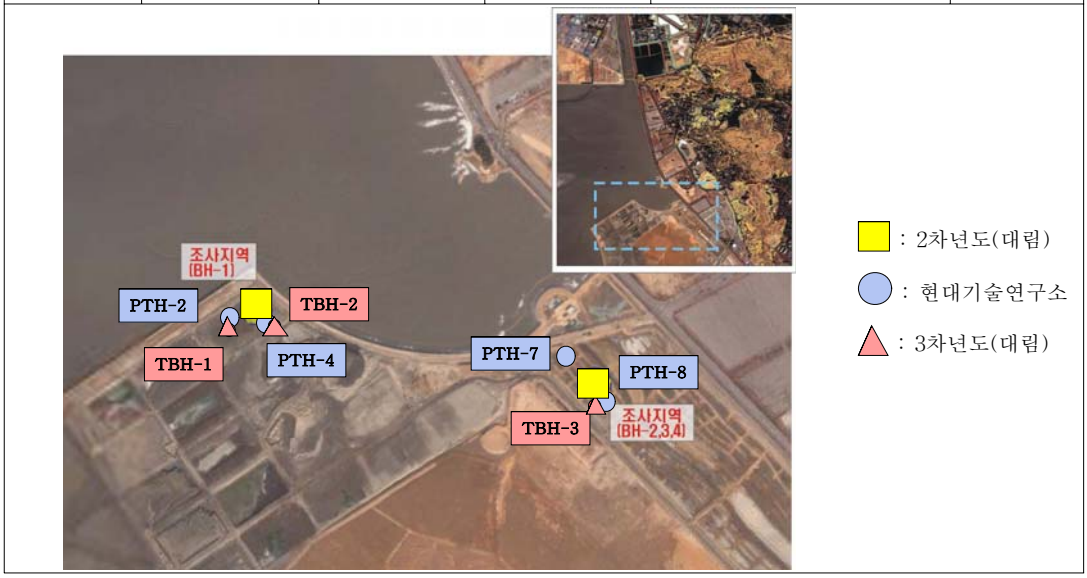


(2) 인천대교 접속도로

인천대교 접속도로현장(표 3.5.4.2)은 1차 지반조사(BH-1 ~ BH-4)에서는 SPT, 변형TCPT(H=114cm), 시료채취(실내역학시험 및 물성시험 수행) 등이 이루어졌으며, 2차 지반조사(TBH-1 ~ TBH-3)는 동일현장에서 현대건설기술연구소(2006)에서 수행된 말뚝재하시험의 결과를 활용하기 위하여 DCPT 및 PMT을 실시하였다. 또한, PTH-2, 4, 7, 8은 인천대교 연결도로 건설공사 말뚝재하시험(현대건설기술연구소, 2006)의 지반조사 자료를 참조하였다.

표 3.5.4.2 인천대교 접속도로 현장

| 인천광역시 | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 시험말뚝 | 시추공 | 좌 표 | | 조사항목 | 조사시기 |
| | | X | Y | | |
| ITP3-2 | BH-1 | 167604.389 | 434144.414 | SPT, 변형TCPT(H=114cm) | 2006. 11. |
| ITP3-3 | BH-2 | 168481.538 | 433946.850 | SPT, 변형TCPT(H=114cm) | 2006. 11. |
| | BH-3 | 168459.337 | 433928.438 | SPT, 풍화대 시료채취 | 2006 |
| | BH-4 | 168464.325 | 433946.915 | SPT, 전구간 시료채취 | 2006 |
| ITP1 | PTH-2 | 167526.039 | 434168.031 | SPT, PMT, PLT | 2005 |
| | TBH-1 | | | DCPT | 2007 |
| ITP2 | PTH-8 | 168492.529 | 433934.230 | SPT, PMT, PLT | 2005 |
| | TBH-3 | | | DCPT, PMT | 2007 |
| ITP3 | PTH-7 | 168444.686 | 433956.040 | SPT, PMT, PLT | 2005 |
| ITP4 | PTH-4 | 167611.762 | 434131.575 | SPT, PMT, PLT | 2005 |
| | TBH-2 | | | DCPT | 2007 |



(3) 여수우회도로 현장

본 현장(표 3.5.4.3)에서 시공시 및 설계시 실시된 지반조사보고서(대림산업주식회사, 2007 ; 대림산업주식회사, 2005)의 지층분포(BBC-5, BB-5-1)를 확인하고 풍화토층이 깊은 구간에 대하여 시험말뚝의 위치를 선정하여 지반조사를 실시하였다.

이 현장에서는 총 3개의 시험말뚝이 시공되었으며, 타격관입콘의 각도를 40°, 50°, 60°로 변화시켜 TBH-1(40°, 60°), TBH-2(50°, 60°), TBH-3(40°, 50°)에 각각 DCPT을 수행하였다.

표 3.5.4.3 여수우회도로 현장의 지반조사 위치

| 여수시 | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 시험 말뚝 | 시추공 | 좌 표 | | 지하수위 (GL-m) | 조사항목 | 조사시기 |
| | | X | Y | | | |
| YTP1 | TBH-1 | | | | DCPT(60°,40°), PMT | 2007. 5. |
| | BBC-5 | 137296.229 | 268423.261 | | | 2007. 3. |
| | BB-5-1 | | | 2.9 | SPT | 2005. 3. |
| YTP2 | TBH-2 | | | | DCPT(60°,50°) | 2007. 5. |
| YTP3 | TBH-3 | | | | DCPT(50°,40°) | 2007. 5. |



## 나. 지층분포

(1) 가덕대교

본 현장은 설계 시 지반조사결과(부산광역시, 2001)에 의하면 지층은 점토, 실트질 점토, 모래질 자갈, 풍화암, 연암으로 구성되어 있으나 말뚝의 시공 시 지층의 분포는 모래, 실트질 점토, 모래질 자갈, 풍화토, 풍화암으로 분포함을 확인하였다. 시험말뚝시공 시 확인된 지층분포(P2-3-1)와 설계 시 지반조사자료(BH-9), 그리고 시험말뚝의 시공 후 실시된 지반조사결과(동해기초, 2005)에서 다소 차이를 발견할 수 있었으며, 그림 3.5.4.1에 지층분포를 나타내었다.

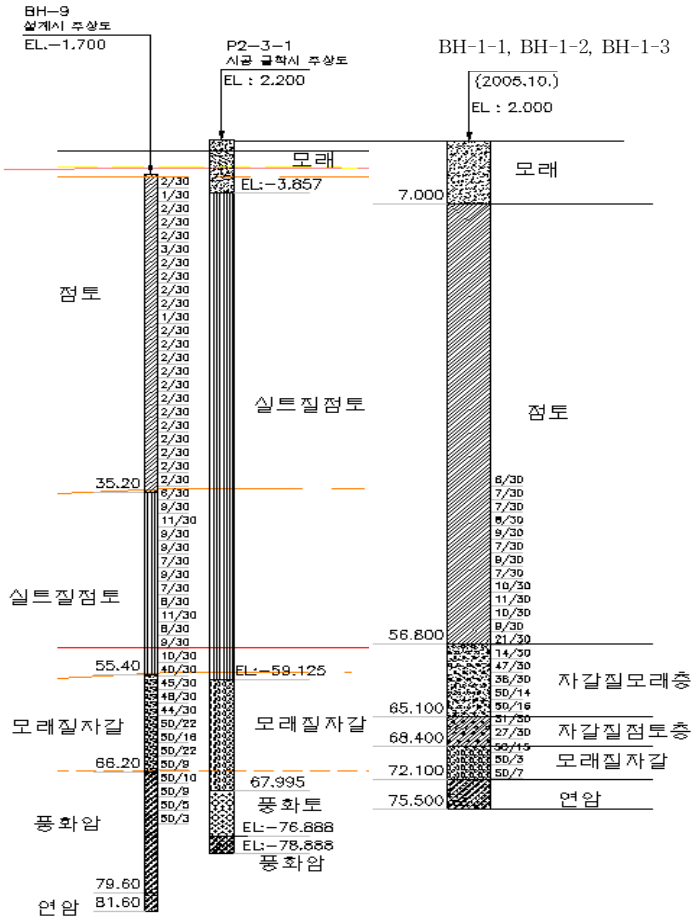


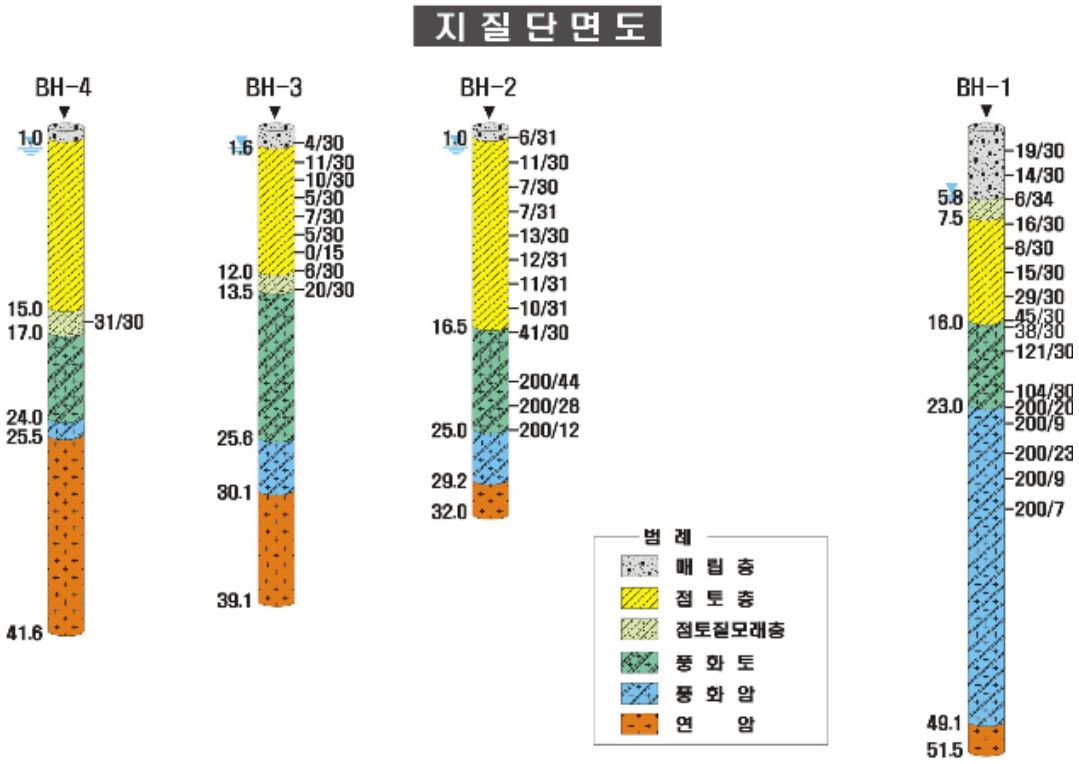

그림 3.5.4.1 가덕대교 현장의 지층분포도

(2) 인천대교 접속도로

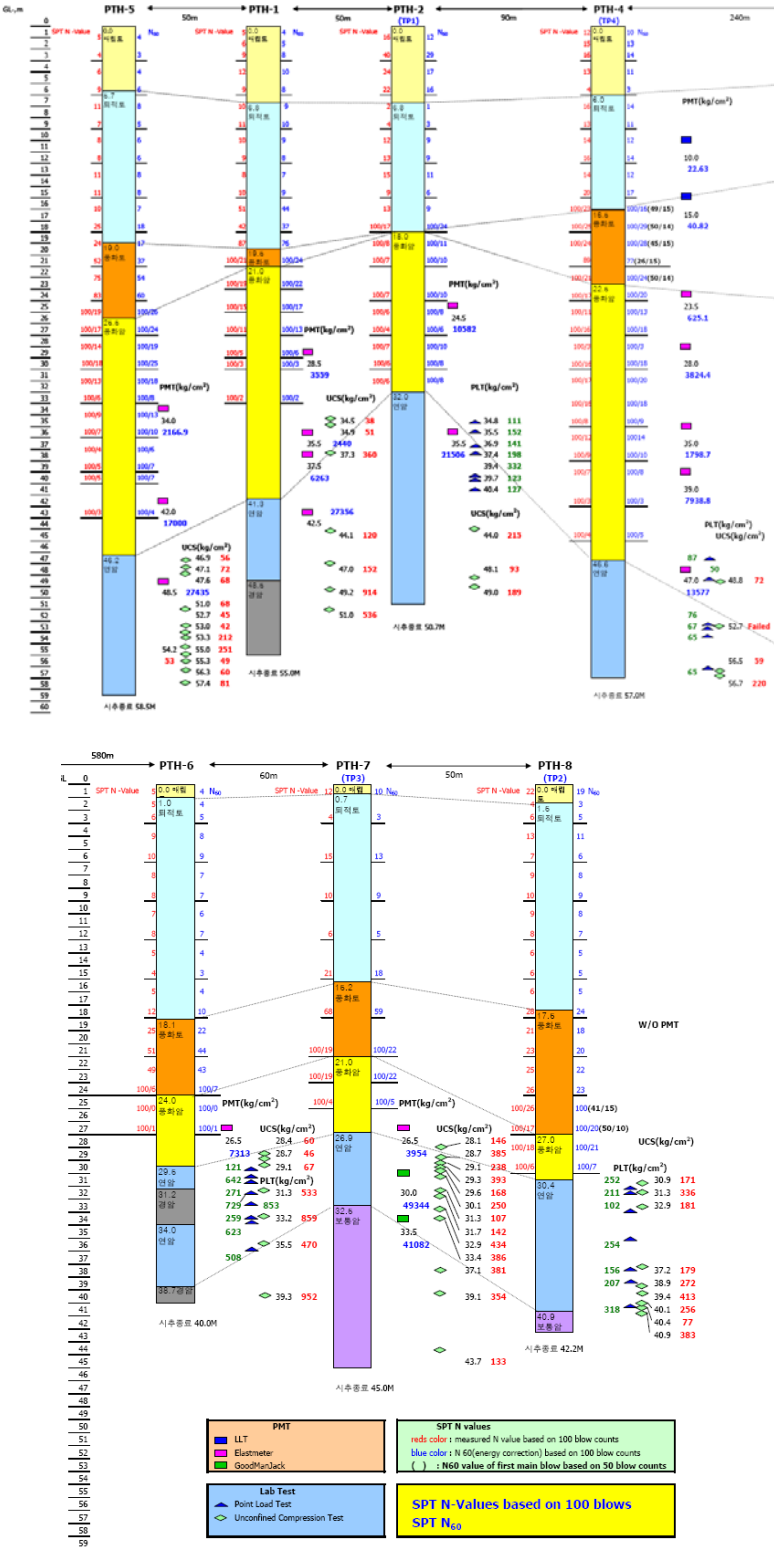
풍화대 소켓 시험말뚝을 시공하기 위하여 본 연구과제에서 수행한 지반조사결

과(그림 3.5.4.2(a))를 분석하였는데 BH-1에서는 풍화대(풍화토: 7m, 풍화암: 26m)의 두께가 약 33m, BH-2, 3, 4에서는 풍화대(풍화토 :7~12.1m, 풍화암 : 1.5~4.5m)의 두께가 약 8.5~16.6m으로 나타났다. 그래서, BH-1에 풍화암 소켓 시험말뚝을 시공하였으며, BH-2에 풍화토 소켓 시험말뚝을 시공하였다.

그리고, 인천대교 접속도로 현장에서 선행 조사된 지반조사결과(현대건설기술연구소, 2006)를 그림 3.5.4.2(b)에 나타내었다.




(a) 연구과제 지반조사(동해지엔씨, 2006)




(b) 선행 지반조사(현대건설기술연구소, 2006)

그림 3.5.4.2 인천대교 접속도로 현장의 지층분포

(3) 여수우회도로

본 현장은 3차년도 시험말뚝 시험시공부지로서 연구과제에서 2개의 풍화토 소켓 말뚝(TP2(선단무보강)-TBH-2, TP3(선단팽이보강)-TBH-3)을 시험시공하였다. 동일한 시기에 현장에서 본 현장에 시공된 사용말뚝의 지지력을 확인하기 위한 연암 소켓 말뚝(TP1, TBH-1)이 시공되어 이 시험말뚝의 시험결과를 연구과제에 활용하고자 추가적인 지반조사를 실시하였다. 설계 시 지반조사(BB-5, BB5-1), 시공 시 지반조사(BBC-5), 시험말뚝의 지반조사(TBH-1, TBH-2, TBH-3)의 지층분포를 그림 3.5.4.3에 나타내었다.

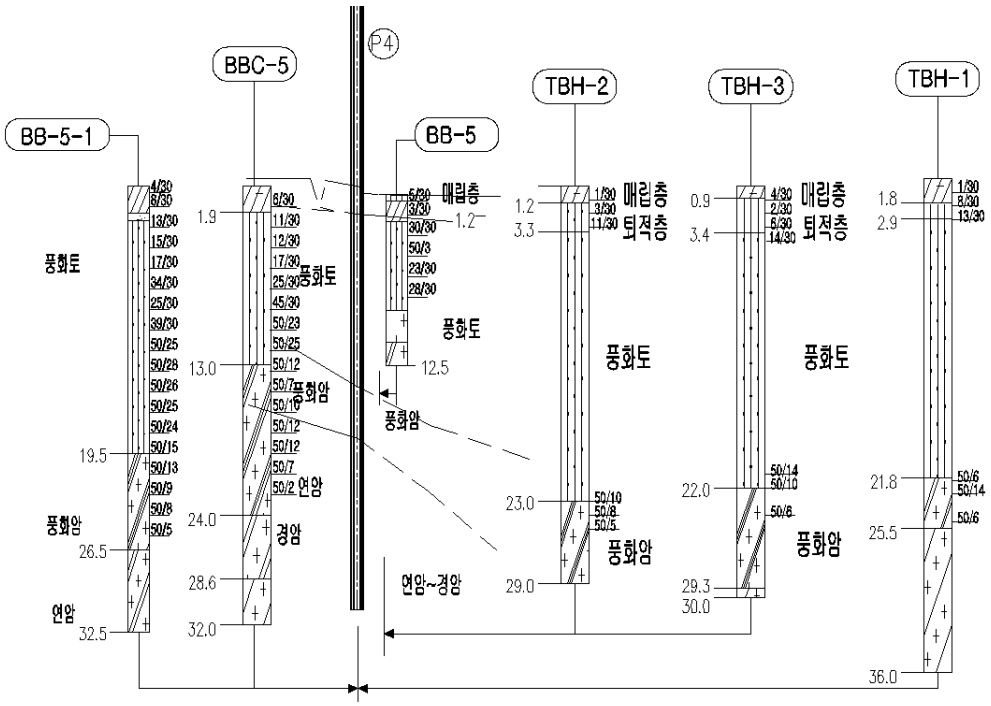



그림 3.5.4.3 여수우회도로 지층분포

## 다. 표준관입시험결과

(1) 가덕대교 해상부 현장

표준관입시험은 지반의 연경도(consistency), 상대밀도, 지층의 성상 및 구성물질 등을 파악하기 위하여 실시한 원위치 시험으로 시추조사와 병행하여 BH-1-1 시추공에서는 1.5m 간격으로 시행하였으며, BH-1-2 시추공에서는 동적콘관입시험과 병행하여 4.5m 간격으로 시행되었고 보정된 N-값의 분포와 함께 표 3.5.4.4에 나타내었다.

표 3.5.4.4 시추공 각 층별 표준관입시험결과 및 보정 (단위:회/㎝)

| 공번 \ 지층명 | | 매립층 | 점토층 | 자갈질모래층 | 자갈질점토층 | 모래・자갈층 | 연암 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| BH-1-1 | 현장측정 | - | 6/30 ~ 11/30 | 14/30 ~ 50/14 | 27/30 ~ 31/30 | 50/15 ~ 50/3 | - |
| | 보 정 | - | 4/30 ~ 6/30 | 7/30 ~ 41/30 | 11/30 ~ 13/30 | 보정제외 | |
| BH-1-2 | 현장측정 | - | 2/30 ~ 12/30 | - | - | - | - |
| | 보 정 | - | 보정제외~ 4/30 ~ 6/30 | - | - | - | - |
| 비 고 | | - : 미실시, 보정제외: N-값이 3/30 이하이거나 50/15 이상인 지층 | | | | | |

(2) 인천대교 접속도로 현장

표준관입시험은 지반의 연경도(consistency), 상대밀도, 지층의 성상 및 구성물질 등을 파악하기 위하여 실시한 원위치 시험으로 시추조사와 병행하여 BH-1 시추공 및 BH-2 시추공에서는 풍화대 상부로는 2.0m 간격으로, 풍화대 구간에서는 시추조사와 병행된 시험들로 인하여 일정한 간격없이 시행되었다.

BH-3 시추공의 풍화대 이전 구간에서는 2.0m 간격으로 시행되었으며, BH-3 시추공의 풍화대 및 BH-4 시추공에서는 전구간 시료채취로 인하여 표준관입시험을 시행하지 못하였다.

N치 보정시험의 보정 항목은 다양하나 일반적으로 가장 큰 영향인자인 해머효율($\eta_1$)을 포함하여, 롯드길이($\eta_2$), 샘플러 종류($\eta_3$), 공벽직경($\eta_4$) 등을 고려한 보정을 한다. 이 중 일반적으로 가장 큰 영향인자인 해머효율 보정계수는 효율측정시

험에 의해 측정된 에너지 효율측정값(0.78)을 사용하였으며, 이외의 보정계수는 시추장비 및 작업현황을 고려하여 적용한 보정작업을 하였다. 표준관입시험결과 및 보정결과를 표 3.5.4.5에 나타내었다.

표 3.5.4.5 시추공 각 층별 표준관입시험결과 및 보정결과 (단위:회/㎝)

| 공번 \ 지층명 | | 매립층 | 상부 점토질모래층 | 점토층 | 하부 점토질모래층 | 풍화대 | | 기반암 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | 풍화토 | 풍화암 | 연 암 |
| BH-1 | 현장측정 | 14/30 ~19/30 | 6/34 | 8/30 ~29/30 | • | 38/30 ~121/30 | 200/23 ~200/7 | - |
| | 보 정 | 12/30 ~19/30 | 4/30 | 6/30 ~19/30 | • | 23/30 ~69/30 | 117/30 ~345/30 | - |
| BH-2 | 현장측정 | - | • | 6/31 ~13/30 | • | 41/30 ~200/28 | 200/12 | - |
| | 보 정 | - | • | 7/30 ~12/30 | • | 28/30 ~120/30 | 262/30 | - |
| BH-3 | 현장측정 | 4/30 | • | 0/15*~5/30 ~11/30 | 6/30 | 20/30 | ■ | - |
| | 보 정 | 4/30 | • | (보정제외) ~ 4/30~11/30 | 5/30 | 16/30 | ■ | - |
| BH-4 | 현장측정 | - | • | ■ | 31/30▲ | ■ | ■ | - |
| | 보 정 | - | • | ■ | 22/30 | ■ | ■ | - |
| 범 위 | 현장측정 | 4/30 ~19/30 | 6/34 | 0/15*~5/30 ~29/30 | 6/30 ~31/30▲ | 20/30 ~200/28 | 200/23 ~200/7 | - |
| | 보 정 | 4/30 ~19/30 | 4/30 | (보정제외) ~ 4/30~19/30 | 5/30 ~22/30 | 16/30 ~120/30 | 117/30 ~345/30 | - |
| 비 고 | | - : 미실시, • : 결층, * : 해머자중으로 인한 관입<br>■ : 전구간 시료채취로 인한 SPT 미실시<br>▲ : SPT 시료 채취, 보정제외 : N-값이 3 이하인 지층 | | | | | | |

(3) 여수우회도로

본 현장에서는 기존 지반조사위치(BBC-5)에 TBH-1 시추를 실시하고 이 위치에서 반경 5m 거리에서 TBH-2와 TBH-3 시추를 하였다. 따라서, 기존 지반조사(대림산업주식회사, 2007)의 SPT결과를 활용함으로서 DCPT 콘의 각도를 달리하여 DCPT를 실시하여 시추공별로 최소 20개의 시험데이타를 얻었다. 이 때, 각 시추공(TBH-1, TBH-2, TBH-3)에서는 지층을 확인하기 위한 목적으로 SPT를 최소화하여 실시하였는데 각 시추공별로 매립층 3개소, 풍화토와 풍화암에서 3개소 정도로 실시하였다 .

표준관입시험 결과를 표 3.5.4.6에 나타내었다.

표 3.5.4.6 시추공 각 층별 표준관입시험결과 (단위:회/㎝)

| 지층명 / 공번 | 매립층 | 퇴적층 | 풍화대 | | 기반암 |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | 풍화토 | 풍화암 | 연 암 |
| BB-5-1 | 4/30 ~ 8/30 | | 13/30~50/15 | 50/13~50/5 | |
| BBC-5 | 6/30 | | 11/3~5025 | 50/12~50/2 | |
| BB-5 | 5/30 | 3/30 | 23/30~50/3 | | |
| TBH-1 | 1/30 | 8/30 | 13/30 | 50/14~50/6 | |
| TBH-2 | 1/30 | 3/30~11/30 | | 50/10~50/5 | |
| TBH-3 | 4/30 | 2/30~6/30 | 14/30, 50/14~50/10 | 50/6 | |

### 라. 한국형 콘관입시험(DCPT) 결과

TCPT의 시험방법을 이용하여 1차년도에 국내에서의 사용성을 검토하기 위하여 가덕대교 현장에서 해머의 무게 76kgf으로 낙하높이를 76cm(변형TCPT : A type)와 38cm(변형TCPT : B type)로 변화하여 시험을 가덕대교 현장에서 수행하였다. 그리고, 타격에너지를 더욱 증가시키기 위하여 해머의 낙하높이를 114cm(변형TCPT : C type)로 하여 2006년 인천대교 현장에서 수행하였다. 변형 TCPT의 경우 해머의 무게가 76kgf으로 국내의 지반조사 장비의 해머무게(63.5kgf)와는 달라 해머를 교체하여 시험을 수행하여야 하며, 교체된 해머의 검증시험 또한 추가로 수행되어야 함으로 영세한 지반조사 업체에 추가적인 비용이 필요함으로 TCPT시험의 경우 시험비용이 추가될 수 있으므로 국내의 SPT장비를 이용하여 한국형 콘관입시험을 수행하였다.

상기의 변형 TCPT와 DCPT 그리고 SPT의 해머무게와 낙하높이를 표 3.5.4.7에 나타내었다.

표 3.5.4.7 SPT, 변형 TCPT, DCPT의 해머무게와 낙하높이

| 구분 | | 해머무게(kgf) | 타격높이(cm) | 비고 |
|---|---|---|---|---|
| 변형 TCPT | A type | 76 | 76 | 가덕대교 현장 |
| | B type | 76 | 38 | |
| | C type | 76 | 114 | 인천대교 접속도로 현장 |
| SPT | | 63.5 | 76 | |
| DCPT | | 63.5 | 76 | 인천대교 접속도로 현장, 여수우회도로 현장 |

(1) 가덕대교 해상부 현장

BH-1-2 시추공에 SPT, 변형TCPT(A type), 그리고 변형TCPT(B type)를 4.5m간격으로 수행하였으며, 그 결과를 표 3.5.4.8와 그림 3.5.4.4에 나타내었다. 그림 3.5.4.4에서 타격높이가 낮은 B type의 변형 TCPT의 타격횟수가 SPT와 A type 보다 심도가 깊어질수록 크게 나타났으며, 변형 TCPT의 A type와 SPT의 N 값은 비슷한 양상을 나타내었다.

표 3.5.4.8 변형TCPT 및 SPT 비교

| 지층 구분 | SPT | | A type 변형TCPT (76cm 해머 낙하) | | B type 변형TCPT (38cm 해머 낙하) | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Depth(m) | N-value | Depth(m) | N-value | Depth(m) | N-value |
| 점토층 | 9.0 | 2/30 | 10.5 | 2/30 | 12.0 | 2/30 |
| | 13.5 | 2/30 | 15.0 | 2/30 | 16.5 | 4/30 |
| | 18.0 | 3/30 | 19.5 | 4/30 | 21.0 | 5/30 |
| | 22.5 | 2/30 | 24.0 | 4/30 | 25.5 | 6/30 |
| | 27.0 | 5/30 | 28.5 | 6/30 | 30.0 | 12/30 |
| | 31.5 | 5/30 | 33.0 | 7/30 | 34.5 | 13/30 |
| | 36.0 | 6/30 | 37.5 | 5/30 | 39.0 | 7/30 |
| | 40.5 | 7/30 | 42.0 | 6/30 | 43.5 | 10/30 |
| | 45.0 | 9/30 | 46.5 | 7/30 | 48.0 | 17/30 |
| | 49.5 | 8/30 | 51.0 | 10/30 | 52.5 | 18/30 |
| | 54.0 | 9/30 | 55.5 | 13/30 | 57.0 | 33/30 |
| 자갈질 모래층 | 58.5 | 12/30 | 60.0 | 17/30 | 61.5 | 50/5 |

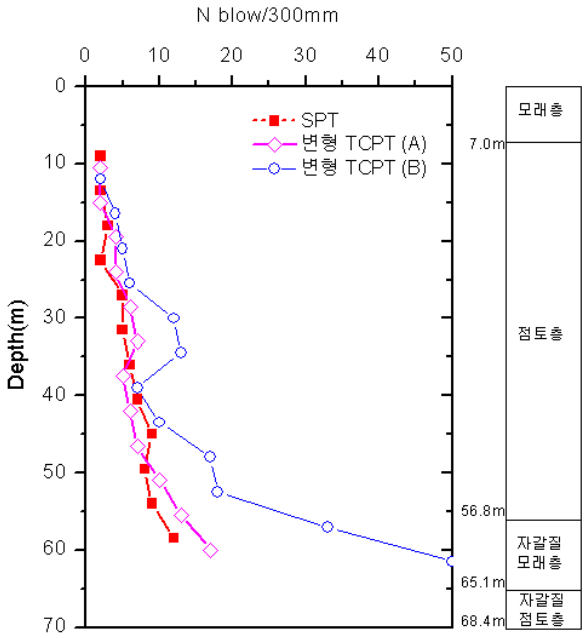



그림 3.5.4.4 SPT및 변형TCPT 비교

(2) 인천대교 접속도로 현장

본 현장에서는 변형TCPT(C type)와 DCPT를 실시하였다.

BH-1 시추공의 7.0~31.0m 구간과 BH-2 시추공의 2.0~24.5m 구간에 걸쳐 표준관입시험 후 계속해서 동적콘관입시험을 연속적으로 실시하였으며, 시험결과는 표 3.5.4.9 ~ 표 3.5.4.10과 같으며, 그림 3.5.4.5 ~ 그림 3.5.4.6에 시험결과를 비교하여 수록하였다.

표 3.5.4.9 2차년도 변형TCPT(C type)

(a) BH-1 : SPT 및 변형TCPT 비교

| 지층명 | 표준관입시험 | | C type 변형 TCPT (해머낙하높이 : 114cm) | |
|---|---|---|---|---|
| | 심 도 | N-값 | 심 도 | N-값 |
| 점토질 모래층 | 6.0 | 11/33 (3/18, 8/15) | 7.0 | 5/31 (2/16, 3/15) |
| 점토층 | 8.0 | 16/30 (8/15, 8/15) | 9.0 | 11/30 (5/15, 6/15) |
| | 10.0 | 8/30 (3/15, 5/15) | 11.0 | 7/30 (3/15, 4/15) |
| | 12.0 | 15/30 (6/15, 9/15) | 13.0 | 19/30 (8/15, 11/15) |
| | 14.0 | 29/30-모래영향 (10/15, 19/15) | 15.0 | 28/30 (17/15, 11/15) |
| 풍화토 | 16.0 | 45/30 (29/15, 16/15) | 17.0 | 30/30 (10/15, 20/15) |
| | 16.6 | 38/30 (17/30, 21/30) | | |
| | 18.5 | 121/30 (35/15, 86/15) | 21.5 | 90/45 (44/15, 46/30) |
| | 21.9 | 104/30 (5/15, 69/15) | | |
| 풍화암 | 23.2 | 200/20 (90/15, 110/5) | 23.0 | 200/23 (81/14, 119/8) |
| | 24.5 | 200/9 | 25.5 | 200/14 |
| | 27.0 | 200/23 (100/15, 100/8) | 27.5 | 200/32 (100/21,100/11) |
| | 29.0 | 200/9 (100/5, 100/4) | 29.5 | 200/13 (100/8, 100/5) |
| | 31.5 | 200/7 (100/4, 100/3) | 31.0 | 200/9 (100/6, 100/3) |

(b) BH-2 : SPT 및 변형TCPT 비교

| 공번 \ 지층명 | 표준관입시험 | | C type 변형 TCPT (해머낙하높이 : 114cm) | |
|---|---|---|---|---|
| | 심 도 | N-값 | 심 도 | N-값 |
| 점토층 | 1.0 | 6/31 (2/15, 4/16) | 2.0 | 9/30 (4/15, 5/15) |
| | 3.0 | 11/30 (5/15, 6/15) | 4.0 | 32/30 (17/15, 15/15) |
| | 5.0 | 7/30 (3/15, 4/15) | 6.0 | 7/31 (3/15, 4/16) |
| | 7.0 | 7/31 (3/16, 4/15) | 8.0 | 21/30 (10/15, 11/15) |
| | 9.0 | 13/30 (6/15, 7/15) | 10.0 | 10/32 (5/16, 5/16) |
| | 11.0 | 12/31 (5/15, 7/16) | 12.0 | 13/30 (5/15, 8/15) |
| | 13.0 | 11/31 (5/16, 6/15) | 14.0 | 14/30 (8/15, 6/15) |
| | 15.0 | 10/31 (4/15, 6/16) | 16.0 | 20/30 (12/15, 8/15) |
| 풍화토 | 17.0 | 41/30 (19/15, 22/15) | 18.0 | 40/30 (19/15, 21/15) |
| | 21.0 | 200/44 (100/25, 100/19) | 20.5 | 200/26 (100/17, 100/9) |
| | 23.0 | 200/28 (100/20, 100/8) | 22.5 | 200/33 (100/20, 100/13) |
| | 25.0 | 200/12 (100/9, 100/3) | 24.5 | 200/12 (100/8, 100/4) |

표 3.5.4.10 3차년도 DCPT 결과

(a) TBH-1 : SPT 및 DCPT 비교

| 심도 (m) | TP1 | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | PTH-2 | | | TBH - 1 | | | | |
| | 지층구분 | 타격횟수 | 관입량 (cm) | 관입량 | | | 타격횟수 | 관입량 (cm) |
| | | | | 15 | 15 | 15 | | |
| 1.5 | 매립토 | 16 | 30.0 | | | | | |
| 3.0 | | 40 | 30.0 | | | | | |
| 4.5 | | 24 | 30.0 | | | | | |
| 6.0 | | 22 | 30.0 | | | | | |
| 7.5 | 퇴적토 | 2 | 30.0 | | | | | |
| 9.0 | | 4 | 30.0 | 2 | 3 | 2 | 5 | 30 |
| 10.5 | | 12 | 30.0 | 4 | 4 | 5 | 9 | 30 |
| 12.0 | | 13 | 30.0 | 5 | 5 | 5 | 10 | 30 |
| 13.5 | | 15 | 30.0 | 6 | 7 | 9 | 16 | 30 |
| 15.0 | | 9 | 30.0 | 2 | 2 | 3 | 5 | 30 |
| 16.5 | | 13 | 30.0 | 2 | 3 | 4 | 7 | 30 |
| 18.0 | | 100 | 17.0 | | | | | |
| 19.5 | 풍화암 | 100 | 8.0 | 50/9 | 50/3 | 50/2 | 100 | 12 |
| 21.0 | | 100 | 7.0 | 50/8 | 50/2 | 50/1 | 100 | 10 |
| 22.5 | | | | 50/6 | 50/13 | 50/12 | 100 | 18 |
| 24.0 | | 100 | 6.0 | | | | | |
| 25.5 | | 100 | 4.0 | 50/6 | 50/2.5 | 50/1.5 | 100 | 8.5 |
| 27.0 | | 100 | 7.0 | 50/5 | 50/2 | 50/1 | 100 | 7 |
| 28.5 | | 100 | 6.0 | 50/5 | 50/2 | 50/2 | 100 | 7 |
| 30.0 | | 100 | 6.0 | 50/3 | 50/0.3 | 50/0.2 | 100 | 3.3 |
| 31.5 | | 100 | 6.0 | 50/3 | 50/0.2 | 50/0.1 | 100 | 3.2 |

(b) TBH-2 : SPT 및 DCPT 비교

| 심도 (m) | TP4 | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | PTH-4 | | | TBH - 2 | | | | |
| | 지층구분 | 타격횟수 | 관입량 (cm) | 관입량 | | | 타격횟수 | 관입량 (cm) |
| | | | | 15 | 15 | 15 | | |
| 1.5 | 매립토 | 15 | 30 | | | | | |
| 3.0 | | 16 | 30 | | | | | |
| 4.5 | | 13 | 30 | | | | | |
| 6.0 | | 4 | 30 | | | | | |
| 7.5 | 퇴적토 | 16 | 30 | 3 | 1 | 1 | 2 | 30 |
| 9.0 | | 13 | 30 | 5 | 6 | 6 | 12 | 30 |
| 10.5 | | 14 | 30 | 4 | 4 | 4 | 8 | 30 |
| 12.0 | | 16 | 30 | 3 | 4 | 4 | 8 | 30 |
| 13.5 | | 14 | 30 | 7 | 13 | 23 | 36 | 30 |
| 15.0 | | 20 | 30 | 6 | 6 | 7 | 13 | 30 |
| 16.5 | | 100 | 23 | 5 | 8 | 8 | 16 | 30 |
| 18.0 | 풍화토 | 100 | 25 | 27 | 50/11 | 50/12 | 77 | 26 |
| 19.5 | | 100 | 24 | 50/11 | 50/6 | 50/5 | 100 | 17 |
| 21.0 | | 89 | 30 | 50/12 | 50/7 | 50/5 | 100 | 19 |
| 22.5 | | 100 | 21 | 50/11 | 50/5 | 50/4 | 100 | 16 |
| 24.0 | 풍화암 | 100 | 17 | 50/8 | 50/4 | 50/3 | 100 | 12 |
| 25.5 | | 100 | 11 | 50/7 | 50/3 | 50/3 | 100 | 10 |
| 27.0 | | 100 | 16 | | | | | |
| 28.5 | | 100 | 3 | 42 | 50/12 | 50/7 | 92 | 27 |
| 30.0 | | 100 | 16 | 50/6 | 50/3 | 50/2 | 100 | 9 |
| 31.5 | | 100 | 17 | 50/7 | 50/1.5 | 50/1 | 100 | 8.5 |
| 33.0 | | | | 50/5 | 50/1 | 50/1 | 100 | 6 |
| 33.5 | | 100 | 16 | | | | | |
| 34.5 | | | | 50/6 | 50/2 | 50/1 | 100 | 8 |
| 35.0 | | 100 | 8 | | | | | |
| 36.0 | | 100 | 12 | 50/9 | 50/2 | 50/1 | 100 | 11 |
| 37.5 | | | | 50/4 | 50/1 | 50/1 | 100 | 5 |
| 38.0 | | 100 | 9 | | | | | |
| 39.0 | | | | 50/4 | 50/1 | 50/1 | 100 | 5 |
| 39.5 | | 100 | 7 | | | | | |
| 40.5 | | | | 50/3 | 50/1 | 50/1 | 100 | 4 |
| 42.0 | | 100 | 3 | 50/3 | 50/0.5 | 50/0.2 | 100 | 3.5 |
| 45.0 | | 100 | 4 | | | | | |

(c) TBH-3 : SPT 및 DCPT 비교

| 심도 | TP2 | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | PTH-8 | | | TBH - 3 | | | | |
| | 지층구분 | 타격횟수 | 관입량 (cm) | 관입량 | | | 타격횟수 | 관입량 (cm) |
| | | | | 15 | 15 | 15 | | |
| 1.5 | 퇴적토 | 4 | 30 | | | | | |
| 3.0 | | 6 | 30 | | | | | |
| 4.5 | | 13 | 30 | 4 | 4 | 7 | 11 | 30 |
| 6.0 | | 7 | 30 | 3 | 3 | 4 | 7 | 30 |
| 7.5 | | 9 | 30 | 3 | 2 | 3 | 5 | 30 |
| 9.0 | | 10 | 30 | 3 | 5 | 6 | 11 | 30 |
| 10.5 | | 9 | 30 | 3 | 4 | 6 | 10 | 30 |
| 12.0 | | 8 | 30 | 3 | 3 | 3 | 6 | 30 |
| 13.5 | | 6 | 30 | 3 | 4 | 5 | 9 | 30 |
| 15.0 | | 6 | 30 | 4 | 5 | 5 | 10 | 30 |
| 16.5 | | 6 | 30 | 4 | 4 | 5 | 9 | 30 |
| 18.0 | 풍화토 | 28 | 30 | 4 | 4 | 5 | 9 | 30 |
| 19.5 | | 21 | 30 | 5 | 6 | 7 | 13 | 30 |
| 21.0 | | 23 | 30 | 5 | 7 | 7 | 14 | 30 |
| 22.5 | | 25 | 30 | 7 | 12 | 19 | 31 | 30 |
| 24.0 | | 26 | 30 | 32 | 50/12 | 50/8 | 100 | 20 |
| 25.5 | | 100 | 26 | 19 | 50/13 | 50/9 | 100 | 22 |
| 27.0 | | 100 | 17 | 39 | 50/11 | 50/6 | 100 | 17 |
| 28.5 | 풍화암 | 100 | 18 | 35 | 50/9 | 50/5 | 100 | 14 |
| 30.0 | | 100 | 6 | 50/3.5 | 50/2 | 50/2 | 100 | 4 |
| 31.5 | 연암 | | | 50/3 | 50/1 | 50/1 | 100 | 2 |
| 33.0 | | | | 50/4 | 50/1.5 | 50/1 | 100 | 2.5 |
| 33.5 | | | | | | | | |
| 34.5 | | | | 50/2 | 50/0.2 | 50/0.2 | 100 | 0.4 |
| 35.0 | | | | | | | | |
| 36.0 | | | | | | | | |
| 37.5 | | | | | | | | |
| 38.0 | | | | | | | | |
| 39.0 | | | | | | | | |
| 39.5 | | | | | | | | |
| 40.5 | | | | | | | | |
| 42.0 | 보통암 | | | | | | | |
| 45.0 | | | | | | | | |

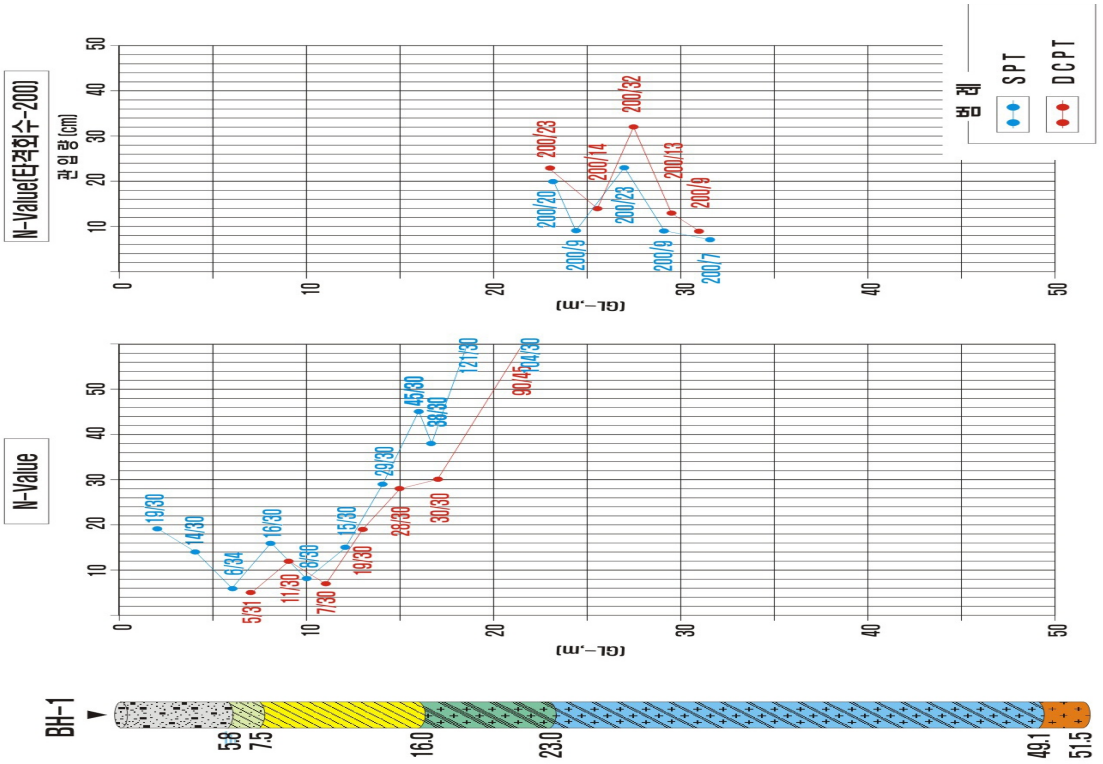



그림 3.5.4.5 BH-1호공 SPT 및 변형TCPT 비교

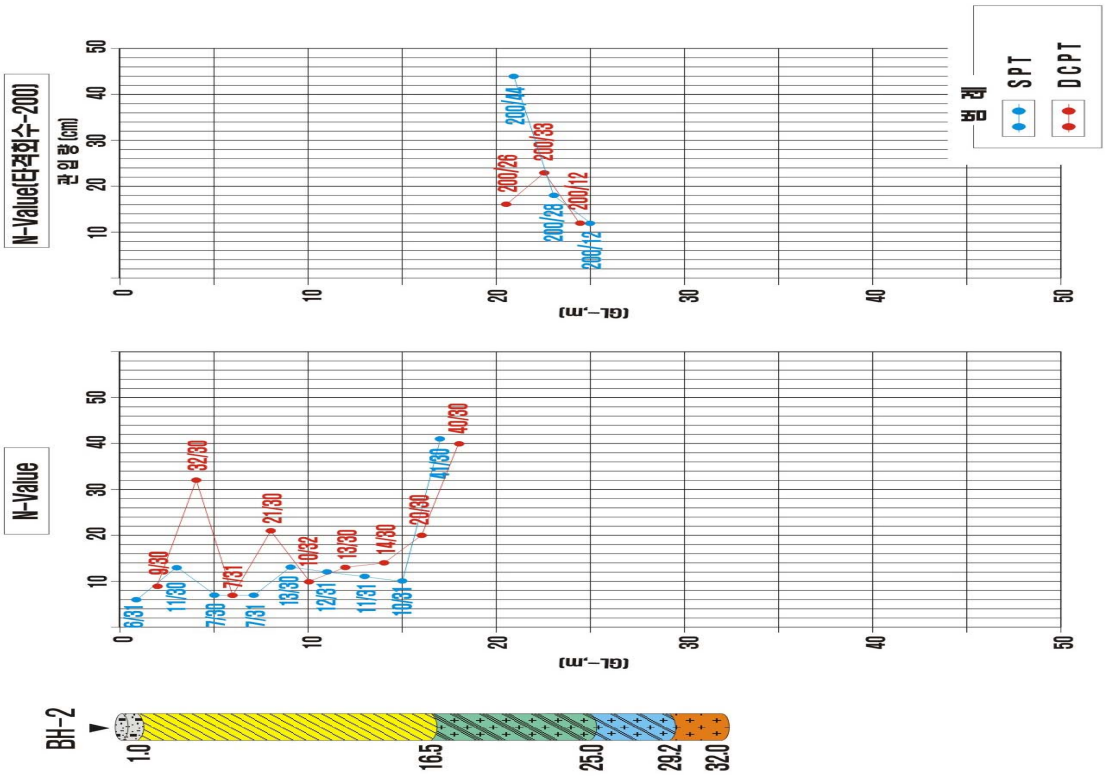



그림 3.5.4.6 BH-2호공 SPT 및 변형TCPT 비교

(3) 여수우회도로

본 현장에서는 개발하고자 하는 DCPT를 수행하였다. 즉, SPT 장비의 해머(63.5kgf)와 낙하높이(76cm)를 이용하여 DCPT를 하였다.

각 시추공에 타격콘의 각도를 달리하여 DCPT를 수행하기 위하여 1m 간격으로 시험데이타를 확보하여, 한 개의 시추공에서 최소 20개 이상의 데이터를 확보하도록 하였다.

TBH-1 ,TBH-2, TBH-3에서 SPT는 교란된 시료를 채취하여 지층을 확인하기 위한 목적으로 수행되었으며, 본 현장에서 SPT결과는 기존 지반조사결과(BBC-5, BB-5-1)를 활용하도록 하였다.

SPT와 DCPT의 결과를 표 3.5.4.11에 나타내었다.

표 3.5.4.11 SPT 및 DCPT

(a) SPT 결과

| 심도 (m) | BBC-5 | | BB-5-1 | | TBH-1 | | TBH-2 | | TBH-3 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 타격 횟수 | 관입량 (cm) | 타격 횟수 | 관입량 (cm) | 타격 횟수 | 관입량 (cm) | 타격 횟수 | 관입량 (cm) | 타격 횟수 | 관입량 (cm) |
| 0 | | | | | | | | | | |
| 1 | | | | | 1 | 30 | 1 | 30 | 4 | 30 |
| 1.5 | 6 | 30 | | | | | | | | |
| 2 | | | | | 8 | 30 | 3 | 30 | 2 | 30 |
| 3 | 11 | 30 | 12 | 30 | 13 | 30 | 11 | 30 | 6 | 30 |
| 4 | | | | | | | | | 14 | 30 |
| 4.5 | 12 | 30 | 15 | 30 | | | | | | |
| 5 | | | | | | | | | | |
| 6 | 17 | 30 | 17 | 30 | | | | | | |
| 7.5 | 25 | 30 | 34 | 30 | | | | | | |
| 9 | 45 | 30 | 25 | 30 | | | | | | |
| 10.5 | 50 | 23 | 39 | 30 | | | | | | |
| 12 | 50 | 25 | 50 | 25 | | | | | | |
| 13.5 | 50 | 12 | 50 | 28 | | | | | | |
| 15 | 50 | 7 | 50 | 26 | | | | | | |
| 16.5 | 50 | 10 | 50 | 26 | | | | | | |
| 18 | 50 | 12 | 50 | 24 | | | | | | |
| 19.5 | 50 | 12 | 50 | 16 | | | | | | |
| 21 | 50 | 7 | 50 | 13 | | | | | 50 | 12 |
| 22 | | | | | 50 | 6 | | | 50 | 10 |
| 22.5 | 50 | 2 | 50 | 9 | | | | | | |
| 23.0 | | | | | 50 | 14 | 50 | 10 | 50 | 6 |
| 24.0 | | | 50 | 8 | | | 50 | 8 | | |
| 25.0 | | | | | 50 | 6 | 50 | 5 | | |
| 25.5 | | | 50 | 5 | | | | | | |

(b) DCPT 결과

| 심도 (m) | TBH-1 | | | | TBH-2 | | | | TBH-3 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 콘각도 (deg) | 관입량(㎝) | | | 콘각도 (deg) | 관입량(㎝) | | | 콘각도 (deg) | 관입량(㎝) | | |
| | | 15 | 15 | 15 | | 15 | 15 | 15 | | 15 | 15 | 15 |
| 3.5 | 60 | 5 | 6 | 4 | | | | | | | | |
| 4.0 | | | | | 50 | 3 | 4 | 3 | | | | |
| 5.0 | 40 | 9 | 11 | 12 | | | | | 40 | 3 | 3 | 4 |
| 6.0 | 60 | 6 | 6 | 15 | 60 | 5 | 4 | 5 | 40 | 5 | 5 | 5 |
| 7.0 | 40 | 12 | 21 | 9 | 50 | 5 | 50/27 | | 50 | 1 | 1 | 3 |
| 8.0 | 60 | 9 | 10 | 11 | 60 | 10 | 10 | 7 | 40 | 2 | 2 | 2 |
| 9.0 | 40 | 19 | 21 | 25 | 50 | 50/9 | 50/9 | 41 | 50 | 5 | 11 | 9 |
| 10.0 | | | | | 60 | 13 | 19 | 14 | 40 | 11 | 20 | 21 |
| 11.0 | 40 | 15 | 50/29 | | 50 | 22 | 50/23 | | 50 | 7 | 11 | 14 |
| 12.0 | 60 | 50/7.5 | 50/2 | 50/3 | 60 | 12 | 15 | 17 | 40 | 7 | 19 | 21 |
| 13.0 | 40 | 50/15 | 28 | 30 | 50 | 22 | 50/29 | | 50 | 8 | 13 | 31 |
| 14.0 | 40 | 35 | 50/15 | | 60 | 11 | 15 | 20 | 40 | 16 | 50/23 | |
| 15.0 | 60 | 29 | 50/13 | | 50 | 50/4 | 50/2 | 50/10 | 50 | 15 | 50/26 | |
| 16.0 | 40 | 28 | 50/14 | | 60 | 50/9 | 50/10 | 50/10 | 40 | 7 | 11 | 20 |
| 17.0 | 60 | 22 | 50/25 | | 50 | 19 | 50/15 | | 50 | 10 | 50/19 | |
| 18.0 | 40 | 31 | 50/11 | | 60 | 50/13 | 50/9 | 50/8 | 40 | 38 | 50/13 | |
| 19.0 | 60 | 33 | 50/10 | | 50 | 20 | 50/15 | | 50 | 50/11 | 50/7 | 50/5 |
| 20.0 | 40 | 50/15 | 50/6 | | 60 | 50/15 | 50/9 | | 40 | 50/12 | 50/5 | 50/2 |
| 21.0 | 60 | 50/10 | 50/3.5 | 50/15 | 50 | 50/11 | 50/5.5 | 50/4 | 50 | 50/11 | 50/3.5 | 50/2 |
| 22.0 | | | | | 60 | 50/8 | 50/3.5 | 50/2 | 40 | 50/10 | 50/3.5 | 50/1 |
| 23.0 | | | | | 50 | 50/6 | 50/2 | 50/2 | 50 | 50/6 | 50/1.5 | 50/3.5 |
| 24.0 | 40 | 50/12.5 | 50/5 | 50/1.5 | 60 | 50/6.5 | 50/3.5 | 50/1.5 | 40 | 50/2.5 | 50/1.5 | 50/1 |
| 25.0 | | | | | 50 | 50/6.5 | 50/1.5 | 50/1 | 50 | 50/2 | 50/1 | 50/1 |
| 26.0 | | | | | 60 | 50/8 | 50/1 | 50/1 | 40 | 50/2 | 50/1 | 50/1 |
| 27.0 | | | | | 50 | 50/2 | 50/1 | 50/1 | 50 | 50/3 | 50/1 | 50/1 |
| 28.0 | | | | | 60 | 50/2 | 50/1 | 50/1 | 40 | 50/2 | 50/1 | 50/1 |
| 29.0 | | | | | | | | | 50 | 50/2 | 50/1 | 50/1 |

## 마. 공내 지하수위 측정결과

(1) 가덕대교 해상부 현장

공내지하수위의 측정은 각 시추공 내에 잔존하게 되는 작업용수의 영향을 고려하여 시추작업이 완료된 후 일정시간이 경과한 다음 측정한 것이다. 측정결과는 아래 표 3.5.4.12와 같다.

공내지하수위 측정결과 지하수위는 GL-0.3~0.4m(EL 1.6~EL 1.7m)로 측정되었으며 이는 해수면보다 높은 상태이다. 이러한 이유는 ① 널말뚝의 벽면부와 하부의 점토층에서 배수가 이루어지지 않아 작업수가 잔존되었거나 ② 널말뚝

상으로 유체의 이동이 가능한 경우 해수의 침투로 인한 피압수두로 판단된다.

표 3.5.4.12 공내지하수위 측정결과표

| 공 번 | 표고값 (EL, m) | 공내지하수위 | | 지 층 명 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|
| | | GL(m) | EL(m) | | |
| BH-1-1 | 2.0 | -0.3 | 1.7 | 매립층 | |
| BH-1-2 | 2.0 | -0.4 | 1.6 | 매립층 | |

(2) 인천대교 접속도로 현장

공내지하수위의 측정은 각 시추공 내에 잔존하게 되는 작업용수의 영향을 고려하여 시추작업이 완료된 후 24시간이 경과한 다음 측정한 것이다. 측정결과는 아래 표 3.5.4.13와 같다.

공내지하수위 측정결과 지하수위는 GL-1.7 ~ -5.7m로서 매립층 및 점토층 내에 분포하는 것으로 확인되었으며, 공내수위는 해수준면을 반영하는 것으로 판단된다.

표 3.5.4.13 공내 지하수위 측정결과표

| 공 번 | 공내지하수위 | 지 층 명 | 비 고 |
|---|---|---|---|
| BH-1 | GL-5.7m | 매립층 내 | 해수준면 반영 |
| BH-2 | GL-1.7m | 점토층 내 | 해수준면 반영 |
| BH-3 | GL-1.8m | 점토층 내 | 해수준면 반영 |
| BH-4 | GL-1.8m | 점토층 내 | 해수준면 반영 |
| 범 위 | GL-1.7 ~ -5.7m | | |

(3) 여수우회도로

본 현장에서 사전조사된 지반조사자료(대림산업주식회사, 2007)에서 시험말뚝인근 시추공(BBC-5)을 참고하여 지하수위를 확인하였다.

표 3.5.4.14 공내 지하수위 측정결과표

| 공 번 | 표고값 (EL, m) | 공내지하수위 | | 지 층 명 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|
| | | GL(-m) | EL(m) | | |
| BBC-5 | 7.003 | 2.9 | 4.103 | 매립층 | |

### 바. 시료채취결과

(1) 가덕대교 해상부 현장

전구간에 대하여 SPT 시료만 채취하였다.

(2) 인천대교 접속도로 현장

2006년 지반조사시 실내시험을 위하여 미고결 퇴적토층에 대한 SPT 시료, 점토층 구간에 대한 SPT 시료 및 U/D 시료, 풍화토 및 풍화암 구간에서의 SPT 시료 및 삼중관(triple)시료, 암석구간의 코아(core) 등 시료채취를 실시하였다.

표 3.5.4.15에 시료채취결과를 요약하였다.

표 3.5.4.15 시료채취결과

| 공 번 | 매립층 | 상부 점토질모래층 | 점토층 | 하부 점토질모래층 | 풍화대 | | 기반암 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | 풍화토 | 풍화암 | 연 암 |
| BH-1 | SPT sample | SPT sample | SPT sample | • | SPT sample Triple core | SPT sample Triple core | core |
| BH-2 | - | • | SPT sample | • | SPT sample Triple core | SPT sample | core |
| BH-3 | SPT sample | • | SPT sample | SPT sample | SPT sample Triple core | Triple core | core |
| BH-4 | - | • | U/D sample | SPT sample | Triple core | Triple core | core |
| 비 고 | • : 결층 - :미채취 | | | | | | |

(3) 여수우회도로

지층의 경계부분 매립층과 풍화토, 풍화토와 풍화암에서 SPT 시료를 채취하고, 풍화암아래 연암 구간에서 코아를 채취하였다.

## 사. 실내 물성시험 및 역학시험 결과

(1) 가덕대교 해상부 현장

본 현장의 지반조사보고서(부산광역시, 2001)를 참조하여, 실내물성시험 및 역학시험의 결과를 표 3.5.4.16에 요약하였다.

표 3.5.4.16 실내물성시험 및 역학시험 결과

| Borehole No. | Depth (GL-m) | PROPERTIES | | | | GRAIN SIZE | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Water content, $W_N$ (%) | Unit weight ($gf/cm^2$) | | Gs | PROPORTINO (%) | | | | MAX DAIMETER $D_{MAX}$ (mm) | 60%DAIMETER $D_{60}$ (mm) | 10% DAIMETER $D_{10}$ (mm) | COEFF OF UNIFORMITY $C_U$ | #200% PERCENT PASSING (%) |
| | | | wet | dry | | GRAVER | SAND | SILT | CLAY | | | | | |
| BH-9 | 5.3-6.0 | 69.73 | 1.559 | 0.917 | 2.721 | 0 | 2.37 | 62.13 | 35.5 | 0.84 | 0.025 | 0.0005 | 50 | 50 |
| BH-9 | 17.3-18.0 | 68.97 | 1.557 | 0.858 | 2.738 | 0 | 2.31 | 56.19 | 41.5 | 0.84 | 0.014 | 0.0005 | 28 | 28 |
| BH-9 | 26.3-27 | 65.13 | 1.583 | 0.906 | | 0 | 2.41 | 54.09 | 43.5 | 0.84 | 0.012 | 0.0005 | 24 | 24 |

| Borehole No. | Depth (GL-m) | PERMEABILITY EFFICENT $k_c$ $cm/s$ $10^{-7}$ | UCS | CONSISTENCY | | | SHEARING STRENGTH | | | CONSOLIDATION | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | LIQUIDLIMIT LL(%) | PLASTIC LIMIT PL(%) | PLASTIC INDEX PI(%) | UNCONFIEND COMPRESSION | | TRIAXIAL COMPRESSION | | | |
| | | | | | | | STRENGTH $q_u$ $g/cm^2$ | SENSITIVITY $S_t$ | COHESION $C_u$ $kgf/cm^2$ | $C_c$ | $P_c$ $kgf/cm^2$ | $C_v$ $cm^2/minx10^{-2}$ |
| BH-9 | 5.3-6.0 | 1.63 | | | | | 21 | 2.7 | 0.182 | 0.36 | 0 | 4.75 |
| BH-9 | 17.3-18.0 | 0.986 | CL | 43.85 | 23.90 | 19.95 | 20 | 2.7 | 0.228 | 0.59 | 0.1 | 3.94 |
| BH-9 | 26.3-27 | 0.867 | CL | 39.15 | 23.48 | 15.67 | 22 | 2.9 | 0.271 | 0.57 | 0.15 | 4.02 |

(2) 인천대교 접속도로 현장

실내물성시험 및 역학시험결과를 표 3.5.4.17에 나타내었다.

표 3.5.4.17 실내물성시험 및 역학시험 결과

| Borehole No. | Depth (GL. -m) | Water content ($W_N$, %) | Unit weight ($gf/cm^3$) | | Depth (GL. -m) | Grain size | | Specific gravity ($G_S$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | wet ($\gamma_t$) | dry ($\gamma_d$) | | passing through #200 (%) | retained on #10 (%) | |
| BH-1 | 16.76 | 36.18 | | | 16.90 | 13.80 | 0.89 | |
| | 17.62 | 23.36 | | | 21.00 | 8.46 | 18.18 | 2.699 |
| | 20.68 | 16.98 | 1.87 | 1.60 | 26.50 | 8.50 | 44.63 | 2.627 |
| | 21.03 | 17.45 | 1.99 | 1.69 | 30.60 | 7.36 | 37.33 | 2.622 |
| | 23.73 | 9.92 | | | 43.73 | 5.70 | 12.59 | 2.686 |
| | 24.08 | 8.65 | | | | | | |
| | 26.33 | 13.56 | 2.03 | 1.79 | | | | |
| | 26.78 | 17.02 | 2.06 | 1.76 | | | | |
| | 30.18 | 10.86 | 1.99 | 1.80 | | | | |
| | 30.58 | 11.42 | 1.95 | 1.75 | | | | |
| | 43.18 | 10.77 | 1.94 | 1.53 | | | | |
| | 43.50 | 12.54 | 2.09 | 1.86 | | | | |
| | 45.25 | 8.26 | 2.16 | 1.99 | | | | |
| | 45.55 | 11.09 | 2.07 | 1.86 | | | | |
| BH-2 | 19.55 | 21.22 | 2.05 | 1.69 | 19.78 | 13.73 | 13.72 | 2.634 |
| | 20.00 | 20.05 | | | | | | |
| | 21.23 | 16.37 | | | | | | |
| | 23.14 | 17.15 | | | | | | |
| | 25.06 | 15.00 | | | | | | |
| BH-3 | 14.13 | 33.68 | 1.78 | 1.33 | 14.73 | 14.20 | 4.24 | |
| | 14.59 | 21.83 | | | 17.64 | 13.40 | 4.25 | 2.633 |
| | 15.15 | 21.18 | | | 20.53 | 10.46 | 39.74 | |
| | 15.45 | 23.84 | 1.81 | 1.46 | 21.60 | 3.61 | 17.50 | 2.687 |
| | 16.25 | 17.69 | | | 23.32 | 8.03 | 7.12 | 2.626 |
| | 17.29 | 27.76 | 1.83 | 1.43 | 26.58 | 4.44 | 48.67 | 2.720 |
| | 20.30 | 15.94 | 1.87 | 1.62 | 27.73 | 12.40 | 4.52 | |
| | 20.85 | | 1.84 | 1.35 | 29.06 | 4.95 | 25.06 | 2.679 |
| | 21.08 | 14.50 | | | | | | |
| | 21.55 | 16.07 | 2.07 | 1.78 | | | | |
| | 22.13 | 20.19 | 1.97 | 1.64 | | | | |
| | 22.56 | 30.86 | 1.82 | 1.39 | | | | |
| | 23.14 | 28.26 | | | | | | |
| | 23.53 | 21.05 | | | | | | |
| | 24.16 | 29.97 | 1.88 | 1.44 | | | | |
| | 24.78 | 23.11 | 1.93 | 1.57 | | | | |
| | 25.07 | 24.56 | 1.92 | 1.54 | | | | |
| | 25.56 | 18.88 | | | | | | |
| | 26.14 | 7.44 | | | | | | |
| | 26.25 | 6.68 | 2.05 | 1.92 | | | | |
| | 26.78 | 9.75 | | | | | | |
| | 27.32 | 20.86 | | | | | | |
| | 27.85 | 25.86 | 2.03 | 1.61 | | | | |
| | 28.53 | 11.21 | 2.08 | 1.87 | | | | |

| Borehole No. | Depth (GL. -m) | Water content ($W_N$, %) | Unit weight ($gf/cm^3$) | | Depth (GL. -m) | Grain size | | Specific gravity ($G_S$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | wet ($\gamma_t$) | dry ($\gamma_d$) | | passing through #200 (%) | retained on #10 (%) | |
| BH-3 | 28.95 | 17.19 | 1.99 | 1.70 | | | | |
| BH-4 | 17.05 | 41.29 | 1.91 | 1.35 | 17.27 | 23.64 | 4.79 | 2.717 |
| | 18.13 | 25.80 | 2.02 | 1.60 | 19.60 | 13.08 | 6.41 | 2.733 |
| | 18.57 | 26.29 | 1.92 | 1.52 | 21.90 | 9.05 | 5.43 | 2.586 |
| | 19.38 | 25.60 | 1.95 | 1.56 | 24.65 | 9.00 | 18.90 | 2.609 |
| | 20.78 | 22.49 | 1.98 | 1.62 | | | | |
| | 21.66 | 20.38 | 2.00 | 1.66 | | | | |
| | 22.33 | 23.84 | 1.83 | 1.48 | | | | |
| | 22.70 | 15.11 | 1.85 | 1.60 | | | | |
| | 23.10 | 23.05 | 1.90 | 1.54 | | | | |
| | 23.64 | 26.14 | 1.93 | 1.53 | | | | |
| | 24.21 | 18.33 | | | | | | |
| | 24.43 | 21.57 | | | | | | |
| | 25.28 | 11.98 | | | | | | |
| BH-5 | | | | | 20.25 | 24.77 | 28.83 | 2.646 |
| | | | | | 25.50 | 12.87 | 26.75 | 2.680 |
| | | | | | 29.75 | 2.88 | 68.96 | 2.692 |
| BH-6 | | | | | 10.25 | 40.02 | 0 | 2.659 |
| | | | | | 12.00 | 20.93 | 0.35 | 2.654 |
| | | | | | 18.00 | 13.93 | 1.68 | 2.560 |
| | | | | | 27.25 | 10.72 | 7.09 | 2.648 |
| | | | | | 28.50 | | | 2.648 |
| | | | | | 32.75 | 9.00 | 12.59 | 2.657 |
| | | | | | 37.50 | | | 2.654 |
| | | | | | 39.50 | | | 2.639 |

(3) 여수우회도로

본 현장의 실내물성시험 및 역학시험은 시험말뚝의 위치와는 상당히 이격되어 수행되었으며, 기존조사에서 측정된 위치의 지층분포와 시험말뚝의 지층분포 매우 상이하여 본 과제의 연구에 적용하기에는 힘들 것으로 판단되었다.

### 아. 탄성파탐사결과

(1) 가덕대교 해상부 현장

○ 해당사항 없음

(2) 인천대교 접속도로 현장

본 현장에서는 3개의 시추공(BH-2, 3, 4)에서 시추공간 탄성파탐사와 6개의 시추공(BH-1 ~ 6)에서 각각 하향식 탄성파탐사를 실시하였다. 시험의 결과는 앞

절 표 3.4.7.7과 그림 3.4.7.10 ~ 3.4.7.15에 나타내었다.

(3) 여수우회도로

본 현장의 3개의 시추공 중에서 TBH-1에서 하향식 탄성파탐사를 실시하였으며, 그 결과를 표 3.5.4.18에 나타내었다.

표 3.5.4.18 하향식 탄성파탐사 결과(여수우회도로)

| Depth (GL.-m) | Rock Type | 구간거리 (m) | P파 (초동) | S파 (초동) | Vp (km/sec) | Vs (km/sec) | g (KN/m$^3$) | Gd(강성율) (MPa) | Ed(동탄성) (MPa) | Kd(체적) (MPa) | ud |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.0 | 매립 | 2.8 | 7.854 | 19.119 | 0.355 | 0.146 | 17.7 | 3.83E+01 | 1.07E+02 | 1.76E+02 | 0.398 |
| 2.0 | 풍화토 | 3.3 | 9.483 | 22.370 | 0.304 | 0.152 | 18.0 | 4.25E+01 | 1.13E+02 | 1.13E+02 | 0.332 |
| 3.0 | 풍화토 | 4.0 | 11.280 | 26.621 | 0.384 | 0.162 | 18.0 | 4.83E+01 | 1.34E+02 | 2.06E+02 | 0.391 |
| 4.0 | 풍화토 | 4.8 | 13.095 | 30.872 | 0.441 | 0.188 | 18.0 | 6.52E+01 | 1.81E+02 | 2.71E+02 | 0.389 |
| 5.0 | 풍화토 | 5.6 | 14.683 | 34.852 | 0.545 | 0.217 | 18.0 | 8.68E+01 | 2.44E+02 | 4.29E+02 | 0.405 |
| 6.0 | 풍화토 | 6.5 | 16.271 | 40.066 | 0.569 | 0.173 | 18.0 | 5.52E+01 | 1.60E+02 | 5.21E+02 | 0.449 |
| 7.0 | 풍화토 | 7.5 | 17.859 | 44.280 | 0.584 | 0.220 | 18.0 | 8.91E+01 | 2.53E+02 | 5.09E+02 | 0.417 |
| 8.0 | 풍화토 | 8.4 | 19.447 | 48.994 | 0.595 | 0.200 | 18.0 | 7.38E+01 | 2.12E+02 | 5.52E+02 | 0.436 |
| 9.0 | 풍화토 | 9.4 | 21.035 | 53.299 | 0.602 | 0.222 | 18.0 | 9.06E+01 | 2.57E+02 | 5.45E+02 | 0.421 |
| 10.0 | 풍화토 | 10.3 | 22.505 | 57.142 | 0.656 | 0.251 | 18.0 | 1.16E+02 | 3.27E+02 | 6.36E+02 | 0.414 |
| 11.0 | 풍화토 | 11.3 | 24.054 | 60.986 | 0.626 | 0.253 | 18.0 | 1.17E+02 | 3.29E+02 | 5.64E+02 | 0.403 |
| 12.0 | 풍화토 | 12.3 | 25.531 | 64.829 | 0.661 | 0.254 | 18.0 | 1.18E+02 | 3.34E+02 | 6.44E+02 | 0.413 |
| 13.0 | 풍화토 | 13.3 | 26.890 | 69.077 | 0.720 | 0.230 | 18.0 | 9.75E+01 | 2.81E+02 | 8.23E+02 | 0.443 |
| 14.0 | 풍화토 | 14.2 | 28.099 | 73.439 | 0.812 | 0.225 | 18.0 | 9.31E+01 | 2.72E+02 | 1.09E+03 | 0.458 |
| 15.0 | 풍화토 | 15.2 | 29.309 | 77.500 | 0.814 | 0.242 | 18.0 | 1.08E+02 | 3.13E+02 | 1.07E+03 | 0.451 |
| 16.0 | 풍화토 | 16.2 | 30.518 | 80.834 | 0.815 | 0.296 | 18.0 | 1.61E+02 | 4.58E+02 | 1.01E+03 | 0.424 |
| 17.0 | 풍화토 | 17.2 | 31.727 | 83.973 | 0.817 | 0.315 | 18.0 | 1.82E+02 | 5.14E+02 | 9.83E+02 | 0.413 |
| 18.0 | 풍화토 | 18.2 | 32.907 | 86.773 | 0.839 | 0.353 | 18.0 | 2.29E+02 | 6.39E+02 | 9.86E+02 | 0.392 |
| 19.0 | 풍화토 | 19.2 | 34.106 | 89.312 | 0.826 | 0.390 | 18.0 | 2.79E+02 | 7.58E+02 | 8.80E+02 | 0.356 |
| 20.0 | 풍화토 | 20.2 | 35.306 | 91.847 | 0.826 | 0.391 | 18.0 | 2.81E+02 | 7.61E+02 | 8.80E+02 | 0.356 |
| 21.0 | 풍화토 | 21.2 | 36.505 | 94.830 | 0.827 | 0.333 | 18.0 | 2.03E+02 | 5.70E+02 | 9.86E+02 | 0.404 |
| 22.0 | 풍화암 | 22.2 | 37.535 | 96.789 | 0.964 | 0.507 | 22.1 | 5.79E+02 | 1.52E+03 | 1.32E+03 | 0.309 |
| 23.0 | 풍화암 | 23.1 | 38.531 | 98.905 | 0.997 | 0.469 | 22.1 | 4.97E+02 | 1.35E+03 | 1.58E+03 | 0.357 |
| 24.0 | 풍화암 | 24.1 | 39.558 | 100.831 | 0.968 | 0.516 | 22.1 | 6.01E+02 | 1.56E+03 | 1.31E+03 | 0.302 |
| 25.0 | 풍화암 | 25.1 | 40.335 | 102.407 | 1.280 | 0.631 | 22.1 | 8.98E+02 | 2.41E+03 | 2.50E+03 | 0.340 |
| 26.0 | 경암 | 26.1 | 40.884 | 103.373 | 1.811 | 1.030 | 25.0 | 2.70E+03 | 6.82E+03 | 4.76E+03 | 0.261 |
| 27.0 | 경암 | 27.1 | 41.278 | 104.109 | 2.529 | 1.352 | 25.0 | 4.66E+03 | 1.21E+04 | 1.01E+04 | 0.300 |
| 28.0 | 경암 | 28.1 | 41.651 | 104.777 | 2.666 | 1.491 | 25.0 | 5.67E+03 | 1.44E+04 | 1.06E+04 | 0.272 |
| 29.0 | 경암 | 29.1 | 42.005 | 105.455 | 2.817 | 1.469 | 25.0 | 5.51E+03 | 1.45E+04 | 1.29E+04 | 0.313 |
| 30.0 | 경암 | 30.1 | 42.398 | 106.160 | 2.532 | 1.413 | 25.0 | 5.09E+03 | 1.30E+04 | 9.56E+03 | 0.274 |
| 31.0 | 경암 | 31.1 | 42.801 | 106.911 | 2.470 | 1.327 | 25.0 | 4.49E+03 | 1.17E+04 | 9.57E+03 | 0.297 |
| 32.0 | 경암 | 32.1 | 43.165 | 107.649 | 2.742 | 1.351 | 25.0 | 4.65E+03 | 1.25E+04 | 1.30E+04 | 0.340 |
| 33.0 | 경암 | 33.1 | 43.538 | 108.336 | 2.669 | 1.449 | 25.0 | 5.36E+03 | 1.38E+04 | 1.10E+04 | 0.291 |
| 34.0 | 경암 | 34.1 | 43.922 | 109.044 | 2.600 | 1.408 | 25.0 | 5.06E+03 | 1.31E+04 | 1.05E+04 | 0.292 |
| 35.0 | 경암 | 35.1 | 44.295 | 109.722 | 2.670 | 1.471 | 25.0 | 5.52E+03 | 1.42E+04 | 1.08E+04 | 0.282 |

**자. 콘관입시험결과**

(1) 가덕대교 해상부 현장

조사지역의 대표 연약지층인 점토층에 대한 공학적 특성을 측정하기 위하여 BH-1~3 시추공에서 피에조콘관입시험을 실시하였으며, 시험 결과는 다음과 같

다.

측정된 슬리브마찰력($f_s$), 보정된 원추관입저항력($q_t$), 간극수압($u_{bt}$)은 그림 3.5.4.7과 같다. 피에조콘관입시험 결과 16.0, 19.0, 24.0, 29.0m 부근의 심도에서는 원추관입저항력이 증가하고 간극수압값이 감소하는 경향을 보인다. 이는 점토층 사이에 모래가 박층(seam) 형태로 협재되어 분포하기 때문으로 판단된다.

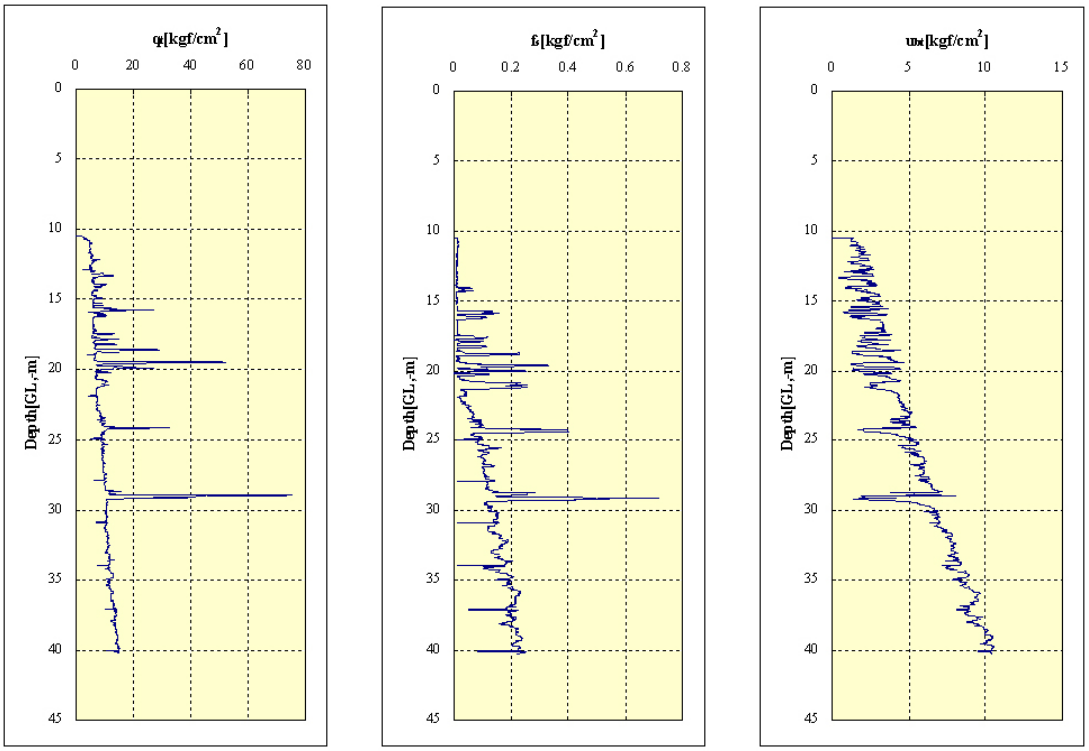



그림 3.5.4.7 피에조콘시험 측정결과

(2) 인천대교 접속도로 현장

○ 해당사항 없음

(3) 여수우회도로

○ 해당사항 없음

### 차. 공내재하시험결과

(1) 가덕대교 해상부 재하시험

공내재하시험은 자갈질모래층 및 자갈질점토층 구간에서 LLT(lateral Load Test)를 실시하였으며, 시험결과는 표 3.5.4.19과 같다.

공내재하시험 해석시 포아송비 v는 0.35를 적용하였다.

표 3.5.4.19 공내재하시험 결과(가덕대교)

| 공 번 | 시험심도 (m) | 지층명 | 포아송비 | 항복하중 (㎏f/㎠) | 탄성계수 (㎏f/㎠) |
|---|---|---|---|---|---|
| BH-1 | 60.5 | 자갈질모래층 | 0.35 | 12.390 | 285.90 |
| | 66.5 | 자갈질점토층 | 0.35 | 11.860 | 265.76 |
| | 68.0 | 자갈질점토층 | 0.35 | 10.680 | 204.34 |

(2) 인천대교 접속도로 현장

본 연구에서 사용되는 시험말뚝의 TP1 ~ TP4의 공재하시험 결과는 인천대교 연결도로 건설공사 말뚝재하시험 보고서(현대건설기술연구소, 2006)를 참고하여 자료를 정리하여 표 3.5.4.20에 나타내었다.

표 3.5.4.20 공내재하시험 시험결과(인천대교 접속도로 현장)

| PTH-2 | | PTH-7 | | PTH-4 | |
|---|---|---|---|---|---|
| Depth (GL-m) | $E_S$ (kgf/cm$^2$) | Depth (GL-m) | $E_S$ (kgf/cm$^2$) | Depth (GL-m) | $E_S$ (kgf/cm$^2$) |
| 24.5 | 2083 | 26.5 | 776 | 10.0 | 22.63 |
| 35.5 | 4286 | 30.0 | 66386 | 15.0 | 40.82 |
| | | 33.5 | 49790 | 23.5 | 119.7 |
| | | | | 28.0 | 745.9 |
| | | | | 35.0 | 319 |
| | | | | 39.0 | 1522 |

| BH-1 | | BH-5 | | BH-6 | |
|---|---|---|---|---|---|
| Depth (GL-m) | $E_S$ (kgf/cm$^2$) | Depth (GL-m) | $E_S$ (kgf/cm$^2$) | Depth (GL-m) | $E_S$ (kgf/cm$^2$) |
| 18.0 | 481.20 | 21.0 | 1513.10 | 13.0 | 385.30 |
| 22.5 | 359.78 | 25.5 | 1453.30 | 18.0 | 883.80 |
| 24.0 | 459.07 | 30.0 | 2397.60 | 33.0 | 3478.0 |
| 26.5 | 704.04 | 38.5 | 17704.0* | 40.5 | 2419.20 |
| 28.5 | 779.64 | | | | |
| 30.5 | 395.20 | | | | |
| 32.5 | 1043.76 | | | | |
| 38.5 | 1404.19 | | | | |
| 43.5 | 3512.30 | | | | |

| BH-2 | | BH-3 | | BH-4 | |
|---|---|---|---|---|---|
| Depth (GL-m) | $E_S$ (kgf/cm$^2$) | Depth (GL-m) | $E_S$ (kgf/cm$^2$) | Depth (GL-m) | $E_S$ (kgf/cm$^2$) |
| 22.00 | 311.12 | 18.00 | 78.01 | 20.00 | 165.94 |
| 24.00 | 1190.25 | 29.30 | 2024.02 | | |
| 26.00 | 639.66 | | | | |
| 29.00 | 3718.77 | | | | |

(3) 여수우회도로

본 현장에서의 공내 재하시험은 TBH-1에서 실시하였으며, 그결과를 표 3.5.4.21에 나타내었다.

표 3.5.4.21 공내재하시험 시험결과(여수우회도로)

| 공 번 | 심 도(m) | 지 층 | 암 종 | TCR/RQD (N Value) | | | 변형계수 (MPa) | 탄성계수 (MPa) | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| TBH-1 | 25.00 | 풍화암 | 실트질 모래 | 50 | / | 6(L) | 130 | 175 | |
| TBH-1 | 26.80 | 경암 | 섬록반암 | 83 | / | 51 | 4,845 | 7,370 | |

## 타. 공내전단시험

공내전단시험은 인천대교 접속도로 현장에서만 수행되었으며, 시험의 결과는 앞절 표 3.4.7.5 ~ 3.4.7.6에 나타내었다.

## 5. 한국형 타격콘관입시험 결과 분석

### 가. 변형TCPT 결과의 보정

변형TCPT의 해머무게 및 타격높이는 표 3.5.4.7에 나타내었으며, 수정방법은 타격횟수 100회 미만의 지층에서는 관입량 30cm에 대한 타격횟수(N치)를 보정하고 타격횟수 100회 이상의 지반에서는 100회 타격시 관입량을 보정하였다.

- 타격횟수의 수정 : 점토 ~ 풍화토

변형TCPT의 총에너지(tonf · m · 회) = 해머무게(0.76 tonf)
× 낙하높이(0.38, 0.76, 1.14m) × 타격회수(회)

DCPT 타격에너지(tonf · m) = 해머무게[W](tonf) × 낙하높이(0.76 m)

$$\text{DCPT N(수정 N)} = \frac{\text{해머무게(0.76 tonf)} \times \text{낙하높이(0.38, 0.76, 1.14m)} \times \text{타격회수(회)}}{\text{해머무게[W](kN)} \times \text{낙하높이(0.76 m)}}$$

- 관입량의 수정 : 풍화토 ~ 풍화암

변형TCPT의 총에너지(tonf · m · 회) = 해머무게(0.76 tonf)
× 낙하높이(0.38, 0.76, 1.14m) × 타격회수(회)

변형TCPT-L = (DCPT 타격에너지 / 변형TCPT의 총에너지)
× 변형TCPT의 관입량

(1) 가덕대교

가덕대교 현장에서는 변형TCPT 시험은 무게가 0.76tonf 해머로 타격높이를 0.76m(A)와 0.38m(B)로 변화시켜 시험을 수행하였다.

상기 수정방법에 의해 타격회수를 수정하여 표 3.5.4.1에 나타내었다.

표 3.5.5.1 가덕대교 타격관입콘 시험

| 지층구분 | SPT | | | 타격콘관입시험 | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | A Type 변형TCPT(h=76cm) | | 수정 A N 값 (회) | B Type 변형DCPT(h=38cm) | | 수정 B N 값 (회) |
| | 심 도 | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | | N-값 | 관입량 (cm) | |
| 매립층 | 3 | | | | | | | | |
| 점토층 | 9.0 | 2 | 30 | | | | | | |
| | 10.5 | | | 2 | 30 | 2 | | | |
| | 12.0 | | | | | | 2 | 30 | 2 |
| | 13.5 | 2 | 30 | | | | | | |
| | 15.0 | | | 2 | 30 | 2 | | | |
| | 16.5 | | | | | | 4 | 30 | 3 |
| | 18.0 | 3 | 30 | | | | | | |
| | 19.5 | | | 4 | 30 | 5 | | | |
| | 21.0 | | | | | | 5 | 30 | 4 |
| | 22.5 | 2 | 30 | | | | | | |
| | 24.0 | | | 4 | 30 | 5 | | | |
| | 25.5 | | | | | | 6 | 30 | 4 |
| | 27.0 | 5 | 30 | | | | | | |
| | 28.5 | | | 6 | 30 | 8 | | | |
| | 30.0 | | | | | | 12 | 30 | 8 |
| | 31.5 | 5 | 30 | | | | | | |
| | 33.0 | | | 7 | 30 | 9 | | | |
| | 34.5 | | | | | | 13 | 30 | 8 |
| | 36.0 | 6 | 30 | | | | | | |
| | 37.5 | | | 5 | 30 | 7 | | | |
| | 39.0 | | | | | | 7 | 30 | 5 |
| | 40.5 | 7 | 30 | | | | | | |
| | 42.0 | | | 6 | 30 | 8 | | | |
| | 43.5 | | | | | | 10 | 30 | 7 |
| | 45.0 | 9 | 30 | | | | | | |
| | 46.5 | | | 7 | 30 | 9 | | | |
| | 48.0 | | | | | | 17 | 30 | 11 |
| | 49.5 | 8 | 30 | | | | | | |
| | 51.0 | | | 10 | 30 | 13 | | | |
| | 52.5 | | | | | | 18 | 30 | 11 |
| | 54.0 | 9 | 30 | | | | | | |
| 자갈질 점토층 | 55.5 | | | 13 | 30 | 16 | | | |
| | 57.0 | | | | | | 33 | 30 | 21 |
| | 58.5 | 12 | 30 | | | | | | |
| | 60.0 | | | 17 | 30 | 21 | | | |
| | 61.5 | | | | | | 50 | 5 | 50 |

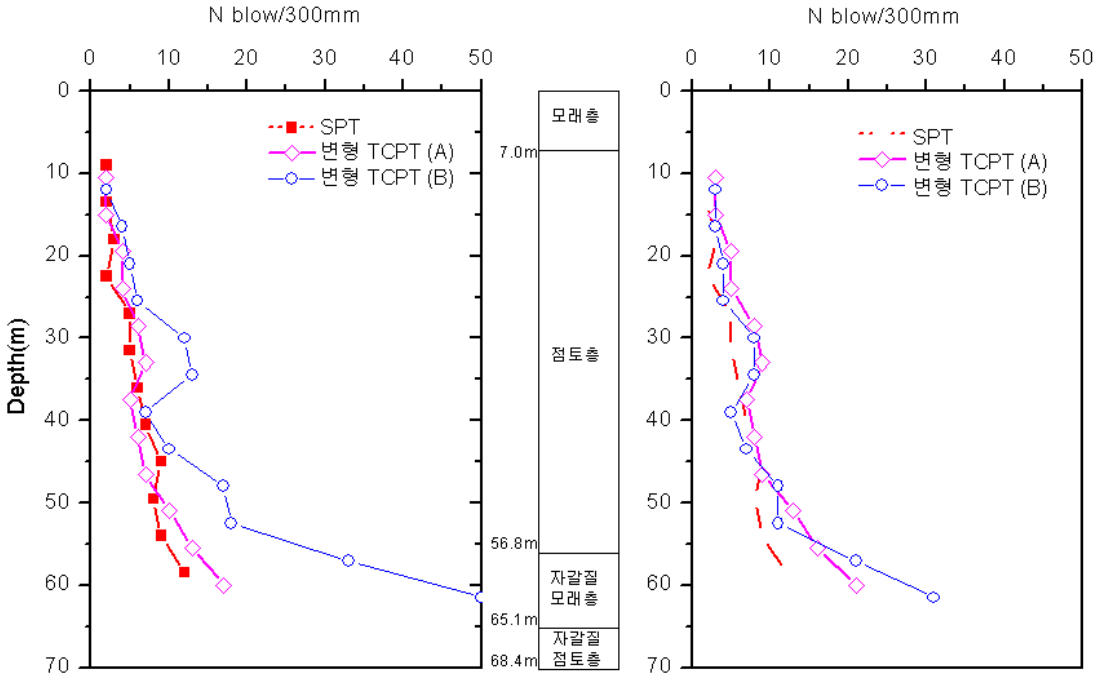



그림 3.5.5.1 가덕대교 변형TCPT와 수정 결과

(2) 인천대교 접속도로

1차 지반조사 BH-1과 BH-2 (동해이엔지, 2006)에서는 표준관입시험과 변형 TCPT 시험을 표 3.5.5.2 ~ 표 3.5.5.3과 같이 토사지반(타격횟수 100미만)에서는 15cm관입 시 타격횟수를 측정하여 총 30cm관입 시 타격횟수를 측정하고, 단단한 지반에서는 100회 타격 시 관입량으로 총 200회까지 타격하여 측정하였다.

이중 본 연구에서는 최초 100회 타격 시 관입량 시험결과를 분석하였다.

표 3.5.5.2 변형TCPT의 보정된 결과값(BH-1)

| 지층명 | SPT (W=0.635tonf, h=0.76m) | | | C Type 변형TCPT(C) (W=0.76tonf, h=1.14m) | | | 수정 C | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 심도 (m) | N-값 (회) | 관입량 (cm) | 심도 (m) | N-값 (회) | 관입량 (cm) | N-값 (회) | 관입량 (cm) |
| 점토질 모래층 | 6.0 | 10 | 30.0 | 7.0 | 5 | 31.0 | 10 | 30.0 |
| 점토층 | 8.0 | 16 | 30.0 | 9.0 | 11 | 30.0 | 20 | 30.0 |
| | 10.0 | 8 | 30.0 | 11.0 | 7 | 30.0 | 14 | 30.0 |
| | 12.0 | 15 | 30.0 | 13.0 | 19 | 30.0 | 35 | 30.0 |
| | 14.0 | 29 | 30.0 | 15.0 | 28 | 30.0 | 51 | 30.0 |
| 풍화토 | 16.0 | 45 | 30.0 | 17.0 | 30 | 30.0 | 51 | 30.0 |
| | 16.6 | 38 | 30.0 | | | | | |
| | 18.0 | 100 | 24.8 | 21.5 | 90 | 45 | 100 | 27.8 |
| | 21.9 | 74 | 30.0 | | | | | |
| 풍화암 | 23.2 | 100 | 16.7 | 23.0 | 81 | 14 | 100 | 3.7 |
| | 24.5 | 100 | 5.0 | | | | | |
| | 27.0 | 100 | 15.0 | 25.5 | 100 | 21 | 100 | 6.1 |
| | 29.0 | 100 | 5.0 | 27.5 | 100 | 8 | 100 | 2.8 |
| | 31.5 | 100 | 4.0 | 31.0 | 100 | 6 | 100 | 1.7 |

표 3.5.5.3변형TCPT의 보정된 결과값(BH-2)

| 지층명 | SPT (W=0.635tonf, h=0.76m) | | | C Type 변형TCPT(C) (W=0.76tonf, h=1.14m) | | | 수정 C | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 심도 (m) | N-값 (회) | 관입량 (cm) | 심도 (m) | N-값 (회) | 관입량 (cm) | N-값 (회) | 관입량 (cm) |
| 점토 | 1 | 6 | 30.0 | 2 | 9 | 30.0 | 17 | 30.0 |
| | 3 | 11 | 30.0 | 4 | 32 | 30.0 | 58 | 30.0 |
| | 5 | 7 | 30.0 | 6 | 7 | 31.0 | 14 | 30.0 |
| | 7 | 7 | 30.0 | 8 | 21 | 30.0 | 38 | 30.0 |
| | 9 | 13 | 30.0 | 10 | 10 | 32.0 | 17 | 30.0 |
| | 11 | 12 | 30.0 | 12 | 13 | 30.0 | 24 | 30.0 |
| | 13 | 11 | 30.0 | 14 | 14 | 30.0 | 26 | 30.0 |
| | 15 | 10 | 30.0 | 16 | 20 | 30.0 | 37 | 30.0 |
| 풍화토 | 17 | 41 | 30.0 | 18 | 40 | 30.0 | 73 | 30.0 |
| | 21 | 100 | 25.0 | 20.5 | 100 | 17.0 | 100 | 5.0 |
| | 23 | 100 | 20.0 | 22.5 | 100 | 20.0 | 100 | 7.2 |
| | 25 | 100 | 9.0 | 24.5 | 100 | 8.0 | 100 | 2.2 |

## 나. DCPT 및 SPT의 N값 보정

(1) N-값에 영향을 미치는 요인

N-값에 영향을 미치는 요소는 해머의 에너지 비, 상재하중 등 여러 가지가 있다. 에너지 효율 자체도 해머 종류, 해머 인양 및 낙하 방식, 로프 및 강선등 부속도구의 상태 등 시험장비에 의한 요인과 시험자의 숙련도, 시험에 임하는 자세, 시험환경 등의 요인에 따라 크게 달라진다.

인위적인 요인을 제거한 정상적인 조건에서 표준관입시험을 수행할 경우 N-값의 가장 큰 영향요인은 해머의 타격 에너지 비라고 할 수 있으며, 이 외에 SPT 결과에 영향을 주는 대표적인 요소는 1) 시추공 바닥면 상태, 2) 샘플러의 위치, 3) 시추공내 지하수위, 4) 슈의 상태, 5) 롯드, 6) 라이너 및 볼밸브 유무, 7) 관입지반의 배수 조건, 8) 상재압력 등이 있다.

(2) N-값의 보정방법

앞에서 살펴본 바와 같이 N-값에 미치는 영향요인은 매우 다양하여 이들을 충분히 반영하기란 쉽지 않다. 그러나, 설계의 내실화와 최적화를 위해서는 일부 영향요인에 대한 고려가 불가피하며, 이를 위해서 각 영향요인에 대한 N-값의 보정(corrections)이 필수적이다. N-값 보정의 원칙은 다음과 같다.

○ 해머의 타격 에너지 효율(에너지 비)에 대한 보정
○ 국내에서 검증되지 않은 항목에 대해서는 보정 유보
○ 적용 대상 설계법, 경험식에 따라 보정의 필요성을 사전 판단
※ 적용 설계법에 따라 이미 N-값의 보정효과가 포함된 경우가 있음

N-값 보정 항목은 다양하나, 일반적으로 가장 큰 영향인자인 해머 종류별 에너지 효율을 포함하여, 유효상재하중, 롯드 길이, 샘플러 종류, 시추공 직경 등을 고려한 보정은 다음과 같다.

$$N' = N \times C_N \times \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \eta_4 \qquad (3.5.5.1)$$

여기서 $N'$ : 보정한 N-값

$N$ : 각 장비별 표준관입시험결과, $C_N$ : 유효응력에 대한 보정

$\eta_1$ : 해머의 에너지효율 보정계수, $\eta_2$ : 롯드길이 보정계수

$\eta_3$ : 샘플러 종류에 대한 보정계수, $\eta_4$ : 공경에 대한 보정계수

(가) 유효응력에 대한 보정( $C_N$)

Bazaraa(1967), Peck & Bazaraa(1969), Peck 등(1974), Tang(1962), Seed(1976, 1979), Tokimatsu & Yoshimi(1983)와 같은 학자들은 $C_N$에 대한 경험방정식을 제안하였다. Liao와 Whitman(1986)이 제안한 방정식은 가장 간단한 상관관계식이며 다른 학자들이 제안한 방법 이상으로 좋은 결과를 도출한다. 이들이 제안한 상관관계식은 다음과 같다.

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_v\ (t/ft^2)}} \qquad (3.5.5.2)$$

( $\sigma'_v$ : 유효응력)

SI 단위로는

$$C_N = 9.78\sqrt{\frac{1}{9.81\sigma'_v(t/m^2)}} \qquad (3.5.5.3)$$

식 (3.5.5.2), 식 (3.5.5.3)에서 $\sigma'_v$의 표준값은 9.56t/m$^2$이다. 식 (3.5.5.2)와 식 (3.5.5.3)은 간단한 방정식이지만 $\sigma'_v$가 낮을 때는 보통 높은 값의 $C_N$이 산정된다. Skempton(1986)은 수정계수에 대한 간단한 상관방정식을 다음과 같이 제안하였다.

$$C_N = \frac{2}{1 + 0.1024\ \sigma'_v\ (t/m^2)} \qquad (3.5.5.4)$$

(나) 해머의 에너지효율 보정계수( $\eta_1$)

에너지 효율은 해머의 종류와 낙하 방식에 따라 에너지 효율이 다르게 나타나므로 기준이 되는 에너지 효율을 정하고 이를 토대로 사용되는 장비의 에너지 효율을

고려하여 N-값을 보정해야 한다. 이를 위하여 제안된 기준 에너지 효율은 일반적으로 60%이며, 따라서 에너지 효율에 대하여 보정된 N-값은 식 (3.5.5.5)로부터 구할 수 있다.

$$N_{60} = N_{measured} \times \frac{E_{measured}}{E_{60}} \qquad (3.5.5.5)$$

여기서 $N_{60}$은 해머의 낙하 에너지 효율 60%를 기준으로 보정된 N-값이고, $N_{measured}$ 는 측정된 값이다. $E_{measured}$ 는 사용된 해머의 에너지 효율이며, $E_{60}$은 60%의 에너지 효율로서 0.6이다. 사용되는 에너지 효율( $E_{measured}$)은 제작된 장비의 특성에 따라 표 3.5.5.4에 제시된 바와 같이 크게 다르게 나타날 수 있으므로, 사용되는 장비의 에너지 효율을 직접 측정하고 이를 토대로 보정하여 N-값을 결정하는 것이 바람직하다.

표 3.5.5.4 해머효율

| 국가 | 해머종류 | 해머타격방법 | $E_{measured}$ |
|---|---|---|---|
| 아르헨티나 | 도우넛해머 | 캣헤드(cathead) | 0.45 |
| 중국 | 자동해머 | 트립(trip) | 0.60 |
| | 도우넛해머 | 수타식(hand dropped) | 0.55 |
| | 도우넛해머 | 캣헤드(cathead) | 0.50 |
| 일본 | 도우넛해머 | 톰비 트리거(tombi trigger) | 0.78~0.85 |
| | 도우넛해머 | 캣헤드(cathead) | 0.65~0.67 |
| 영국 | 자동해머 | 트립(trip) | 0.73 |
| 미국 | 안전해머 | 캣헤드(cathead) | 0.55~0.60 |
| | 도우넛해머 | 캣헤드(cathead) | 0.45 |

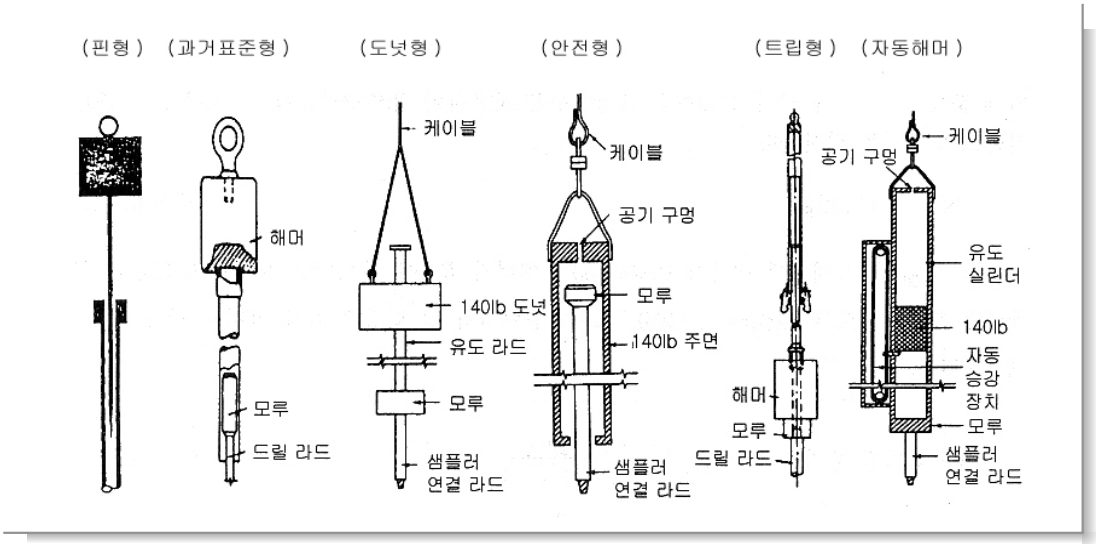



그림 3.5.5.2 해머의 종류

(다) 이외의 보정계수( $\eta_2$, $\eta_3$, $\eta_4$)

표 3.5.5.5 로드길이, 샘플러, 공벽직경에 따른 보정계수(Skempton, 1986)

| 로드길이에 따른 보정계수, $\eta_2$ | |
|---|---|
| 로드길이 | $\eta_2$ |
| > 10m | 1.00 |
| 6~10m | 0.95 |
| 4~6m | 0.85 |
| 0~4m | 0.75 |

| 라이너 유무에 따른 보정계수, $\eta_3$ | |
|---|---|
| 종류 | $\eta_3$ |
| 표준 샘플러 | 1.00 |
| 라이너가 없는 US 샘플러 | 1.20 |

| 공벽직경에 따른 보정계수, $\eta_4$ | |
|---|---|
| 공벽직경 | $\eta_4$ |
| 60~120mm | 1.00 |
| 121~150mm | 1.05 |
| 151~200mm | 1.15 |

보정 대상은 N-값이 100 이하인 "토사층"에 대한 표준관입시험 결과로 한정한다 (한국도로공사 도로교통기술원, 2002).

○ 풍화암 또는 연암층
- 표준관입시험 결과가 100을 초과하는 경우
- 10타를 계속 타입해도 샘플러가 관입되지 않는 경우

○ 자갈질 지반이나, N-값이 4 미만인 연약한 점토지반

(3) N값 보정결과

(가) 가덕대교 해상부 현장

- 시추공경 : NX size(76.3mm)
- 지하수위 : GL(-) 0.3m
- 샘플러 : None Liner(라이너가 없는 US샘플러)
- 해머종류 : Safty Type, 에너지 효율 65%(동해이엔씨)

표 3.5.5.6 표준관입시험 및 DCPT의 보정(가덕대교 해상부 현장)

| 심 도 (m) | 지층구분 | SPT | | | | DCPT | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 현장시험치 | | $N_{60}$보정 | | 현장시험치 | | $N_{60}$보정 | |
| | | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) |
| 9.0 | Clay | 2 | 30 | 2 | 30 | | | | |
| 10.5 | | | | | | 3 | 30 | 3 | 30 |
| 12.0 | | | | | | 3 | 30 | 3 | 30 |
| 13.5 | | 2 | 30 | 2 | 30 | | | | |
| 15.0 | | | | | | 3 | 30 | 3 | 30 |
| 16.5 | | | | | | 3 | 30 | 3 | 30 |
| 18.0 | | 3 | 30 | 3 | 30 | | | | |
| 19.5 | | | | | | 5 | 30 | 5 | 30 |
| 21.0 | | | | | | 4 | 30 | 3 | 30 |
| 22.5 | | 2 | 30 | 2 | 30 | | | | |
| 24.0 | | | | | | 5 | 30 | 4 | 30 |
| 25.5 | | | | | | 4 | 30 | 3 | 30 |
| 27.0 | | 5 | 30 | 4 | 30 | | | | |
| 28.5 | | | | | | 8 | 30 | 6 | 30 |
| 30.0 | | | | | | 8 | 30 | 5 | 30 |
| 31.5 | | 5 | 30 | 4 | 30 | | | | |
| 33.0 | | | | | | 9 | 30 | 6 | 30 |
| 34.5 | | | | | | 8 | 30 | 5 | 30 |
| 36.0 | | 6 | 30 | 4 | 30 | | | | |
| 37.5 | | | | | | 7 | 30 | 4 | 30 |
| 39.0 | | | | | | 5 | 30 | 3 | 30 |
| 40.5 | | 7 | 30 | 4 | 30 | | | | |
| 42.0 | | | | | | 8 | 30 | 4 | 30 |
| 43.5 | | | | | | 7 | 30 | 4 | 30 |
| 45.0 | | 9 | 30 | 5 | 30 | | | | |
| 46.5 | | | | | | 9 | 30 | 4 | 30 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 48.0 | | | | | | 11 | 30 | 5 | 30 |
| 49.5 | | 8 | 30 | 4 | 30 | | | | |
| 51.0 | | | | | | 13 | 30 | 6 | 30 |
| 52.5 | | | | | | 11 | 30 | 11 | 30 |
| 54.0 | | 9 | 30 | 5 | 30 | | | | |
| 55.5 | | | | | | 16 | 30 | 16 | 30 |
| 57.0 | | | | | | 21 | 30 | 21 | 30 |
| 58.5 | GM | 12 | 30 | 6 | 30 | | | | |
| 60.0 | | | | | | 31 | 30 | 31 | 30 |
| 61.5 | | | | | | 31 | 30 | 31 | 30 |

(나) 인천대교 접속도로 현장

- 시추공경 : NX size(76.3mm)
- 지하수위 : GL(-) 0.3m
- 샘플러 : None Liner(라이너가 없는 US샘플러)
- 해머종류 : 에너지 효율

표 3.5.5.7 시추공별 해머효율

| 지반조사수행년도 | 시추공번 | 에너지 효율 |
|---|---|---|
| 2006 | BH-1, 2 | 78% |
| 2005 | PTH-2, 4 | 43% |
| | PTH-7, 8 | 52% |
| 2007 | TBH-1~3 | 64% |

표 3.5.5.8 표준관입시험 및 DCPT의 보정(인천대교 접속도로 현장)

(a) ITP3-2

| 심 도 (m) | 지층구분 | SPT(BH-1) | | | | DCPT(BH-1) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 현장시험치 | | N60보정 | | 현장시험치 | | N60보정 | |
| | | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) |
| 6.0 | sand | 11 | 33 | 9 | 30 | | | | |
| 7.0 | | | | | | 9 | 31 | 7 | 30 |
| 8.0 | | 16 | 30 | 12 | 30 | | | | |
| 9.0 | | | | | | 20 | 30 | 15 | 30 |
| 10.0 | | 8 | 30 | 6 | 30 | | | | |
| 11.0 | Clay | | | | | 13 | 30 | 9 | 30 |
| 12.0 | | 15 | 30 | 11 | 30 | | | | |
| 13.0 | | | | | | 34 | 30 | 23 | 30 |
| 14.0 | | 29 | 30 | 19 | 30 | | | | |
| 15.0 | | | | | | 50 | 30 | 31 | 30 |
| 16.0 | | 45 | 30 | 28 | 30 | | | | |
| 16.6 | Sand | 38 | 30 | 23 | 30 | | | | |
| 17.0 | | | | | | 54 | 30 | 32 | 30 |
| 18.5 | WS | 121 | 30 | 100 | 24.8 | | | | |
| 21.5 | | | | | | 162 | 45 | 100 | 27.78 |
| 23.0 | WR | | | | | 119 | 4.5 | 100 | 3.782 |
| 23.2 | | 90 | 15 | 100 | 16.7 | | | | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 24.5 | | 100 | 5 | 100 | 5 | | | | |
| 25.5 | | | | | | 100 | 9.6 | 100 | 9.6 |
| 27.0 | | 100 | 15 | 100 | 15 | | | | |
| 27.5 | | | | | | 100 | 11.7 | 100 | 11.7 |
| 29.0 | | 100 | 5 | 100 | 5 | | | | |
| 29.5 | | | | | | 100 | 4.5 | 100 | 4.5 |
| 31.0 | | | | | | 100 | 3.3 | 100 | 3.3 |
| 31.5 | | 100 | 4 | 100 | 4 | | | | |

(b) ITP3-3

| 심 도 (m) | 지층구분 | SPT(BH-2) | | | | DCPT(BH-2) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 현장시험치 | | N60보정 | | 현장시험치 | | N60보정 | |
| | | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) |
| 1.0 | Clay | 6 | 31 | 7 | 30 | | | | |
| 2.0 | | | | | | 25 | 30 | 25 | 30 |
| 3.0 | | 11 | 30 | 11 | 30 | | | | |
| 4.0 | | | | | | 58 | 30 | 69 | 30 |
| 5.0 | | 7 | 30 | 7 | 30 | | | | |
| 6.0 | | | | | | 14 | 30 | 15 | 30 |
| 7.0 | | 7 | 31 | 7 | 30 | | | | |
| 8.0 | | | | | | 38 | 30 | 37 | 30 |
| 9.0 | | 13 | 30 | 12 | 30 | | | | |
| 10.0 | | | | | | 18 | 32 | 15 | 30 |
| 11.0 | | 12 | 31 | 10 | 30 | | | | |
| 12.0 | | | | | | 24 | 30 | 20 | 30 |
| 13.0 | | 11 | 31 | 9 | 30 | | | | |
| 14.0 | | | | | | 26 | 30 | 20 | 30 |
| 15.0 | | 10 | 31 | 7 | 30 | | | | |
| 16.0 | | | | | | 37 | 30 | 26 | 30 |
| 17.0 | WS | 41 | 30 | 28 | 30 | | | | |
| 18.0 | | | | | | 73 | 30 | 48 | 30 |
| 20.5 | | | | | | 100 | 9.5 | 100 | 9.5 |
| 21.0 | | 100 | 25 | 100 | 25 | | | | |
| 22.5 | | | | | | 100 | 11.1 | 100 | 11.1 |
| 23.0 | | 100 | 20 | 100 | 20 | | | | |
| 24.5 | WR | | | | | 100 | 4.5 | 100 | 8.403 |
| 25.0 | | 100 | 9 | 100 | 9 | | | | |

(c) ITP1

| 심 도 (m) | 지층구분 | SPT(PTH-2) | | | | DCPT(TBH-1) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 현장시험치 | | $N_{60}$보정 | | 현장시험치 | | $N_{60}$보정 | |
| | | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) |
| 0.0 | | | | | | | | | |
| 1.5 | | 16 | 30 | 12 | 30 | | | | |
| 3.0 | Sand | 40 | 30 | 29 | 30 | | | | |
| 4.5 | | 24 | 30 | 17 | 30 | | | | |
| 6.0 | | 22 | 30 | 16 | 30 | | | | |
| 7.5 | Clay | 2 | 30 | 1 | 30 | | | | |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 9.0 | | 4 | 30 | 3 | 30 | 5 | 30 | 6 | 30 |
| 10.5 | | 12 | 30 | 9 | 30 | 9 | 30 | 11 | 30 |
| 12.0 | | 13 | 30 | 9 | 30 | 10 | 30 | 11 | 30 |
| 13.5 | | 15 | 30 | 11 | 30 | 16 | 30 | 17 | 30 |
| 15.0 | | 9 | 30 | 6 | 30 | 5 | 30 | 5 | 30 |
| 16.5 | | 13 | 30 | 9 | 30 | 7 | 30 | 7 | 30 |
| 18.0 | | 100 | 17 | 100 | 17 | | | | |
| 19.5 | | 100 | 8 | 100 | 8 | 100 | 12 | 100 | 12 |
| 21.0 | | 100 | 7 | 100 | 7 | 100 | 10 | 100 | 10 |
| 22.0 | | | | | | | | | |
| 22.5 | | 100 | 7 | 100 | 7 | 100 | 18 | 100 | 18 |
| 24.0 | | 100 | 7 | 100 | 7 | | | | |
| 24.4 | WR | | | | | | | | |
| 25.5 | | 100 | 6 | 100 | 6 | 100 | 8.5 | 100 | 8.5 |
| 27.0 | | 100 | 4 | 100 | 4 | 100 | 7 | 100 | 7 |
| 28.0 | | | | | | | | | |
| 28.5 | | 100 | 7 | 100 | 7 | 100 | 7 | 100 | 7 |
| 30.0 | | 100 | 6 | 100 | 6 | 100 | 3.3 | 100 | 3.3 |
| 31.5 | | 100 | 6 | 100 | 6 | 100 | 3.2 | 100 | 3.2 |

(d) ITP2

| 심 도 (m) | 지층구분 | SPT(PTH-8) | | | | DCPT(TBH-3) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 현장시험치 | | $N_{60}$보정 | | 현장시험치 | | $N_{60}$보정 | |
| | | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) |
| 1.5 | | 4.0 | 30 | 3 | 30 | | | | |
| 3.0 | | 6.0 | 30 | 5 | 30 | | | | |
| 4.5 | | 13.0 | 30 | 11 | 30 | 11 | 30 | 14 | 30 |
| 6.0 | | 7.0 | 30 | 6 | 30 | 7 | 30 | 8 | 30 |
| 7.5 | | 19.0 | 30 | 8 | 30 | 5 | 30 | 6 | 30 |
| 9.0 | Clay | 10.0 | 30 | 9 | 30 | 11 | 30 | 12 | 30 |
| 10.5 | | 9.0 | 30 | 8 | 30 | 10 | 30 | 10 | 30 |
| 12.0 | | 8.0 | 30 | 7 | 30 | 6 | 30 | 6 | 30 |
| 13.5 | | 6.0 | 30 | 5 | 30 | 9 | 30 | 8 | 30 |
| 15.0 | | 6.0 | 30 | 5 | 30 | 10 | 30 | 9 | 30 |
| 16.5 | | 6.0 | 30 | 5 | 30 | 9 | 30 | 7 | 30 |
| 17.5 | | | | | | | | | |
| 18.0 | | 28.0 | 30 | 24 | 30 | 9 | 30 | 7 | 30 |
| 19.1 | | | | | | | | | |
| 19.5 | | 21.0 | 30 | 18 | 30 | 13 | 30 | 10 | 30 |
| 21.0 | Sand | 23.0 | 30 | 20 | 30 | 14 | 30 | 10 | 30 |
| 21.9 | | | | | | | | | |
| 22.5 | | 25.0 | 30 | 22 | 30 | 31 | 30 | 21 | 30 |
| 24.0 | | 26.0 | 30 | 23 | 30 | 82 | 27 | 59 | 30 |
| 25.5 | WS | 100.0 | 26 | 100 | 26 | 69 | 28 | 46 | 30 |
| 27.0 | | 100.0 | 17 | 100 | 17 | 89 | 26 | 100 | 29.21 |
| 27.9 | | | | | | | | | |
| 28.5 | WR | 100.0 | 18 | 100 | 18 | 85 | 24 | 100 | 28.24 |
| 28.8 | | | | | | | | | |
| 30.0 | | 100.0 | 6 | 100 | 6 | 100 | 5.5 | 100 | 5.5 |
| 31.5 | | | | | | 100 | 4 | 100 | 5.5 |
| 33.0 | SR | | | | | 100 | 5.5 | 100 | 5.5 |
| 34.5 | | | | | | 100 | 2.2 | 100 | 5.5 |

(e) ITP4

| 심 도 (m) | 지층구분 | SPT(PTH-4) | | | | DCPT(TBH-2) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 현장시험치 | | $N_{60}$보정 | | 현장시험치 | | $N_{60}$보정 | |
| | | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) |
| 0.0 | | | | | | | | | |
| 1.5 | | 15.0 | 30 | 13 | 30 | | | | |
| 3.0 | snad | 16.0 | 30 | 14 | 30 | | | | |
| 4.5 | | 13.0 | 30 | 11 | 30 | | | | |
| 6.0 | | 4.0 | 30 | 3 | 30 | | | | |
| 7.0 | | | | | | | | | |
| 7.5 | | 16.0 | 30 | 14 | 30 | 2 | 30 | 2 | 30 |
| 9.0 | | 13.0 | 30 | 11 | 30 | 12 | 30 | 12 | 30 |
| 10.5 | clay | 14.0 | 30 | 12 | 30 | 8 | 30 | 8 | 30 |
| 11.0 | | | | | | | | | |
| 12.0 | | 16.0 | 30 | 14 | 30 | 8 | 30 | 7 | 30 |
| 13.5 | | 14.0 | 30 | 12 | 30 | 36 | 30 | 31 | 30 |
| 15.0 | sand | 20.0 | 30 | 17 | 30 | 13 | 30 | 11 | 30 |
| 16.5 | | 100.0 | 23 | 100 | 26 | 16 | 30 | 13 | 30 |
| 17.0 | | | | | | | | | |
| 18.0 | | 100.0 | 25 | 100 | 29 | 77 | 26 | 66 | 30 |
| 19.0 | WS | | | | | | | | |
| 19.5 | | 100.0 | 24 | 100 | 28 | 100 | 17 | 100 | 17 |
| 21.0 | | 89.0 | 30 | 77 | 30 | 100 | 19 | 100 | 19 |
| 22.0 | | | | | | | | | |
| 22.5 | | 100.0 | 21 | 100 | 24 | 100 | 16 | 100 | 16 |
| 23.0 | | | | | | | | | |
| 24.0 | | 100.0 | 17 | 100 | 20 | 100 | 12 | 100 | 12 |
| 25.5 | | 100.0 | 11 | 100 | 13 | 100 | 10 | 100 | 10 |
| 27.0 | | 100.0 | 16 | 100 | 18 | | | | |
| 28.5 | | 100.0 | 3 | 100 | 3 | 92 | 27 | 100 | 29.35 |
| 30.0 | | 100.0 | 16 | 100 | 18 | 100 | 9 | 100 | 9 |
| 31.5 | | 100.0 | 17 | 100 | 20 | 100 | 8.5 | 100 | 8.5 |
| 33.0 | | 100.0 | 16 | 100 | 18 | 100 | 6 | 100 | 6 |
| 33.5 | | 100.0 | 16 | 100 | 18 | | | | |
| 34.5 | | 100.0 | 8 | 100 | 9 | 100 | 8 | 100 | 8 |
| 35.0 | WR | 100.0 | 8 | 100 | 9 | | | | |
| 36.0 | | 100.0 | 12 | 100 | 14 | 100 | 11 | 100 | 11 |
| 36.5 | | 100.0 | 12 | 100 | 14 | | | | |
| 37.5 | | 100.0 | 9 | 100 | 10 | 100 | 5 | 100 | 5 |
| 38.0 | | 100.0 | 9 | 100 | 10 | | | | |
| 39.0 | | 100.0 | 7 | 100 | 8 | 100 | 5 | 100 | 5 |
| 39.5 | | 100.0 | 7 | 100 | 8 | | | | |
| 40.5 | | | | | | 100 | 4 | 100 | 4 |
| 42.0 | | 100.0 | 3 | 100 | 3 | 100 | 3.5 | 100 | 3.5 |
| 43.0 | | | | | | | | | |
| 45.0 | | 100 | 4 | 100 | 5 | | | | |

(다) Y 현장

- 시추공경 : NX size(76.3mm)
- 지하수위 : GL(-) 2.9m

- 샘플러 : None Liner(라이너가 없는 US샘플러)

- 해머종류 : 에너지 효율

표 3.5.5.9 시추공별 해머효율

| 지반조사수행년도 | 시추공번 | 에너지 효율 |
|---|---|---|
| 2005.3. | BB-5-1 | 63% |
| 2007.3 | BBC-5 | 63% |
| 2007.5 | TBH-1~3 | 63% |

표 3.5.5.10 SPT 및 DCPT의 보정(여수우회도로 현장)

(a) YTP1

| 심 도 (m) | 지층구분 | SPT(BB-5-1) | | | | DCPT(TBH-1) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 현장시험치 | | $N_{60}$보정 | | 현장시험치 | | $N_{60}$보정 | | 콘각도 |
| | | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | |
| 0.0 | sand | | | | | | | | | |
| 1.5 | clay | 6 | 30 | 10 | 30 | | | | | |
| 2.0 | | | | | | | | | | |
| 3.0 | sand | 11 | 30 | 16 | 30 | | | | | 60 |
| 3.5 | | | | 16 | 30 | 10 | 30 | 14 | 30 | |
| 4.5 | | 12 | 30 | 18 | 30 | | | | | |
| 5.0 | | | | 18 | 30 | 23 | 30 | 33 | 30 | 40 |
| 6.0 | | 17 | 30 | 26 | 30 | 21 | 30 | 32 | 30 | 60 |
| 7.0 | | | | 34 | 30 | 30 | 30 | 43 | 30 | 40 |
| 7.5 | | 25 | 30 | 34 | 30 | | | | | |
| 8.0 | | | | 34 | 30 | 21 | 30 | 28 | 30 | 60 |
| 9.0 | | 45 | 30 | 60 | 30 | 46 | 30 | 61 | 30 | 40 |
| 10.5 | WS | 50 | 23 | 80 | 30 | | | | | |
| 11.0 | | | | | | 50 | 29 | 63 | 30 | 40 |
| 12.0 | | 50 | 25 | 69 | 30 | 100 | 9.5 | 100 | 9.5 | 60 |
| 13.0 | | | | | | 78 | 30 | 85 | 30 | 40 |
| 13.5 | | 50 | 12 | 100 | 24 | | | | | |
| 14.0 | | | | | | 85 | 30 | 89 | 30 | 40 |
| 15.0 | | 50 | 7 | 100 | 14 | 79 | 28 | 85 | 30 | 60 |
| 16.0 | | | | | | 78 | 29 | 78 | 30 | 40 |
| 16.5 | | 50 | 10 | 100 | 20 | | | | | |
| 17.0 | | | | | | 72 | 40 | 50 | 30 | 60 |
| 18.0 | | 50 | 12 | 100 | 24 | 81 | 26 | 83 | 30 | 40 |
| 19.0 | | | | | | 83 | 25 | 86 | 30 | 60 |
| 19.5 | | 50 | 12 | 100 | 24 | | | | | |
| 20.0 | | | | | | 100 | 21 | 100 | 21 | 40 |
| 21.0 | WR | 50 | 7 | 100 | 14 | 100 | 13.5 | 100 | 13.5 | 60 |
| 22.0 | | | | | | | | | | |
| 22.5 | | 50 | 2 | 100 | 4 | | | | | |
| 23.0 | | | | | | | | | | |
| 24.0 | | | | | | 100 | 17.5 | 100 | 17.5 | 40 |
| 25.0 | | | | | | | | | | |
| 25.5 | | | | | | | | | | |
| 26.0 | SR | | | | | | | | | |
| 26.5 | | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 27.0 | | | | | | | | | | |
| 28.0 | | | | | | | | | | |

(b) YTP2

| 심 도 (m) | 지층구분 | SPT(BB-5-1) | | | | DCPT(TBH-2) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 현장시험치 | | N60보정 | | 현장시험치 | | N60보정 | | 콘각도 |
| | | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | |
| 3.0 | | 12 | 30 | 18 | 30 | | | | | |
| 4.0 | | | | | | 7 | 30 | 10 | 30 | 50 |
| 4.5 | | 15 | 30 | 22 | 30 | | | | | |
| 5.0 | | | | | | | | | | |
| 6.0 | | 17 | 30 | 23 | 30 | 9 | 30 | 12 | 30 | 60 |
| 7.0 | | | | 47 | 30 | 55 | 42 | 55 | 30 | 50 |
| 7.5 | sand | 34 | 30 | 47 | 30 | | | | | |
| 8.0 | | | | 47 | 30 | 17 | 30 | 23 | 30 | 60 |
| 9.0 | | 25 | 30 | 32 | 30 | 91 | 24 | 100 | 26.37 | 50 |
| 10.0 | | | | 48 | 30 | 33 | 30 | 42 | 30 | 60 |
| 10.5 | | 39 | 30 | 48 | 30 | | | | | |
| 11.0 | | | | 48 | 30 | 72 | 38 | 69 | 30 | 50 |
| 12.0 | | 50 | 25 | 69 | 30 | 32 | 30 | 37 | 30 | 60 |
| 13.0 | | | | 57 | 30 | 72 | 42 | 56 | 30 | 50 |
| 13.5 | | 50 | 28 | 57 | 30 | | | | | |
| 14.0 | | | | 57 | 30 | 35 | 30 | 37 | 30 | 60 |
| 15.0 | | 50 | 26 | 58 | 30 | 100 | 6 | 100 | 6 | 50 |
| 16.0 | | | | 55 | 30 | 100 | 19 | 100 | 19 | 60 |
| 16.5 | WS | 50 | 26 | 55 | 30 | | | | | |
| 17.0 | | | | 55 | 30 | 69 | 30 | 64 | 30 | 50 |
| 18.0 | | 50 | 24 | 56 | 30 | 100 | 22 | 100 | 22 | 60 |
| 19.0 | | | | 80 | 30 | 70 | 30 | 61 | 30 | 50 |
| 19.5 | | 50 | 16 | 80 | 30 | | | | | |
| 20.0 | | | | 80 | 30 | 100 | 24 | 100 | 24 | 60 |
| 21.0 | | 50 | 13 | 50 | 13 | 100 | 16.5 | 100 | 16.5 | 50 |
| 22.0 | | | | 100 | 18 | 100 | 11.5 | 100 | 11.5 | 60 |
| 22.5 | | 50 | 9 | 100 | 18 | | | | | |
| 23.0 | | | | 100 | 18 | 100 | 8 | 100 | 8 | 50 |
| 24.0 | | 50 | 8 | 100 | 16 | 100 | 10 | 100 | 10 | 60 |
| 25.0 | | | | 100 | 10 | 100 | 8 | 100 | 8 | 50 |
| 25.5 | WR | 50 | 5 | 100 | 10 | | | | | |
| 26.0 | | | | 100 | 10 | 100 | 9 | 100 | 9 | 60 |
| 26.5 | | | | | | | | | | |
| 27.0 | | | | | | 100 | 3 | 100 | 3 | 50 |
| 28.0 | | | | | | 100 | 3 | 100 | 3 | 60 |
| 29.0 | | | | | | | | | | |

(c) YTP3

| 심 도 (m) | 지층구분 | SPT(BB-5-1) | | | | DCPT(TBH-3) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 현장시험치 | | N60보정 | | 현장시험치 | | N60보정 | | 콘각도 |
| | | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | N-값 | 관입량 (cm) | |
| 0.0 | | | | | | | | | | |
| 1.5 | | | | | | | | | | |
| 2.0 | | | | | | | | | | |
| 3.0 | | 12 | 30 | 18 | 30 | | | | | |
| 4.0 | | | | | | | | | | |
| 4.5 | | 15 | 30 | 22 | 30 | | | | | |
| 5.0 | | | | | | 7 | 30 | 10 | 30 | 40 |
| 6.0 | | 17 | 30 | 23 | 30 | 10 | 30 | 14 | 30 | 40 |
| 7.0 | | | | | | 4 | 30 | 6 | 30 | 50 |
| 7.5 | sand | 34 | 30 | 47 | 30 | | | | | |
| 8.0 | | | | | | 4 | 30 | 5 | 30 | 40 |
| 9.0 | | 25 | 30 | 32 | 30 | 20 | 30 | 25 | 30 | 50 |
| 10.0 | | | | | | 41 | 30 | 52 | 30 | 40 |
| 10.5 | | 39 | 30 | 48 | 30 | | | | | |
| 11.0 | | | | | | 25 | 30 | 30 | 30 | 50 |
| 12.0 | | 50 | 25 | 69 | 30 | 40 | 30 | 46 | 30 | 40 |
| 13.0 | | | | | | 44 | 30 | 48 | 30 | 50 |
| 13.5 | | 50 | 28 | 57 | 30 | | | | | |
| 14.0 | | | | | | 66 | 38 | 55 | 30 | 40 |
| 15.0 | | 50 | 26 | 58 | 30 | 65 | 39 | 50 | 30 | 50 |
| 16.0 | | | | | | 31 | 30 | 30 | 30 | 40 |
| 16.5 | | 50 | 26 | 55 | 30 | | | | | |
| 17.0 | WS | | | | | 60 | 34 | 49 | 30 | 50 |
| 18.0 | | 50 | 24 | 56 | 30 | 88 | 28 | 84 | 30 | 40 |
| 19.0 | | | | | | 100 | 18 | 100 | 18 | 50 |
| 19.5 | | 50 | 16 | 80 | 30 | | | | | |
| 20.0 | | | | | | 100 | 17 | 100 | 17 | 40 |
| 21.0 | | 50 | 13 | 100 | 26 | 100 | 14.5 | 100 | 14.5 | 50 |
| 22.0 | | | | | | 100 | 13.5 | 100 | 13.5 | 40 |
| 22.5 | | 50 | 9 | 100 | 18 | | | | | |
| 23.0 | | | | | | 100 | 7.5 | 100 | 7.5 | 50 |
| 24.0 | | 50 | 8 | 100 | 16 | 100 | 4 | 100 | 4 | 40 |
| 25.0 | | | | | | 100 | 3 | 100 | 3 | 50 |
| 25.5 | | 50 | 5 | 100 | 10 | | | | | |
| 26.0 | WR | | | | | 100 | 3 | 100 | 3 | 40 |
| 26.5 | | | | | | | | | | |
| 27.0 | | | | | | 100 | 4 | 100 | 4 | 50 |
| 28.0 | | | | | | 100 | 3 | 100 | 3 | 40 |
| 29.0 | | | | | | 100 | 3 | 100 | 3 | 50 |

### 다. DCPT vs SPT의 상관관계

텍사스 도로국의 시방서(TxDOT, 2000)에 나타나 있는 TCPT와 SPT의 점성토와 사질토에서의 상관관계는 다음과 같다.

$$N_{TCPT}=1.5\ N_{SPT}\ (\text{점성토}) \tag{3.5.5.6}$$

$$N_{TCPT}=2.0\ N_{SPT}\ (\text{사질토}) \tag{3.5.5.7}$$

일반 토사지반보다 강성이 큰 지반에서는 표준관입시험의 적용성 부족으로 인하여 제시되어 있지 않은 실정이다.

이에 본 연구에서는 SPT와 DCPT의 상관관계를 분석하는데 관입량 30cm에서의 타격횟수(점성토, 사질토)와 타격횟수 100회 일때의 관입량(풍화토, 풍화암)으로 나누어 분석하였다(그림 3.5.5.3 & 3.5.5.4).

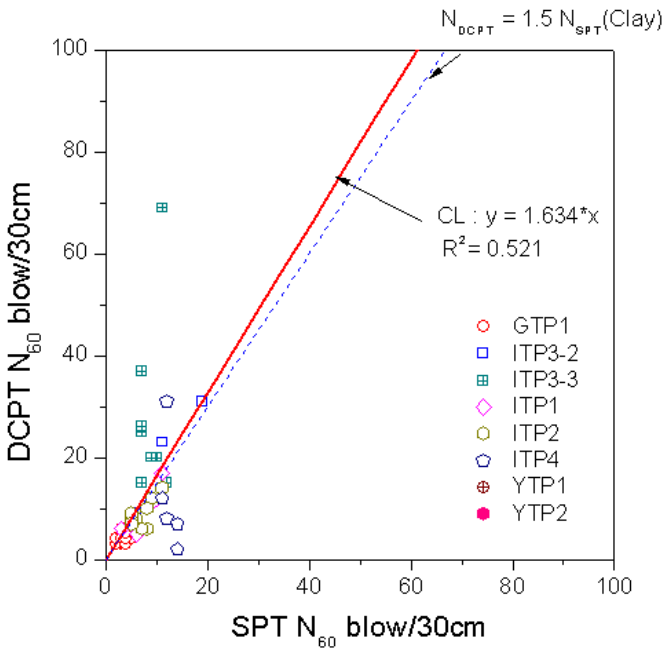
TxDOT에서는 식 (3.5.5.6)과 (3.3.4.7)에서와 같이 점성토와 사질토의 상관관계(DCPT $\propto$ SPT)를 각각 1.5와 2.0의 비례관계를 제시하였으나, 국내 3개소의 현장(가덕대교, 인천접속도로, 여수우회도로)에서의 DCPT와 SPT 결과로는 다음과 같은 상관관계를 확인하였다.

$$\text{DCPT } N_{60} = 1.634 \times \text{SPT } N_{60}\ (\text{점성토}) \tag{3.5.5.8}$$

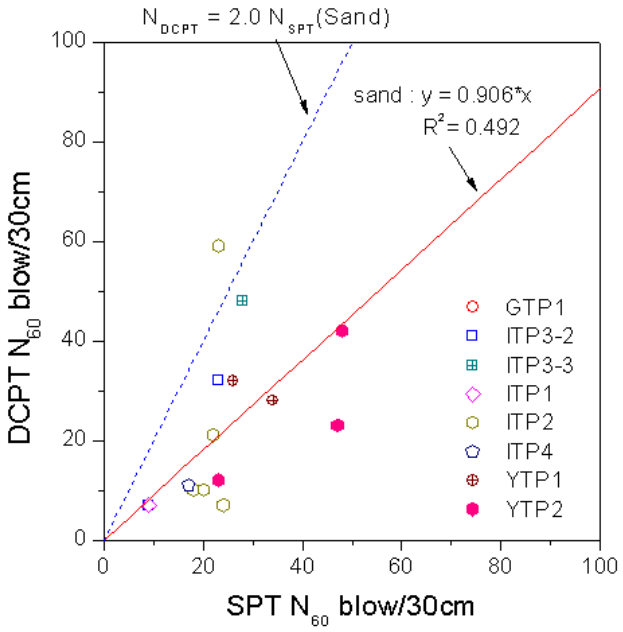
$$\text{DCPT } N_{60} = 0.906 \times \text{SPT } N_{60}\ (\text{사질토}) \tag{3.5.5.9}$$

풍화대에서 측정된 DCPTR(DCPT의 100회 타격 시 관입량)와 SPTR(SPT의 100회 타격 시 관입량)의 상관관계는 다음과 같이 나타났다.

$$\text{DCPTR} = 2.08+38.9(1-e^{-\text{DCPTR}/20.66})\ (\text{풍화대}) \tag{3.5.5.10}$$




(a) 점성토




(b) 사질토

그림 3.5.5.3 SPT N vs DCPT N

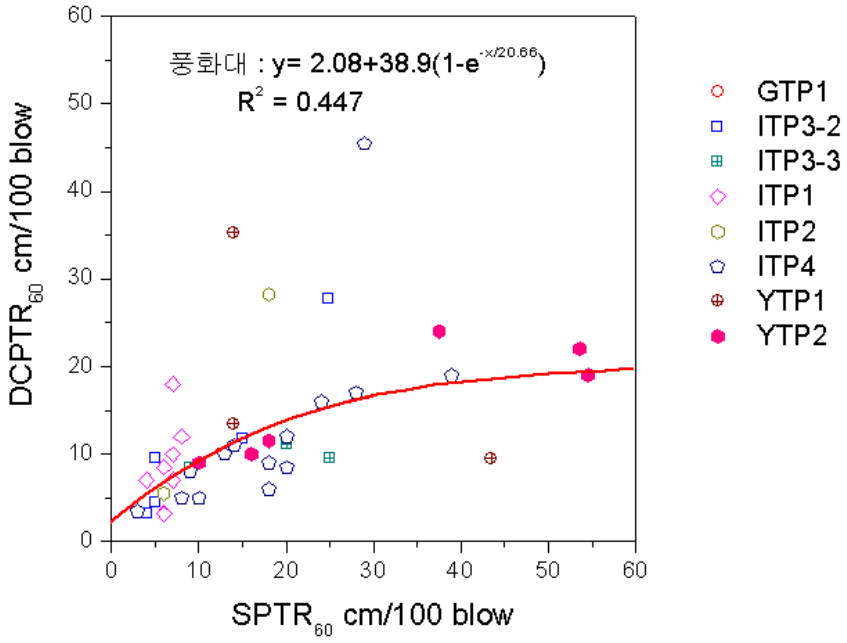



그림 3.5.5.4 100회 타격 시 SPTR vs DCPTR(풍화대)

N값 100이하의 지반 중 사질토에서는 SPT보다 DCPT의 관입성이 더욱 좋은 것으로 나타났다. 이것은 시추공의 굴착시 사용되는 물에 의해 사질토의 교란이 많이 발생한 것으로 판단된다. 반면, 사질토를 제외한 점토, 풍화토, 풍화암은 DCPT 보다 SPT가 관입성이 좋은 것으로 나타났다.

### 라. DCPT vs 지반특성치와의 상관관계

가덕대교 지반조사보고서(부산광역시, 2004)와 인천대교 접속도로에서 수행한 지반조사 결과중 단위중량(습윤 및 건조), 비중, 컨시스턴시(액성한계, 소성한계, 소성지수), 함수비를 DCPT결과와 비교하여 그림 3.5.5.5와 3.5.5.6에 각각 나타내었다.

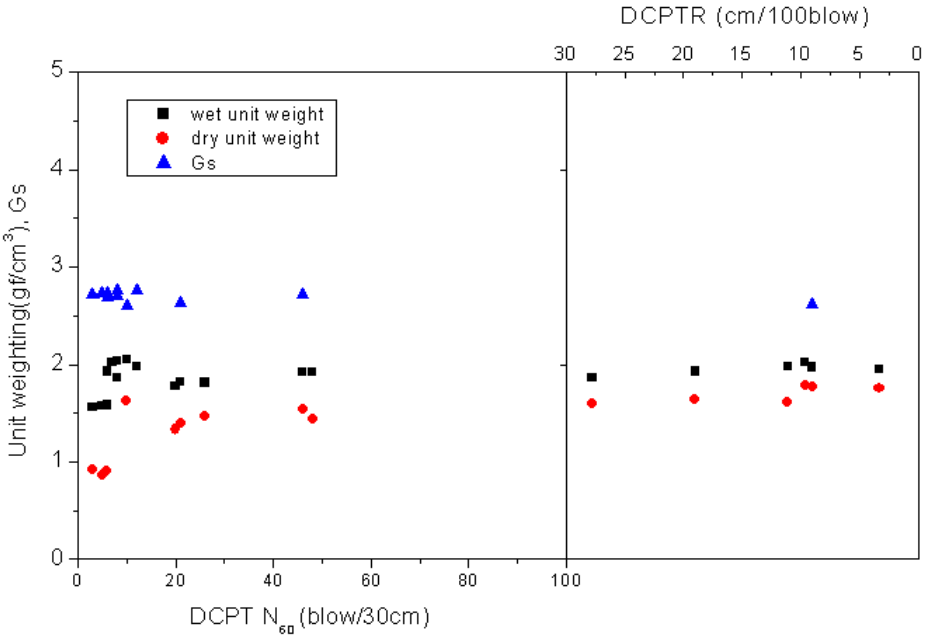



그림 3.5.5.5 DCPT와 단위중량(습윤, 건조), 비중

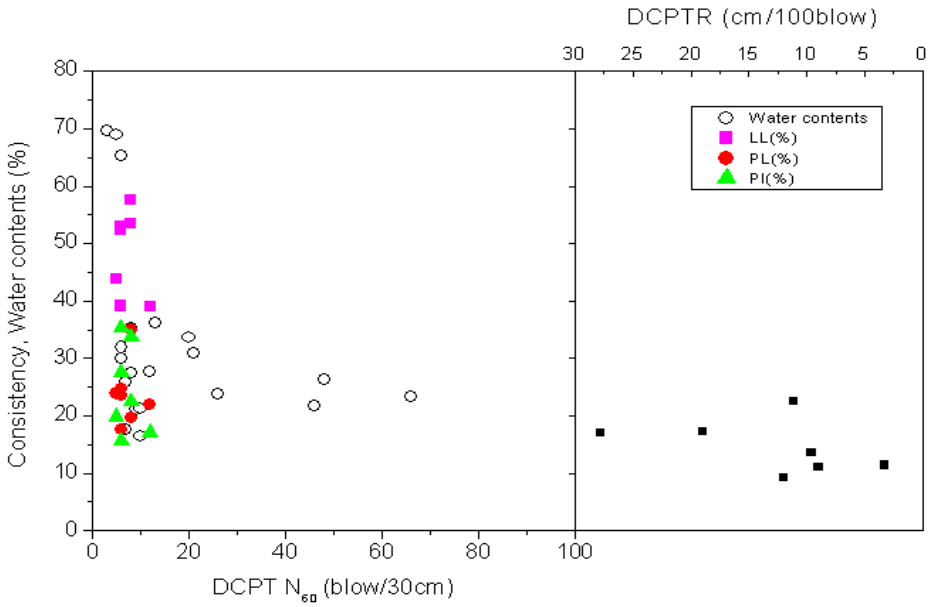



그림 3.5.5.6 DCPT와 컨시스턴시, 함수비

### 마. 지층 vs DCPT

본 과제의 시험현장에서 수행된 현장의 지층분포는 상부 매립층, 점토층, 모래층, 풍화토, 풍화암, 연암으로 분포하였다. 이들 대표적인 지층분포에 따른 DCPT의 범위를 확인하여 그림 3.5.5.7에 나타내었다.

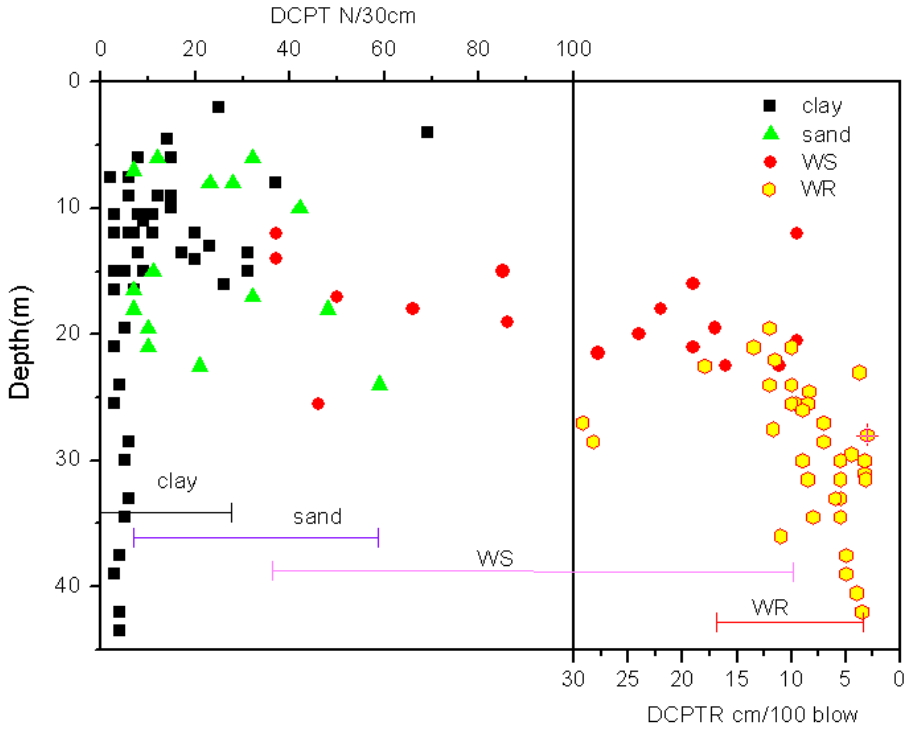



그림 3.5.5.7 지층별 DCPT의 범위

그림 3.4.5.7에서 지층별 DCPT N 및 DCPTR의 범위를 구분하고자 하였으나, 분석결과 점토층과 사질토층, 사질토층과 풍화토층, 그리과 풍화토층과 풍화암층이 중복되어 명확하게 범위를 정의하기는 어려웠으나, 그림 3.5.5.7에 나타난 결과를 통하여 아래와 같이 지층별로 DCPT의 범의를 나타내었다.

① 점토층 : 2/30 ~ 31/30
② 사질토층 : 7/30 ~ 50/30
③ 풍화토 : 37/30 ~ 100/9.5
④ 풍화암 : 100/18 ~ 100/3

### 바. PMT vs DCPT

현장사운딩 시험중 공내지하시험에서 얻어진 탄성계수와 DCPT $N_{60}$ 그리고 DCPTR과의 상관관계를 그림 3.5.5.8와 3.5.5.9에 각각 나타내었다.

30cm관입시 타격횟수와 공내재하시험의 탄성계수와의 관계는 다음과 같다.

$$E_{S\ PMT} = 14.099 \times \text{DCPT } N_{60} \text{ (점성토)} \quad (3.5.5.12)$$

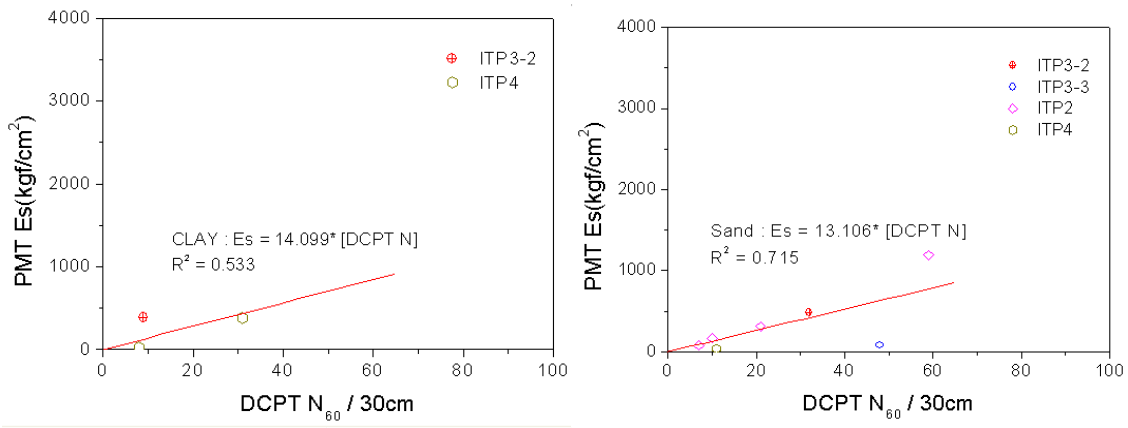
$$E_{S\ PMT} = 13.106 \times \text{DCPT } N_{60} \text{ (사질토)} \quad (3.5.5.13)$$

풍화토의 경우 식 (3.5.5.14)와 같이 관입량이 증가할수록 탄성계수의 값이 증가하는 것으로 나타났다. 이것은 ITP3-2의 시추공에서 수행된 PMT가 굴착공이 이완되어 과소평가되어 나타난 것으로 판단된다.

풍화암에서 측정된 DCPTR(DCPT의 100회 타격 시 관입량)와 공내재하시험의 탄성계수(Es)의 상관관계는 지수함수의 관계를 나타내었으나, 상관성은 상당히 낮은 것으로 나타났다.

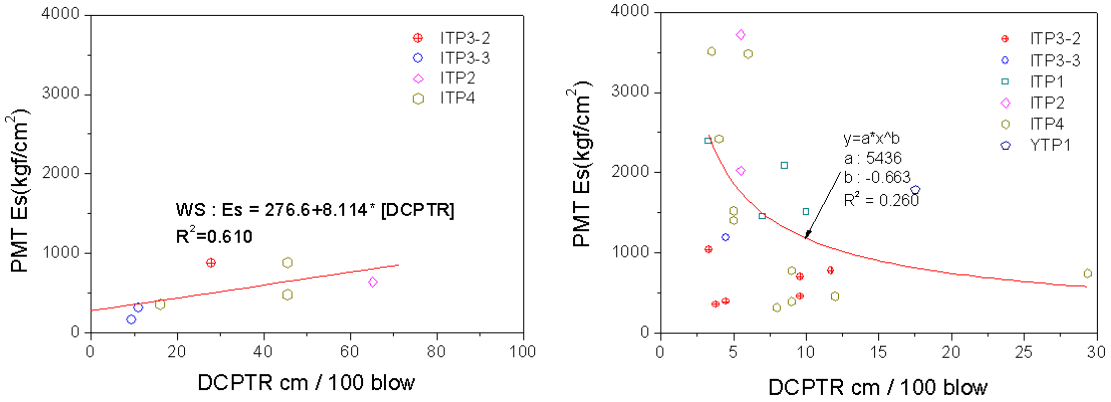
$$E_{S\ PMT} = 8.33900 \times N_{DCPT} \text{ (풍화토)} \quad (3.5.5.14)$$

$$E_{S\ PMT} = 5436 \times (\text{DCPTR})^{-0.663} \text{ (풍화암)} \quad (3.5.5.16)$$




(a) 점성토 (b) 사질토

그림 3.5.5.8 PMT와 DCPT $N_{60}$




(a) 풍화토 (b) 풍화암

그림 3.5.5.9 PMT $E_s$ 와 DCPTR

### 사. CPT vs DCPT

일반적으로 표준관입시험 N치가 10 이상의 지반에서는 정적콘관입시험을 수행하지 못하는 것이 일반적이어서 인천접속도로 현장 및 여수우회도로 현장에서의 정적콘관입시험을 수행하지 못하였으며, 초연약지반을 포함한 가덕대교 현장에서만 수행되었다.

가덕대교 현장에서 수행된 정적콘관입시험(CPT)와 DCPT시험의 결과를 비교하였다.

그림 3.5.5.10에는 CPT의 선단저항력과 주면마찰저항력 그리고 내부마찰각을 각각 심도별 DCPT결과와 같이 나타내었으며, 그림 3.5.5.11에서는 CPT의 결과와 DCPT $N_{60}$의 관계를 분석하였다.

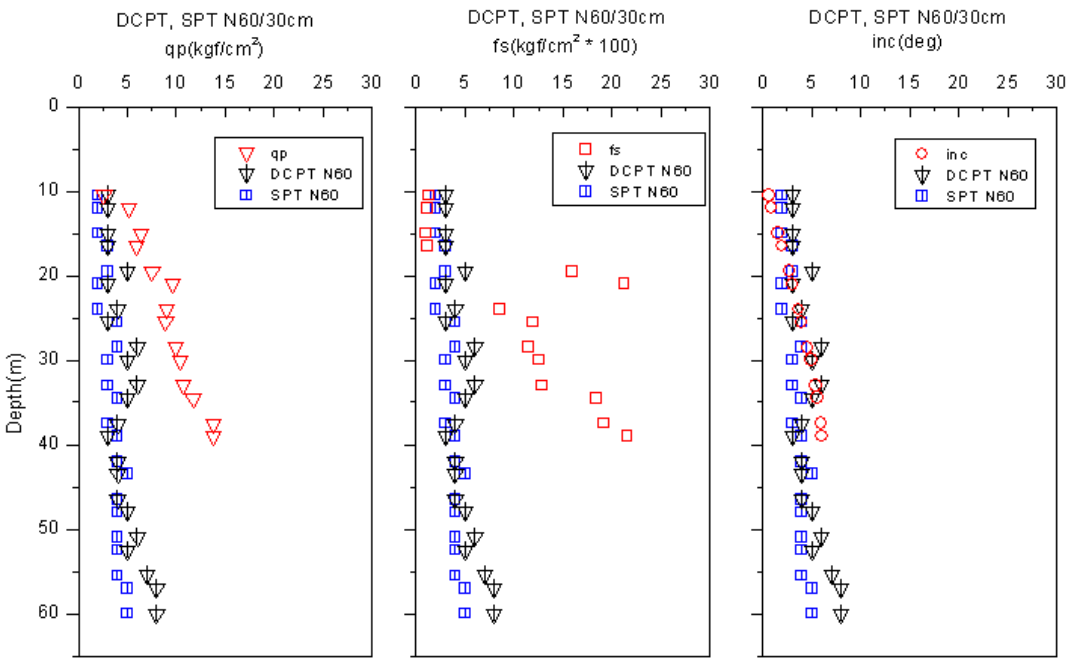
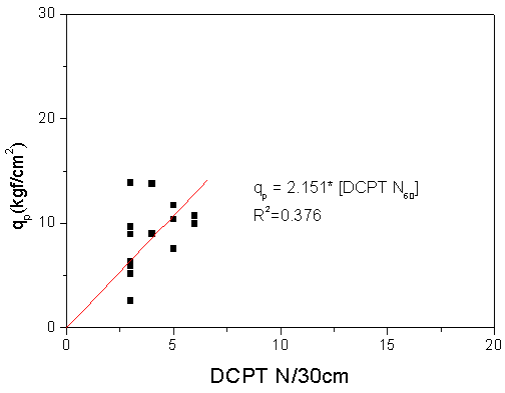
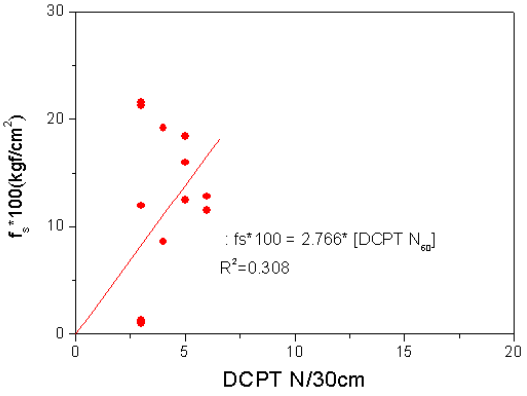


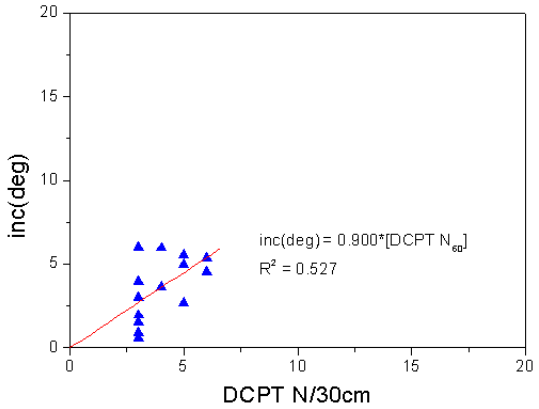

그림 3.5.5.10 심도별 CPT 결과 및 DCPT결과 비교




(a) 선단저항력




(b) 주면마찰저항력



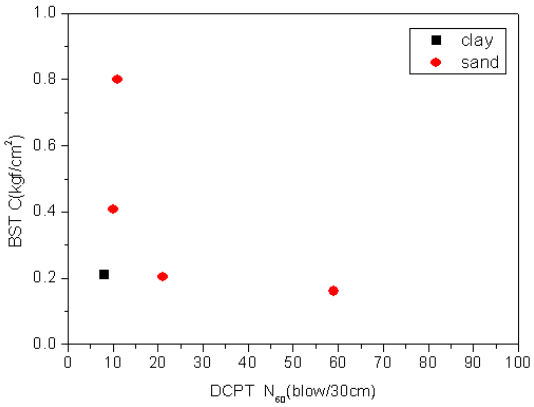

(c) 내부마찰각

그림 3.5.5.11 CPT 와 DCPT의 상관관계

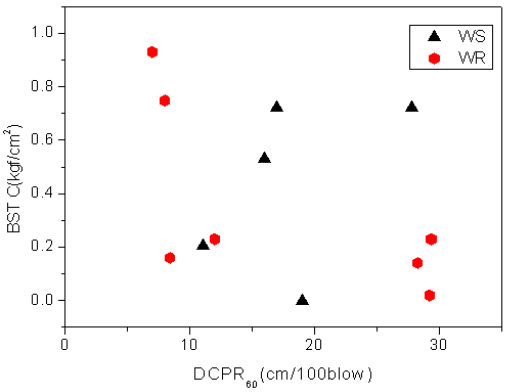
그림 3.5.5.11에서와 같이 CPT(선단저항력, 주면마찰저항력, 내부마찰각)와 DCPT의 상관성이 낮게 나타났다.

### 아. BST vs DCPT

공내전단시험(점착력(c), 내부마찰각(inc.))과 DCPT의 결과와의 상관관계를 그림 3.5.5.12 ~ 3.5.5.15에서 분석하였으나, DCPT $N_{60}$, DCPTR의 상관관계가 명확히 나타나지 않았다.

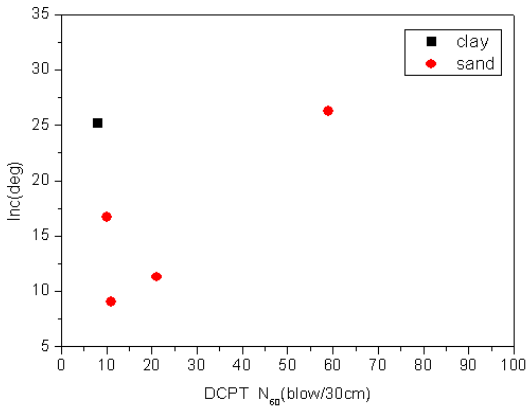



(a) 점착력과 DCPT $N_{60}$

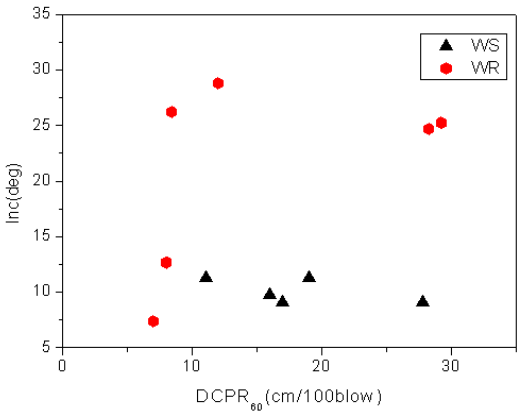



(b)점착력과 DCPTR

그림 3.5.5.12 BST의 점착력과 DCPT의 상관관계




(a) 내부마찰각과 DCPT $N_{60}$

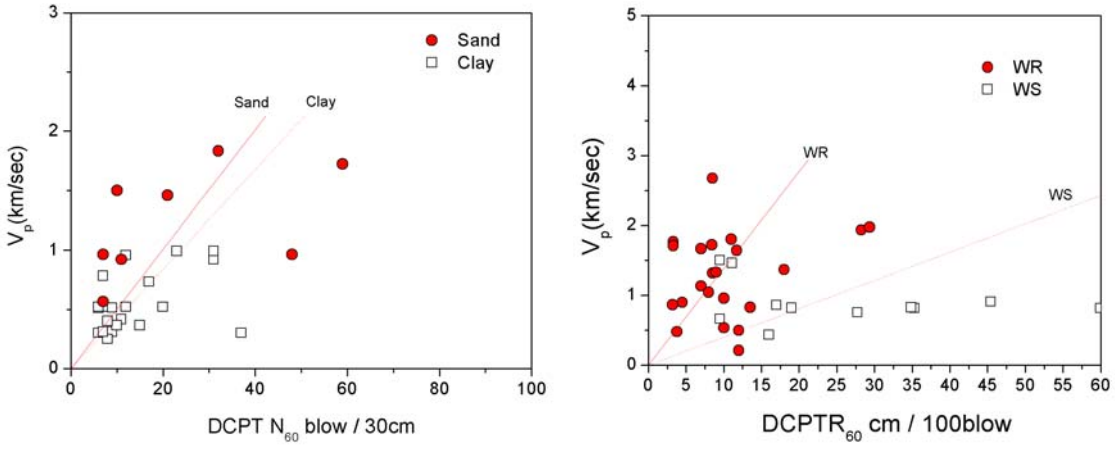



(b) 내부마찰각과 DCPTR

그림 3.5.5.13 BST의 내부마찰각과 DCPT의 상관관계

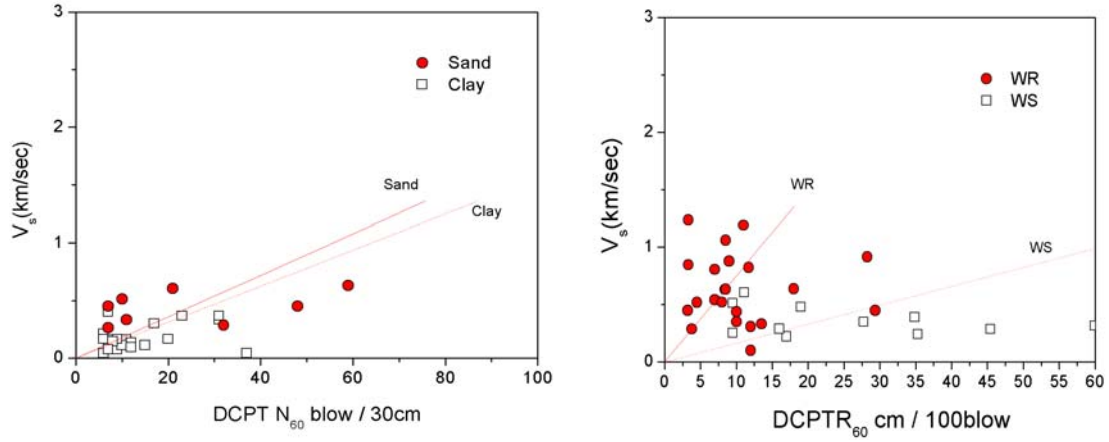
### 자. 하향식 탄성파탐사 결과 vs DCPT

하향식 탄성파탐사에서 얻어지는 데이터 중에서 P파의 속도, S파의 속도, 강성율($G_s$), 동탄성계수($E_d$)의 결과를 DCPT 결과와 비교하였다(그림 3.5.5.14~3.5.5.16).



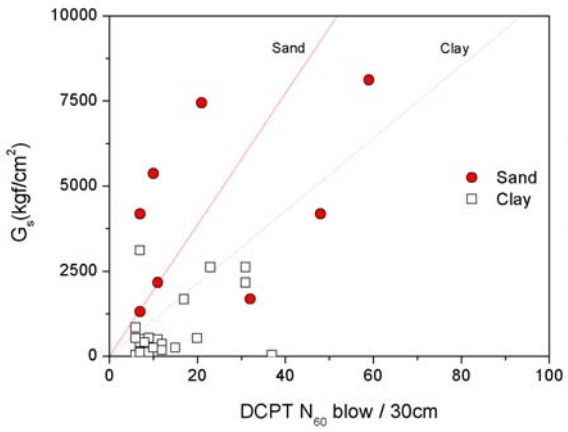

(a) $V_p$ vs DCPT-N (b) $V_p$ vs DCPTR

그림 3.5.5.15 하향식 탄성파탐사의 P파의 속도와 DCPT의 상관관계

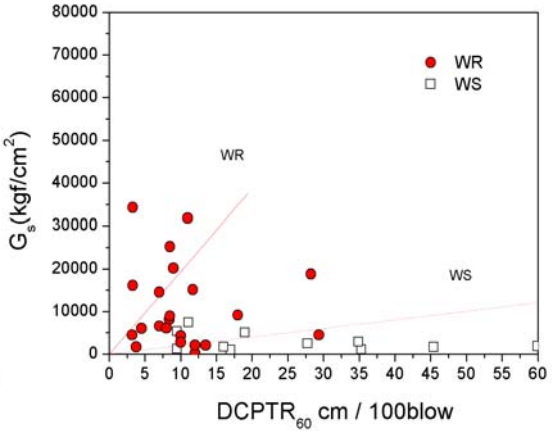



(a) $V_s$ vs DCPT-N (b) $V_s$ vs DCPTR

그림 3.5.5.16 하향식 탄성파탐사의 S파의 속도와 DCPT의 상관관계

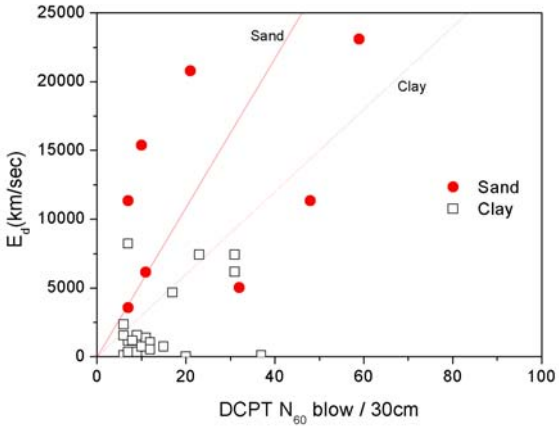



(a) $G_s$ vs DCPT-N

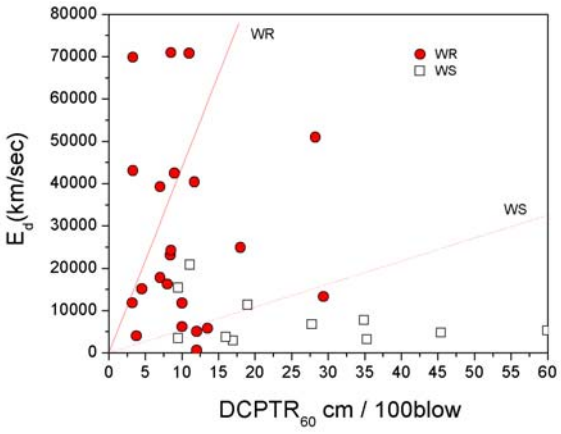



(b) $G_s$ vs DCPTR

그림 3.5.5.17 하향식 탄성파탐사의 강성율($G_s$)와 DCPT의 상관관계




(a) $E_d$ vs DCPT-N




(b) $E_d$ vs DCPTR

그림 3.5.5.18 하향식 탄성파탐사의 동탄성계수(Ed)와 DCPT의 상관관계

**차. 콘 각도에 따른 분석**

현행 TxDOT에서는 콘의 각도를 60°로 제시하였으나, 단단한 지반에서의 관입량을 늘려 지반의 분류 또는 구분을 세밀히 하였다. 이를 위해 콘의 각도를 변경함으로서 관입량을 증가시킬 수 있을 것이라고 판단하여 타격콘의 각도를 변경하여 DCPT를 수행하였다.

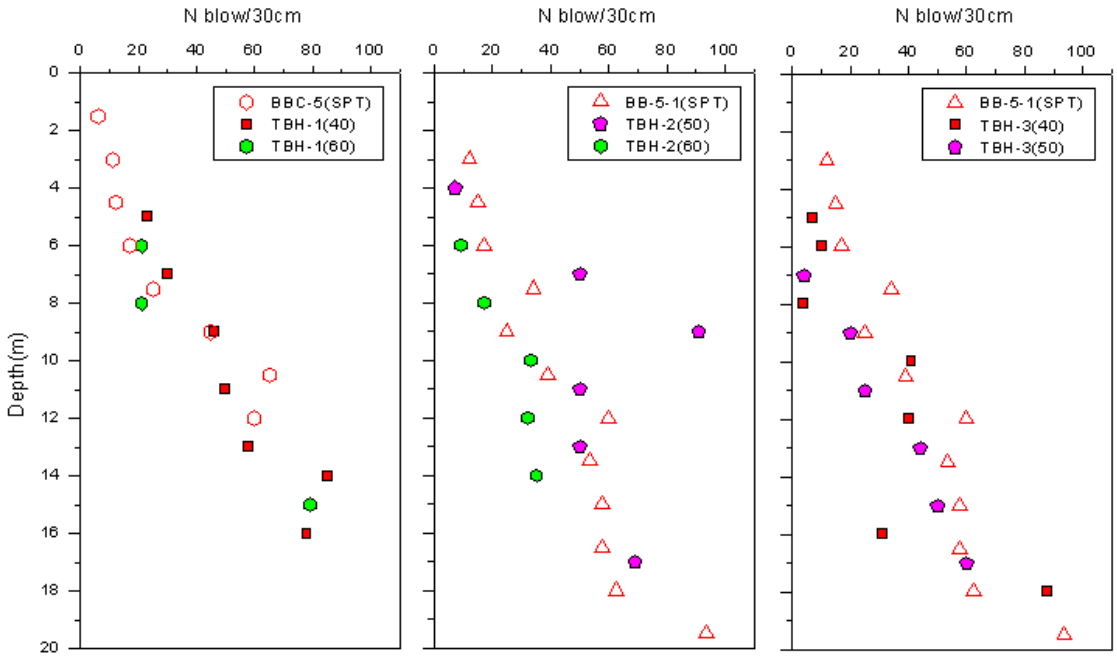
콘의 각도를 40, 50 60°로 변경하여 여수우회도로 현장에서 시험말뚝시공과 함께 수행하였다.

동일 현장에서 3개의 시추공 TBH-1(40° & 60°), TBH-2(50° & 60°),

TBH-3(40° & 50°)에서 DCPT시험을 1m간격으로 콘의 각도를 달리하여 시험을 수행하였다.

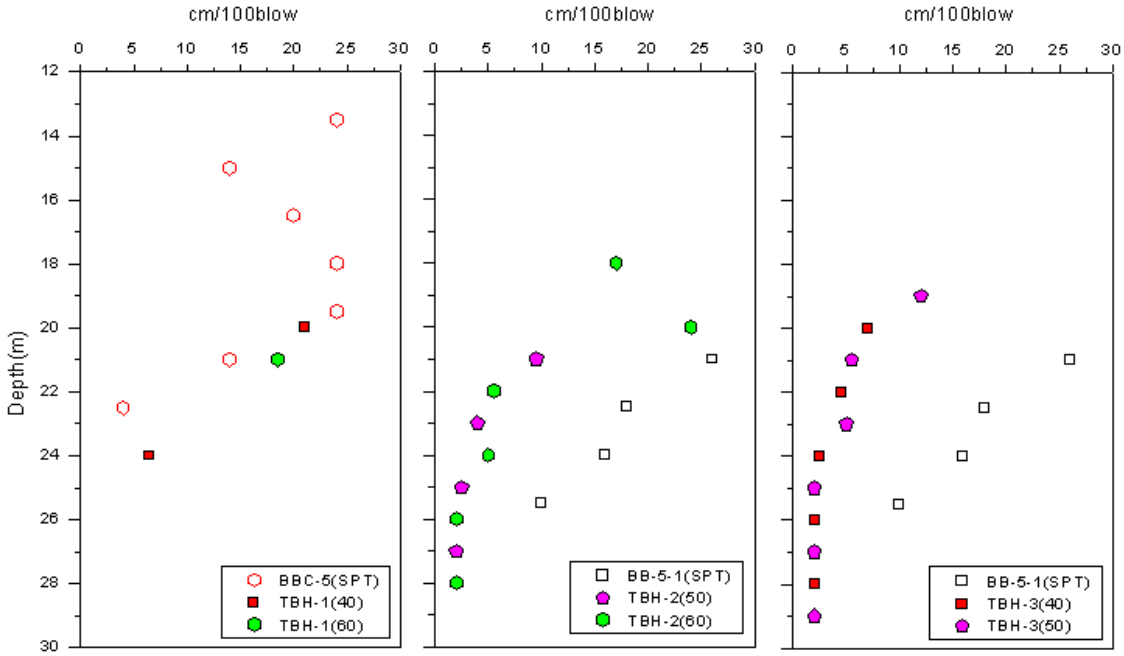
3개의 시추공에 대한 DCPT의 시험결과를 그림 3.5.5.19과 3.5.5.20에 나타내었다.

그림 3.5.5.19 (a), (b), (c)에서 콘의 각도별 타격횟수 ($N_{DCPT}$)의 함수 관계가 명확하게 나타나지 았으며, 그림 3.5.5.20 (a), (b), (c)에서 콘의 각도별 DCPTR의 경우 (b) 콘각도 50°와 60°, (c) 콘각도 40°와 50°에서 콘의 각도가 10° 변화할 때, 동일타격에너지에서 인접한 시험깊이에서 측정된 관입량의 차이가 거의 나타나지 않았으나, (a) 40°와 60°에서는 40° 콘에서 관입량이 더 크게 나타났다.




(a) 콘 각도 40° , 60°　　(b) 콘 각도 50° , 60°　　(c) 콘 각도 40° , 50°

그림 3.5.5.19 심도별 콘의 각도에 따른 타격횟수(DCPT N)




(a) 콘 각도 40° , 60°　　(b) 콘 각도 50° , 60°　　(c) 콘 각도 40° , 50°

그림 3.5.5.20 심도별 콘의 각도에 따른 100회타격시 관입량(DCPTR)

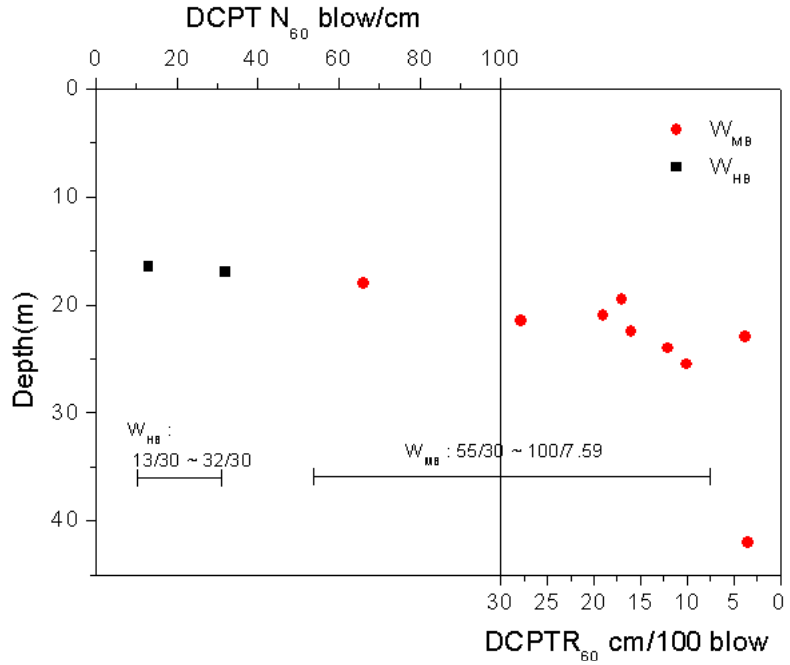
### 카. 풍화대 분류 vs DCPT

본 연구과제에서 제시한 호상편마암과 화강편마암의 풍화대 등급별 DCPT의 분포를 확인하기 위하여 그림 3.5.5.21에 심도별 DCPT $N_{60}$과 DCPTR을 풍화등급별로 나타내었다.

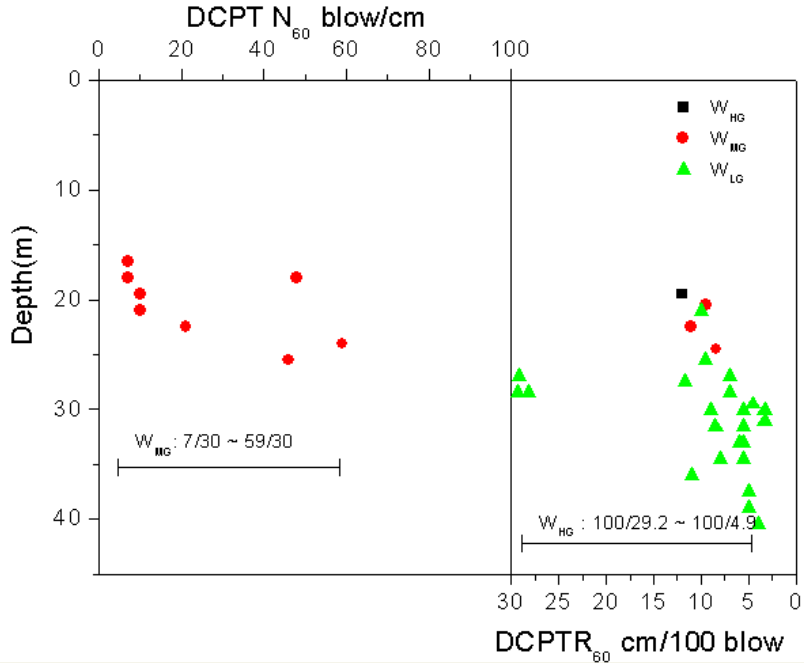
호상편마암의 경우에서 중간정도의 풍화도에서 DCPT $N_{60}$이 13/30~32/30의 범위에 분포하며, 풍화정도가 낮은 경우 DCPT의 범위는 55/30 ~ 100/7.59의 범위를 나타내었다.

화강편마암의 경우에서 중간정도의 풍화도는 DCPT의 범위가 7/30~59/30으로 나타나며, 풍화정도가 낮은 경우 100/29.2 ~ 100/4.9의 범위를 나타내었다.

본 연구에서 제시한 공학적 풍화도($W_L$, $W_M$, $W_H$)의 경우 암종에 따라 DCPT의 분포가 다르게 나타났다. 따라서, DCPT를 이용한 공학적 풍화도를 구분하기는 어려울 것으로 판단된다.




(a) 호상편마암의 풍화도와 DCPT의 분포




(b) 화강편마암의 풍화도와 DCPT의 분포

그림 3.5.5.21 풍화대 등급별 및 DCPTR

# 제 6 절 장대 현장타설말뚝의 시공기술 및 품질검사 기술 개발

## 1. 국내 현장타설말뚝의 시공기술 및 문제점

### 가. 국내 현장타설말뚝의 시공기술

대구경 현장타설콘크리트말뚝의 시공법은 어쓰드릴공법, 올케이싱공법과 R.C.D.공법이 적용된다. 그러나, 장대 대구경 현장타설콘크리트말뚝의 시공 시 올케이싱공법을 기본적으로 사용하며 이들 공법을 혼용한다. 즉, 상부 토사층 및 연약한 풍화암층은 올케이싱공법을 이용하여 공벽을 유지하며 해머그랩(Hammer Grab) 또는 어스드릴(Earth Drill)로 토사를 굴착하고 단단한 풍화암 및 연암은 RCD공법으로 RCD 장비를 투입하여 굴착하고 있다.

위의 대표적인 3가지 공법(베노토 공법, RCD공법, 어스드릴공법)을 비교하여 표 3.6.1.1에 요약하였다.

표 3.6.1.1 대구경 현장타설콘크리트 말뚝의 시공법 비교

| 시공법 | | 올케이싱공법 | RCD | Earth Drill |
|---|---|---|---|---|
| 직경 (㎜) | 범위 | 600～2000 | 600～2000 | 600～2000 |
| | 실용 | 2000～1500 | 1000～1500 | 1000～1500 |
| 길이 (m) | 최대 | 60～1000<br>50～1500<br>35～2000 | 100～1000<br>80～2000<br>50～3000 | 40～1000<br>25～1500 |
| | 실용 | 25-35 | 30-50 | 15-25 |
| 토질 조건 | 점토 및 실트 | 가 능 | 가 능 | 가 능 |
| | 모래 | 가 능 | 가 능 | 곤란<br>(안정액 사용시 가능) |
| | 사력 및 호박돌 | 가능 | 보통-곤란(입경이 Suction Pipe 내경의 70이하면 가능) | 곤란<br>(안정액 사용시 가능) |
| | 전석층 | 보통<br>(Chisel병행) | 곤 란 | 곤 란 |
| | 풍화대<br>연 암 | 보통<br>(Chisel병행)<br>다소곤란<br>(Chisel병행) | 가 능<br>다소곤란<br>(Chisel병행) | 보 통<br>곤 란 |
| 경사말뚝 | | 가능(Hammer Grab 사용시는 가능) | 불가(Drill Rod 사용시 가능) | 불가(Casing 사용시 가능) |
| 굴착방식 | | Hammer Grab | Rotary Bit | 회전식Bucket |
| 공벽보호 | | Casing Tube | 정수압 0.2㎏/㎠Slurry | 안 정 액 |
| 시공상의 문제점 | 첨단지반 이완 | 거의 없음 | 보 통 | 보 통 |
| | 주변지반 이완 | 거의 없음 | 보 통 | 보 통 |
| | 공벽붕괴 | 없음 | 붕괴위험 다소 있음 | 붕괴위험성이 많음 |
| | Boiling대책 | 공내수위유지 필요 | 없음 | 공내수위유지 필요 |
| | 300m정도의 전석처리 | 비교적 용이 | 특별처리 필요 | 특별처리 필요 |
| | 연암의 굴착 | 수10cm정도는 가능 | 특수Bit사용 | 불 가 |
| | 산소결핍 또는 유독가스 | Dry로 할 시는 문제 있음 | 없음 | Dry로 할 시는 문제 있음 |
| | Slime처리 | 시간을 두고 처리가능 | 굴착기로 사용가능 | 시간이 걸리면 면역효과 |
| | 이수처리 | 없 음 | 다 량 | 다 량 |
| | 주변지반 영향 | 작 음 | 작 음 | 문제점이 간혹 있음 |
| | 수상시공 | 곤 란 | 가 능 | 다소곤란 |
| | 피압수가 있는 경우 | 굴착가능 | 다소곤란 | 다소곤란 |

## 나. 현장타설말뚝 시공 시 문제점

(1) 일반적인 현장타설 말뚝의 시공 시 문제점 및 조치방법

| 구 분 | 문 제 점 | 조 치 방 법 |
|---|---|---|
| 말뚝선단지반의 연약 성향 | 지지층 지반이 받고 있었던 지중응력이 굴착에 의해 개방되고 공법별 굴착방법에 따라 말뚝 선단지반이 연약해지려는 경향이 있음.<br>■ 올케이싱 : 요동, 충격<br>■ R.C.D.: 회전, 흡입<br>■ 어쓰 드릴 : 회전, 흡입 | 말뚝 선단부 시공 시 충격을 최소화하고 흡입력이 발생되지 않도록 천천히 굴착기를 들어 올리도록 함.<br>(연암층 이상의 지층에서는 문제되지 않을 것으로 판단됨) |
| 말뚝 주변의 연약 성향 | 느슨한 모래지반에서의 간극수압상승과 유효응력의 저하, 상부 연약지층에서 케이싱 설치 심도, 지하수위가 문제됨. | ■ 올케이싱에서는 케이싱 선굴진과 후굴착<br>■ 공내 지하수위 유지와 충격 및 진동 최소화<br>■ RCD 및 어쓰 드릴에서는 가능한 상부 케이싱을 깊게 설치하고 흡입력을 최소화 |
| 수직도 | 장심도의 말뚝의 굴착 시 저면부 수직도 오차 현상이 발생됨. | 코덴시험(Koden Test) 등으로 수직도 확인이 가능하나 오차 발생 시 대체 방안은 케이싱 재조정해야 함. |
| 공기지연 | ■ 굴착심도가 깊어 주면 마찰력 증대로 작업공기가 지연됨<br>■ 속채움 콘크리트 타설 시 내부속채움재와 외부 마찰력으로 인해 케이싱 인발에 어려움이 따름 | ■ 부마찰력을 줄이기 위해 최대한 케이싱 압입, 인발을 반복해서 작업해야 함.<br>■ 케이싱을 최대한 회전 시키며 마찰력을 줄임. |
| 공 벽 붕 괴 | 올 케이싱에서는 케이싱 선굴진으로 공벽붕괴를 방지시킬 수 있으며 RCD 또는 어쓰 드릴에서 무케이싱에 따른 공벽이 붕괴될 우려가 있음. | ■ 정수압 및 안정액의 수두 유지<br>■ 투수도가 큰 지반이 존재할 경우 선그라우팅 또는 슬러리 안정액 사용<br>■ 보일링 또는 피압수가 있을 경우 공내 수위로 조정<br>■ 철근가공 조립과 삽입시 수직정도 유지 |
| 콘크리트 재료분리 방지 | ■ 슬럼프가 제규정에 맞지 않을 경우 트레미관을 들었거나 연속타설이 되지 않을 경우 트레미 관 연결부 누수 초기타설되는 콘크리트의 재료분리<br>■ 장심도 콘크리트 타설에 의해 재료분리로 인한 말뚝 품질 저하 우려가 따름 | ■ 슬럼프 유지 (18cm± 2cm)<br>■ 트레미관은 콘크리트속에 2.0m이상 묻힌 상태에서 계속 타설 (필요시 혼화재 사용)<br>■ 트레미관 연결 시 완전하게 조이고 연결부에 고무링 등을 설치하여 누수 방지<br>■ 수중 콘크리트 타설 시방서 준수<br>■ 재료분리 시 말뚝의 중앙을 천공하여 그라우팅한 후 건전도시험을 실시하고 보고함 |
| 콘크리트 경화 | ■ 장기간의 타설시간으로 인한 선단부 초기 콘크리트 경화 | ■ 초기타설분에 대하여 지연제 및 유동화제 사용 |
| 슬라임 제거 | ■ 선단지지력 저하<br>■ 콘크리트 타설 시 슬라임과 콘크리트 혼합 철근망을 밀어올림. | ■ 에어리프팅(Air lifting) 또는 석션펌프(Suction pump) 등의 방식으로 제거<br>■ 안정액 사용 시는 비중, 모래 함량, 점성 등이 제규정내에 들도록 함. |
| 콘크리트 타설시 철근이 함께 | ■ 수직정도가 불량할 경우<br>■ 철근망 조립 및 연결이 불량할 경우<br>■ 스페이스(SPACER)가 잘못 설치되었을 경우 | ■ 굴착 및 철근망이 수직정도 유지<br>■ 스페이스를 바른 치수로 설치<br>■ 슬라임 충분히 제거<br>■ 콘크리트 타설 힘에 의한 철근망이 뜰 경우에 |

| 구 분 | 문 제 점 | 조 치 방 법 |
|---|---|---|
| 올라오는 문제 | ■ 슬라임이 많이 퇴적되었을 경우<br>■ 철근망이 가벼워 콘크리트 타설 시 밀어 올리는 힘에 의할 경우<br>■ 슬럼프가 맞지 않고 응결이 시작되어 케이싱 인발과 동시에 상승하는 경우 | 는 철근망 하부에 철판 설치<br>■ 슬럼프 유지 및 혼화제 사용 |
| 보일링 현상 및 케이싱 매몰 | 모래층 등의 투수성 지반굴착 시 케이싱내의 수두가 원지반보다도 낮을 경우 케이싱 하부에서 보일링이 발생되고, 요동압입에 따른 케이싱 주변에 물다짐으로 인한 케이싱이 매몰 | ■ 케이싱 내 공내수위 유지<br>■ 세사층의 층후가 클 경우 올 케이싱 공법선정에 유의 |

(2) 현장타설말뚝의 시공 시 하자사례 분석

(가) 정확한 시공위치 설정 오차에 의한 하자

| 원 인 | 사 전 검 토 사 항 | 조 치 방 법 |
|---|---|---|
| ■ 측량잘못으로 인한 오차<br>■ 케이싱 설치를 위한 장비의 정위치에 설치되지 못한 경우 | ■ 정확한 측량과 필요 시 시공위치 주변에 참조말뚝을 설치하여 시공 중 재검사<br>■ 장비 및 케이싱 설치 후 재검사<br>■ 수상공사 시 사전에 가설 잭 (Jacket) 설치 | ■ 허용범위를 초과할 경우 재시공<br>■ 콘크리트 타설 후 문제 발견 시 추가시공 요함 |

(나) 케이싱 매몰 (올 케이싱 공법)

| 원 인 | 사 전 검 토 사 항 | 조 치 방 법 |
|---|---|---|
| ■ 케이싱 결합 상태 불량<br>■ 케이싱 결합 연결 불완전<br>■ 내외부 변형된 케이싱 사용<br>■ 세사층에서 공내수위 유지가 안될 경우 잼 현상<br>■ 장비용량 부족<br>■ 케이싱 인발 지연<br>■ 콘크리트 슬럼프 규격 미달 | ■ 케이싱 결합부 유격 유무 검사<br>■ 케이싱 슈(Shoe) 및 케이싱 상태파악<br>■ 세사층이 깊을 경우 공내수위 유지<br>■ 시공구경, 심도, 지층조건을 고려하여 충분한 용량의 장비 사용<br>■ 콘크리트 품질 검사 및 타설 심도에 따라 즉시 케이싱인발 | ■ 굴착전 :<br>케이싱 절단 시 케이싱 내부 용접후 공내 되메우기 (Backfilling) 후 케이싱 인발 재시공<br>■ 콘크리트 타설중 :<br>작업중지 및 철근, 레미콘 제거 후 재시공 케이싱 매몰처리 |

(다) 굴착 시 공벽붕괴

| 원 인 | 사 전 검 토 사 항 | 조 치 방 법 |
|---|---|---|
| ■ 정수압 및 안정액의 수위 유지가 되지 않아 공벽붕괴<br>■ 굴착장비의 회전, 충격, 흡입 등에 따른 붕괴<br>■ 수직도 불량에 따른 철근망 근입 시 공벽붕괴 | ■ 사전 지질조사에 의한 안정액 관리 철저 및 선 그라우팅 실시<br>■ 지반의 특성을 파악하여 굴착기 선정과 시공 중 붕괴요소를 최소화<br>■ 가능한 케이싱 설치심도를 깊게 함 | ■ 굴착 중 붕괴 :<br>붕괴원인을 파악하고 수위유지가 곤란할 경우 그라우팅 및 마른 콘크리트 타설 후 재굴착<br>■ 콘크리트 타설 중, 후 :<br>콘크리트 타설 보고서와 건전도 시험결과 불량 콘크리트 발생 시 재시공 |

(라) 수직도 불량

| 원 인 | 사 전 검 토 사 항 | 조 치 방 법 |
|---|---|---|
| ■ 케이싱 설치초기에 장비 설치 위치의 지반조건이 불량할 경우<br>■ 케이싱 결합 상태불량<br>■ 켈리(Kelly bar) 또는 드릴로드파이프(Drill rod pipe)의 상태불량 | ■ 장비 설치위치의 평탄 작업<br>■ 초기 케이싱 설치 시 수직도 관리 철저<br>■ 굴착에 따른 각종 기자재 상태 파악 | 시공 중 허용범위를 초과할 경우 공내를 되메우기한 후 케이싱 인발과 재시공 |

(마) 콘크리트 타설 시 철근망 부상

| 원 인 | 사 전 검 토 사 항 | 조 치 방 법 |
|---|---|---|
| ■ 철근망 중량이 크지 않고 급속히 콘크리트 타설할 경우 슬라임 미제거로 인한 부상<br>■ 케이싱 인발 시 수직도 불량으로 인한 경우<br>■ 철근망 연결 근입 시 수직이 유지 안될 경우 | ■ 슬라임 제거 철저 및 철근망 하부에 철판 또는 격자형 철근 부착<br>■ 수직도 관리 유의<br>■ 철근망 연결 시 수직유의 | 철근망 부상 시 작업중지 및 철근, 레미콘 제거 후 재시공 |

(바) 콘크리트 타설 시 재료분리

| 원 인 | 사 전 검 토 사 항 | 조 치 방 법 |
|---|---|---|
| ■ 트레미관 결합 상태 불량 (누수)<br>■ 수중 콘크리트 타설 시방서 미준수<br>■ 트레미관를 콘크리트속에 2.0m이상 묻힌 상태가 유지되지 않고 들렸을 경우<br>■ 케이싱 인발을 콘크리트 타설 레벨 상단까지 할 경우<br>■ 슬라임 미제거<br>■ 콘크리트 슬럼프 불량 | ■ 트레미관 결합 상태파악 및 관리철저 (누수방지)<br>■ 수중 콘크리트 타설 시방서 준수<br>■ 콘크리트 타설 레벨과 트레미 파이프 및 케이싱 레벨 관리 철저<br>■ 슬라임 제거철저<br>■ 콘크리트 상태파악 | ■ 시공중 문제발생 시 : 응력재 제거 후 재시공<br>■ 건전도시험 결과 문제발생 시 : 발생부위 코아 채취, 보강 그라우팅 실시 (필요시 재하시험)<br>■ 보강을 하여도 결함부가 구조체로 문제될 경우 추가 파이프 시공 |

(사) 기타 하자 사례

■ 콘크리트 타설 상단 높이가 계획 두부정리 높이 보다 아래에 위치할 경우

– 굴착 시 선굴착 후 케이싱 삽입으로 인한 케이싱 배면지반의 여굴로 최종 케이싱 인발 시 콘크리트 타설 높이 아래로 처짐.

– 연약지반에서 콘크리트 타설 완료 후 자중에 의한 계획구경보다 커지는 경우

■ 지반판정의 오류로 인해 말뚝 심도가 기반암에 도달되지 못하는 경우

## 2. 장대 말뚝기초의 시공기술 개발

### 가. 장대 케이싱의 회수 기법 검토

(1) 케이싱 오실레터(Casing Oscillator)

국내에서 사용되는 현장타설콘크리트말뚝의 시공법은 올케이싱공법과 RCD 공법을 병행하고 있다. 토사지반을 굴착할 때에는 베노토공법을 이용하여 굴착하고, 풍화암 또는 연암은 RCD공법을 굴착하게 된다. 앞에서 베노토공법에 대하여 설명하였던 것과 같이 굴착 시 공벽의 붕괴를 막기 위해 케이싱을 압입한다. 이러한 베노토공법에서 케이싱을 압입과 인발하는데 사용되는 장비를 오실레이터(Ocillator)라고 하며 이 장비에 대한 대표적인 제원을 표 3.6.2.1에 나타내었다. 그림 3.6.2.1에 오실레이터 장비의 일반도를 나타내었다.

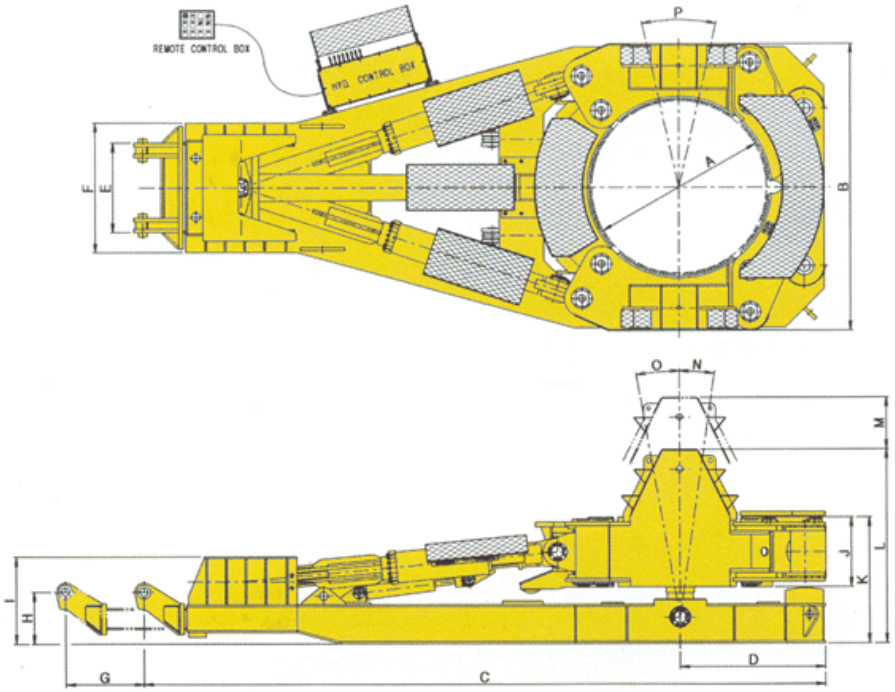



그림 3.6.2.1 케이싱 오실레이터(Casing Oscillator)의 일반도

표 3.6.2.1 케이싱 오실레이터(Casing Oscillator)의 제원표

| MARK | DESCRIPTION | UNIT | SPECIFICATION | | | | REMARKS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | BM-C150 | BM-C200 | BM-C250 | BM-C300 | |
| ⊟ Casing Oscillator | | | | | | | |
| A | Casing Diameter | mm | 1500 | 2000 | 2500 | 3000 | - |
| | Lifting Stroke | mm | 600 | 600 | 650 | 650 | - |
| | Lifting Force | ton | 243 | 314 | 581 | 726 | - |
| | Clamping Force | ton | 197 | 257 | 402 | 509 | - |
| | Rotation Angle | degree | 25 | 25 | 25 | 21 | - |
| | Torque | ton.m | 286 | 480 | 815 | 1016 | - |
| | Travel of Casing | mm | 327 | 436 | 546 | 550 | - |
| B | Width of Machine | mm | 2850 | 3200 | 4050 | 4500 | - |
| C | Length of Machine | mm | 7175 | 8100 | 8800 | 9140 | - |
| D | Min. Spacing | mm | 1610 | 1950 | 2250 | 2600 | - |
| E | Width of Cradle | mm | 770 | 770 | 1000 | 1400 | - |
| F | Width of Machine Excavator Side | mm | 1400 | 1400 | 1500 | 2000 | - |
| G | Cradle Path | mm | 1800 | 1800 | - | - | - |
| H | Axis Excavator Side | mm | 700 | 700 | 700 | 700 | - |
| I | Height of Machine Excavator Side | mm | 840 | 940 | 940 | 1165 | - |
| J | Height of Cradle Guide | mm | 650 | 700 | 700 | 800 | - |
| K | Height from Ground to Top of Cradle Guide | mm | 1200 | 1300 | 1450 | 2050 | - |
| L | Height | mm | 1970 | 2070 | 2580 | 2610 | - |
| - | Weight | ton | 20 | 27 | 46 | 53 | - |
| ⊟ Hydraulic Power Pack | | | | | | | |
| | Engine | hp/kW | 245/183 | 245/183 | 325/242 | 325/242 | - |
| | Pump Displacement | cc | 112*2 | 140*2 | 140*2 | 180*2 | - |
| | Hydraulic Oil Tank | liter | 800 | 800 | 1200 | 1200 | - |
| | Weight | ton | 6.5 | 6.6 | 7.5 | 7.5 | - |

(2) 장대 케이싱의 회수 방법

장대현장타설콘크리트말뚝의 시공 시 케이싱을 인발하기에 앞서 케이싱을 요동하게 된다. 이 때 케이싱을 요동하기 위한 회전력이 케이싱 전체를 구속하고 있는 지반의 전단력 보다 커야 할 것이다. 이때 케이싱이 회전하지 않는다면 케이싱의 회수가 어려워 질 것이다.

만약, 콘크리트타설 후 케이싱의 인발이 지연되고 콘크리트가 경화되어 버린다면 더욱더 케이싱의 회수는 어려워 질것이다. 본 절에서는 말뚝의 길이가 약 80m인 현장의 말뚝 시공사례와 콘크리트 타설 후 케이싱 인발이 지연되어 케이싱 회수에 어려움이 있었던 현장의 조치사례를 조사하였다.

(가) 장대현장타설콘크리트말뚝의 시공사례

그림 3.6.2.2에는 가덕대교 현장의 설계주상도와 시공주상도를 나타내었다. 그림 3.6.2.2에서와 같이 상부 토사층과 풍화토층이 약 78m로 나타났다. 이 현장에서 시공되는 말뚝의 직경은 2000mm이지만 오실레이터는 BM-3000(표 3.6.2.1 참조)을 선정하였다. 시공말뚝의 제원에 맞는 BM-2000을 선정하게 되면 최대회전력이 480 tonf·m으로 약 80m의 케이싱을 회전시키는데 회전력이 부족할 것으로 판단하였기 때문이다.

본 현장에서는 BM-3000의 오실레이터 장비에 어댑터를 장착하여 2000mm의 현장타설콘크리트말뚝을 시공할 수 있도록 보완하였으며, 어댑터의 설치전경과 BM-3000 오실레이터를 그림 3.6.2.3에 나타내었다.

표 3.6.2.2에는 본 현장의 장대현장타설콘크리트말뚝의 케이싱인발 시 측정된 압력들을 나타내었다.

케이싱의 길이는 약 80m이고, 전체인발 과정 중 첫 인발부터 약 22m까지의 측정압력들을 나타내었다. 22m부터는 오실레이터에 큰 압력이 작용하지 않았다.

본 현장에서는 케이싱의 회수에 문제없이 초장대 현장타설콘크리트말뚝을 시공하였다.

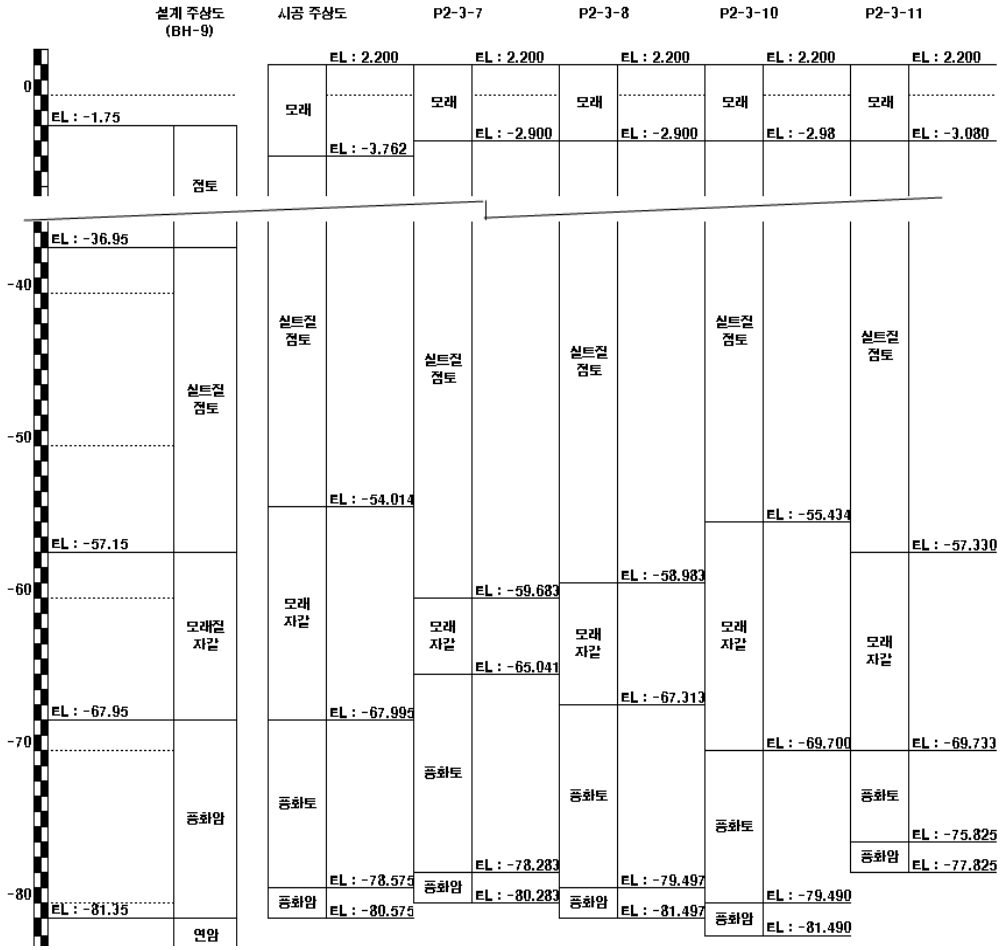



그림 3.6.2.2 장대현장타설말뚝의 시공주상도(가덕대교 현장)



(a) BM-C300의 운반



(b) 부속 장비 운반(파우팩 및 아답터)



(c) 아답터 운반



(d) 아답터 조립



(e) 아답터 조립 후 장비 점검



(f) 아답터 조립 완료

그림 3.6.2.3 BM-3000 모델의 오실레이터

표 3.6.2.2 케이싱 인발 시 실제 파워 팩의 측정 압력

| 구 분 | RPM (××100) | 펌프 압력 | | | | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1(인발압력) | | 2(무빙압력) | | |
| | | psi | kg/㎠ | psi | kg/㎠ | |
| 첫무빙 ~ 50㎝인발 | 19 | 2,200 | 155 | 3,000 | 211 | |
| | | 3,400 | 239 | 2,400 | 169 | |
| | | 3,400 | 239 | 2,200 | 155 | |
| | | 3,400 | 239 | 2,400 | 169 | |
| | | 3,300 | 232 | 2,000 | 141 | |
| ~ 2.0m | 18 | 3,000 | 211 | 2,200 | 155 | |
| | | 3,200 | 225 | 2,000 | 141 | |
| | | 3,100 | 218 | 2,000 | 141 | |
| | | 3,000 | 211 | 1,800 | 127 | |
| | | 3,000 | 211 | 1,800 | 127 | |
| | | 2,900 | 204 | 1,800 | 127 | |
| | | 2,800 | 197 | 1,700 | 120 | |
| ~ 3.6m | 18 | 2,800 | 197 | 1,200 | 84 | |
| | | 2,600 | 183 | 1,200 | 84 | |
| | | 2,200 | 155 | 800 | 56 | |
| | | 2,000 | 141 | 700 | 49 | |
| ~ 4.0m | 19 | 1,800 | 127 | 200 | 14 | |
| | | 2,000 | 141 | 0 | | |
| | | 1,800 | 127 | 200 | 14 | |
| | | 1,800 | 127 | 0 | | |
| | | 1,800 | 127 | 100 | 7 | |
| ~ 6.0m | 19 | 1,700 | 120 | 0 | | |
| | | 1,700 | 120 | 100 | 7 | |
| | | 1,600 | 112 | 0 | | |
| | | 1,600 | 112 | 100 | 7 | |
| ~ 6.0m | 18 | 1,600 | 112 | 0 | | |
| | | 1,600 | 112 | 100 | 7 | |
| | | 1,500 | 105 | 100 | 7 | |
| | | 1,500 | 105 | 0 | 0 | |
| | | 1,400 | 98 | 100 | 7 | |

(나) 케이싱 미회수 사례

① 현황 및 사유

현장타설말뚝 시공과정 중 누수로 인한 압밀다짐현상이 케이싱 주변에 재밍(Jamming)현상을 발생시킴으로써 문제점이 발생하였다. 즉, 레미콘 18.0m$^3$을 타설 완료 후 케이싱 1.0m 인발이 진행되었으나 추가 케이싱 상승을 위한 작업 중 케이싱 인발이 불가하여 오실레이터 교체 후 1.45m를 인발하였으나 케이싱

이 상승할수록 점차 요동(Moving)폭이 줄어들어 종국적으로 케이싱 인발이 불가능한 상태로 전환되었다. 그림 3.6.2.4는 현장타설말뚝 시공현황도를 나타내고 있다.

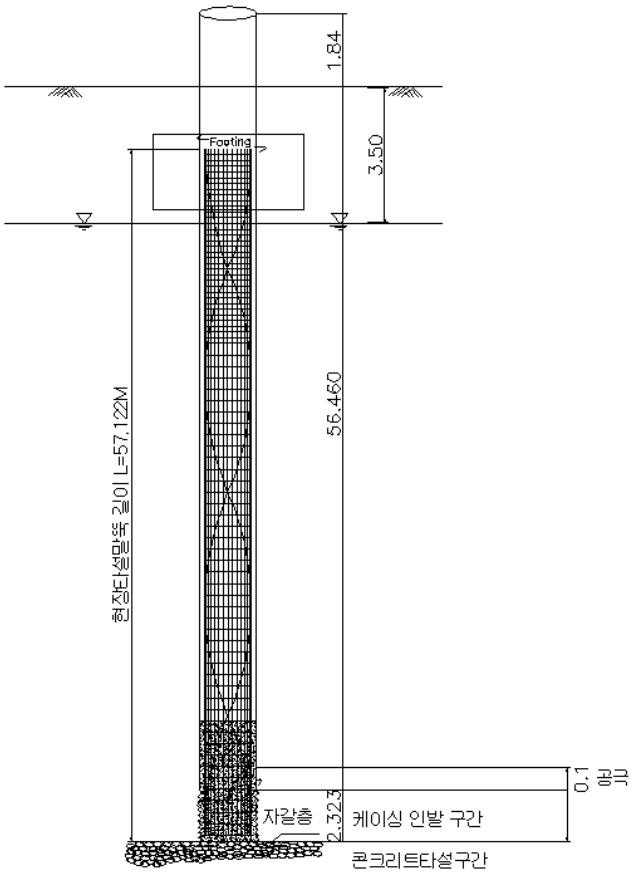



그림 3.6.2.4 현장타설말뚝 시공현황도

② 처리방법

□ 사례 1 : 케이싱 회수 & 철근콘크리트 말뚝 형성

케이싱을 요동하여 인발이 가능하면 콘크리트 미타설구간에서 케이싱을 절단하여 회수하는 방안이다. 구체적인 처리방법은 다음과 같다.

ⓐ 콘크리트 미타설 구간에서 수중펌프를 작동시켜 굴착공 내의 물을 제거하는 것이 가능한 경우에는 공기중 작업이 진행될 수 있으나, 그렇지 않으면 수중작업이 진행되어야 할 수 있으므로, 2가지 경우에 대한 사전검토를 실시한다.

ⓑ 콘크리트 타설구간 상부에서 철근망을 절단하여 크레인으로 들어낸다.

ⓒ 콘크리트 미타설구간에서 케이싱 연결부위를 절단하여 하부케이싱과 상부케이싱이 분리 가능할 수 있게 한다. 케이싱 절단부위는 하부에서 2번째 연결부위에서 이루어진다.

ⓓ 기존 타설된 하부 철근콘크리트 말뚝의 상부 9.8m 이상을 치즐로 파쇄하여 제거한다. 이 때 파쇄면의 표면을 매끈하게 정리할 필요는 없으나, 파쇄 잔류물을 제대로 제거해야 한다.

ⓔ 들어낸 철근망의 길이를 9.8m정도 연장한 후 케이싱 내부에 삽입한다. 이 때, 철근망의 선단부에는 부력방지판 등을 설치하여 원 철근망의 형상과 동일하게 해 준다.

ⓕ 상부 철근콘크리트 말뚝용 레미콘을 타설한다. 이 때, 타설과정은 원래 초기 콘크리트 타설과정과 동일하게 한다.

ⓖ 케이싱 요동 및 인발이 가능할 수 있도록 레미콘 타설량을 적정하게 조정해야 한다.

ⓗ 레미콘 타설, 케이싱의 요동 및 인발 그리고 트레미관의 인발 등의 과정이 연속적으로 진행될 수 있도록 하여 레미콘을 타설하고 상부 철근콘크리트말뚝의 형성을 종료한다.

ⓘ 이후 상부 철근콘크리트 말뚝의 건전도 검사를 실시한다.

□ 사례 2 : 케이싱 미회수 시 매몰 & 철근콘크리트말뚝 형성

기존 타설된 철근콘크리트 직상부에서 2번째 케이싱 연결부위를 절단한 후 케이싱의 요동 및 인발이 불가능하면 임의 깊이만큼 케이싱을 매몰시킬 수밖에 없다. 이 경우의 처리방법은 다음과 같다.

ⓐ 먼저, 하부에서 2번째 케이싱의 연결부위를 절단하여 그 상부 케이싱의 요동 및 인발 가능성을 확인하는데, 요동 및 인발이 불가능한 경우에 적용할 수 있는 조치방안이다.

ⓑ 콘크리트 타설구간 상부에서 철근망을 절단하여 크레인으로 들어낸다.

ⓒ 케이싱의 요동 및 인발이 가능할 수 있는 적절한 연결부위를 선정하여 상부케이싱의 연결부위를 절단한다.

ⓓ 절단부위 상부의 케이싱의 요동 및 인발이 가능한지를 확인한다.

ⓔ 케이싱의 회수구간 하부에 있는 케이싱은 매몰시키는 것으로 하고 그 내부에 철근콘크리트말뚝을 형성하는 것으로 한다.

ⓕ 사례 1의 ⓒ ~ ⓘ의 과정을 적용한다.

③ 처리방법에 따른 안정성 검토

기존 타설된 말뚝의 상부를 9.8m 이상을 치즐로 제거한 경우에 대하여 실시설계 시 사용한 공식(즉, Meyerhof 공식 및 Reese & O′Neill 공식)과 말뚝재하시험 결과를 활용(즉, 최대재하하중에서 동원된 최대마찰력단계에서 발휘되는 각 지층의 평균 마찰응력과 선단지지력)하여 말뚝기초의 허용지지력을 계산할 수 있다.

ⓐ 사례 1

사례 1에 의해 처리된 말뚝에 대한 허용지지력을 표 3.6.2.3에 나타내었다. 여기서, 말뚝의 주면마찰력과 선단지지력을 합산하여 검토하였는데, 조치된 말뚝의 선단하부에는 기존 타설된 철근콘크리트부가 있으므로 선단지지력은 충분히 발휘될 수 있는 것으로 가정할 수 있다.

표 3.6.2.3에서와 같이 지지력산정 공식(Meyerhof, Resse & O′Neill)과 말뚝재하시험 결과에 의한 허용지지력은 설계허용지지력을 충분히 만족하는 것으로 나타났다.

표 3.6.2.3 사례 1의 안정성 검토

| 말뚝 길이 (m) | 극한 주면 마찰력 (tonf) | 극한 선단 지지력 (tonf) | 극한 지지력 (tonf) | 허용 지지력 (tonf) | 설계 하중 (tonf) | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 53.299 | 2632.3 | 530.0 | 3162.2 | 1054.1 | 884 | Meyerhof공식 (안전율 : 3.0) |
| | 2086.4 | 656.0 | 2742.6 | 914.2 | | Reese & O′Neill (안전율 : 3.0) |
| | 2733.2 | 636.0 | 3369.2 | 1305.3 | | 재하시험결과활용 (안전율 : 2.5(주면), 3.0(선단)) |

ⓑ 사례 2

사례 2의 방법으로 처리된 말뚝은 말뚝의 직경이 케이싱 두께의 2배만큼 증가할 수 있으므로 증가된 직경에 대하여 지지력을 계산하였다. 조치된 말뚝의 지지력은 주면마찰력과 선단지지력을 합산하여 계산하였으며, 그 결과는 표 3.6.2.4에 나타내었다. 여기서, 조치된 말뚝의 선단부에는 기존 타설된 콘크리트가 위치하여 선단지지력은 충분히 발휘될 수 있는 것으로 가정하였다. 사례 1의 안정성 검토와 동일한 방법으로 지지력을 검토하였으며, 설계하중을 충분히 만족하는 것으로 나타났다.

표 3.6.2.4 사례 2의 안정성 검토

| 말뚝 길이 (m) | 극한 주면 마찰력 (tonf) | 극한 선단 지지력 (tonf) | 극한지지력 (tonf) | 허용지지력 (tonf) | 설계 하중 (tonf) | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 53.299 | 2737.6 | 573.0 | 3310.8 | 1103.6 | 884 | Meyerhof공식 (안전율 : 3.0) |
| | 2169.9 | 682.0 | 2852.3 | 950.8 | | Reese & O'Neill (안전율 : 3.0) |
| | 2842.5 | 636.0 | 3478.5 | 1349.0 | | 재하시험결과활용 (안전율 : 2.5(주면), 3.0(선단)) |

④ 현장의 처리내용

현장에서는 방안 1을 적용하여 기 시공된 구간에서 상부 약 12m부분에서 케이싱을 절단하고 오실레이터장비로 회전력을 가하여 요동할 수 있었다. 케이싱의 요동을 확인하고 방안1의 처리과정에 따라 작업을 진행하였다.

조치된 말뚝의 허용지지력은 설계하중을 크게 상회하고 있으므로 안정성을 만족되는 것으로 나타났다.

## 나 . 현장타설말뚝을 위한 레미콘 생산/타설기법 검토

본 내용은 콘크리트표준시방서의 해설(한국콘크리트학회, 2000)에 제시된 재료 및 시공관련기준과 본 연구의 시험말뚝에서 적용된 콘크리트타설 공법에 대하여 설명하였다.

(1) 현장타설콘크리트말뚝의 콘크리트 재료 시방서 기준(한국콘크리트학회, 2000)

(가) 굵은 골재의 최대치수

현장타설콘크리트말뚝은 시공과정 중 굴착공 내에 항상 물이 있으므로 수중콘크리트를 타설하게 된다. 따라서, 굵은 골재의 최대치수가 크면 클수록 분리되기 쉽고, 또 철근간격이 좁으면 철근망 외측에 콘크리트가 들어가기 어렵다. 따라서, 굵은 골재의 최대치수는 철근 순간격의 1/2이하 또는 25mm 이하를 표준으로 하고 있다.

(나) 배합

현장타설콘크리트말뚝은 콘크리트타설 시 일반적으로 트레미를 사용하여 수중에서 치기 때문에 유동성이 풍부해야 한다. 만약 유동성이 적으면 트레미를 중심으로 언덕모양으로 콘크리트가 쳐져서 이음부에 흙이 쌓이거나 흙물이 혼입되어 콘크리트의 국부적인 성능저하나 공동이 생기기 쉽다. 또한 철근간격이 좁으면 콘크리트가 잘 채워지지 않음으로 슬럼프 범위를 15~21cm 정도로 크게 정하는 것이 바람직하며, 수중에서의 재료분리를 억제하고 흙물의 혼입 등에 의한 강도저하를 고려하여 물-시멘트비는 55%이하를 표준으로 한다. 또한, 단위시멘트량은 350kgf/$m^3$ 이상으로 한다.

(2) 현장타설콘크리트말뚝의 시공 시방기준(한국콘크리트학회, 2000)

(가) 철근망

① 철근망의 변형은 피복두께의 감소, 공벽의 붕괴, 설치불능, 케이싱을 사용하여 시공하는 말뚝에서 철근망의 솟아오름 등에 의해 발생된다. 그래서

철근망은 소정의 형상, 치수로 정확히 조립함은 물론이고, 달아올림, 운반, 설치 시 유해한 변형이 생기지 않도록 충분히 견고하게 만들어야 한다. 철근망의 보강에는 철근망의 비틀림, 찌그러짐에 대한 보강을 하여야 한다.

② 현장타설코크리트말뚝의 콘크리트는 충분하게 다질 수 없고 공벽과 철근과의 간격이 좁아서 콘크리트가 구석구석까지 채워지지 않는 어려운 점을 고려하여 철근의 피복두께를 10cm이상으로 충분히 하여야 한다.

③ 간격재(spacer)는 설계도와 같은 피복두께가 확보되도록 적정한 형상 및 배치가 되도록 해야한다. 간격재의 돌출 높이 및 공벽, 케이싱 내면과의 여유는 공벽면의 굴착정밀도, 케이싱을 잡아 뺄 때의 솟아오름 방지 등을 고려하여 적절히 정하는 것이 좋으며, 보통 깊이방향 3~5m 간격, 같은 깊이 위치에 4~6군데 주철근에 배치한다.

④ 철근망의 설치는 굴착이 끝난 다음 공벽의 붕괴나 진흙(slime)침전이 생길 염려가 있어 굴착 종료 후 될 수 있는 대로 빠른 시기에 실시하고 그 위치와 연직도를 정확히 유지하여 휨, 좌굴, 탈락 및 공벽에 접촉되지 않도록 해야한다.

(나) 콘크리트 치기

① 굴착공의 선단에 진흙이나 슬라임이 퇴적된 채로 콘크리트를 치면 말뚝의 선단지지력의 저하, 진흙 혼입으로 콘크리트의 품질저하 등 나쁜 영향을 미치므로 진흙제거는 굴착완료 후와 콘크리트 치기 직전에 2회 실시하는 것이 좋으나, 공법과 시공조건에 따라서 적절한 방법으로 진흙처리를 시행하도록 한다.

② 현장타설콘크리트말뚝의 콘크리트는 양질의 콘크리트가 요구되므로 트레미를 써서 연속으로 쳐야한다. 이 때 트레미의 안지름은 굵은골재의 최대치수의 8배정도가 적당하며, 굵은골재 최대치수 25mm의 경우, 관지름이 20~25cm의 트레미를 사용하여야 한다.

③ 콘크리트를 치는 도중 트레미의 삽입깊이가 너무 작으면 콘크리트가 분출하여 분리되므로 콘크리트를 치는 중에는 콘크리트 속의 트레미 삽입깊이는 2m 이상으로 한다. 또한, 삽입깊이가 지나치게 크면 콘크리트의 유출이 어려우며 트레미를 뽑기도 어렵다. 그러므로 트레미의 삽입 깊이는 6m

이하로 하는 것이 좋다. 치기 완료 직전에 콘크리트면을 확인하기 쉬운 경우에는 삽입깊이를 2m 이하로 할 수 있다.

④ 콘크리트의 치기 속도가 지나치게 지연되면 안정액의 섞임 등에 의해 콘크리트 품질이 저하되며, 반대로 콘크리트의 치기 속도가 너무 빠르면 이음부내에 콘크리트가 유출되므로 콘크리트의 치기속도는 미리 쳐 놓은 경우 4~9m/h, 나중에 치는 부분의 경우 8~10m/h로 실시해야 한다.

⑤ 콘크리트 윗면에서 치는 도중 안정액 및 진흙의 혼입, 블리딩에 의한 레이탄스의 발생 등에 의해 품질이 저하되므로 콘크리트의 설계면 보다 50cm 이상 높이로 치고 경화한 후 제거해야 한다. 다만 가설벽, 차수벽 등에 쓰이는 지하연속벽의 경우 여분으로 더 쳐 올리는 높이는 50cm 이하라도 좋다.

⑥ 사용한 후 안정액처리를 잘못하면 현장주변의 하수관 등을 막거나 주변의 도로를 더럽힐 수 있어 안정액의 처리에는 침전탱크, 진공차 등의 처리시설을 정비해 놓는 충분한 배려를 하여야 한다.

(다) 시험말뚝에 적용된 콘크리트타설공법 분석

그림 3.6.2.5에서 사례 1은 인천대교 접속도로 시험말뚝의 시공 시 전경이며, 사례 2는 00아파트 현장에서 시험말뚝의 시공전경이다.

사례들의 콘크리트타설 과정은 다음과 같다.

① 사례 1의 경우 시험말뚝선단에 잔류하고 있는 슬라임을 제거하기 위하여 메카닉펌프(그림 3.6.2.5(c))를 사용하였다. 사례 2의 경우 서징 파이프를 말뚝선단부까지 근입시켜 이 파이프를 통하여 선단부 슬라임을 제거하였다.

② 사례 1의 경우 연암 소켓 말뚝(TP3-1)은 굴착완료 후 철근망의 근입 및 콘크리트 타설이 바로 이루어 졌으나, 풍화암(TP3-2)과 풍화토(TP3-3) 소켓 말뚝의 경우 굴착이 완료된 후 약 10~14시간이상 경과 후 철근을 근입하게 되었다. 풍화암(TP3-2)의 경우 말뚝선단의 심도를 재측정하였을 때 큰 차이가 나지 않았다. 그러나 풍화토(TP3-3)의 경우 말뚝선단부의 깊이를 재측정하였을 때 계획심도보다 약 30cm차이가 있어 해머그랩

으로 1회 굴착하고 양방향 고유압 말뚝재하장치가 조립된 철근을 근입하였다(그림 3.6.2.5(d)). 사례 2의 경우 서징 작업이 완료되고 철근망을 근입하였다(그림 3.6.2.5(e), (f)).

③ 콘크리트의 타설은 철근망을 근입시키고 즉시 타설하였다. 사례 1의 경우 시험말뚝에 사용된 콘크리트의 배합규격은 풍화암 소켓말뚝의 경우 굵은골채 최대치수는 20cm, 강도 450kgf/cm$^2$, 슬럼프 23cm이며, 풍화토 근입 말뚝의 경우 굵은골채 최대치수는 20cm, 강도 450kgf/cm$^2$, 슬럼프 18cm이었다. 이것은 수중콘크리트의 배합규격의 적정범위였다.

④ 현장에서 시험말뚝의 콘크리트 타설 시 말뚝선단에서부터 콘크리트가 채워지며 재료의 분리가 발생하지 않도록 버켓(그림 3.6.2.5(i))을 트레미관 상부에 넣고 콘크리트가 채워지면 트레미관의 깔대기에 설치된 마개를 해체(그림 3.6.2.5(k))하여 버켓과 콘크리트가 같이 내려가면서 트레미관 내부의 물을 트레미관 선단으로 밀어내고 콘크리트를 연속적으로 타설하도록 하였다. 타 현장에서는 버켓을 고정하여 트레미관의 상부 깔데기에 콘크리트가 일정량이 채워지면 고정된 선을 절단(그림 3.6.2.5(l))하여 동일하게 콘크리트를 타설하기도 하였다.

⑤ 콘트리트 타설 시 트레미관은 콘크리트에 약 2m이상 묻혀있도록 하여 콘크리트를 타설하였으며, 케이싱의 인발 시에도 이를 준수하였다.



(a) 공내수 치환1(사례2)



(b) 공내수 치환2(사례2)



(c) 선단부 슬라임제거(메카닉펌프)(사례1)



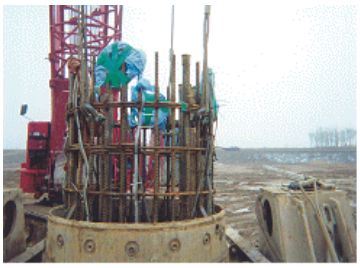
(d) 철근망과
재하장치조립(사례1)



(e) 철근망과
재하장치조립(사례2)



(f) 철근망 근입(사례2)



(g) 유압호스의 처리(사례1)



(h) 철근망 안착(사례2)



(i) 콘크리트 타설용 버켓
(좌 : 사례1, 우 : 사례2)



(j) 트레미관 삽입(사례1)



(k) 버켓 및 마개(사례1)



(l) 버켓(사례2)



(m) 콘크리트 타설(사례2)



(n) 케이싱인발(사례1)



(o) 말뚝내부
토사체움(사례1)

그림 3.6.2.5 시험말뚝의 시공과정

## 다. 레미콘 손실율 저감방안 검토

(1) 개 요

현장타설말뚝은 타입말뚝 시공이 어려운 자갈, 전석층 및 암반 등의 지반에도 시공이 가능하고 지지력에 대한 신뢰성을 확보할 수 있는 확실한 공법이다.

그러나, 현장타설말뚝을 연약지반에 시공할 경우, 말뚝체의 형성이 어려워 품질관리와 소요 지지력에 대한 신뢰성이 떨어질 수 있으므로, 말뚝체 손상 방지와 품질관리를 위해 희생 강관 또는 희생 주름관을 사용하기도 한다.

수중에서 현장타설된 굳지 않은 콘크리트가 지하수의 흐름 등에 의해 재료 분리가 일어나고 시멘트가 물속에서 분산되어 콘크리트의 품질관리가 어려운 경우가 발생한다. 이러한 문제점을 해결하는 방법으로 수중 불분리성 혼화제를 첨가한 수중 불분리성 콘크리트를 사용하여 수중에서 수밀성, 내구성, 충진성에 대한 신뢰성을 확보해야 할 필요가 있다.

본 절에서는 현장타설 콘크리트의 시공방법별 시공성, 경제성 및 품질관리방안에 대하여 비교·분석하여 적용 가능한 시공방안에 대하여 연구하였으며 현재 현장타설말뚝의 수중시공에 사용되는 수중불분리성 콘크리트에 대하여 설명하였다.

(2) 연약지반에서의 현장타설말뚝 시공법

연약지반에 현장타설말뚝 시공 시 현장타설 콘크리트의 품질관리와 말뚝체 손상방지를 위해 적용 가능한 시공방법들은 표 3.6.2.5에 요약하였다. 여기서, 적용 가능한 공법들은 크게 무케이싱 방법과 보호케이싱 방법으로 구분할 수 있으며, 보호케이싱 방법에서는 희생주름관과 희생강관을 사용할 수 있다.

표 3.6.2.5 연약지반에서의 현장타설말뚝 시공법 개요

| 기 초 형 식 | 현 장 타 설 말 뚝 | | |
|---|---|---|---|
| 시공 방법 개요 | 올케이싱법<br>+ 역순환굴착방식 | 올케이싱법<br>+ 역순환굴착방식<br>+ 희생 주름관 | 희생강관에 의한 올케이싱법<br>+ 역순환굴착방식 |
| 특징 | · 진동, 소음 작음<br>· 대구경 말뚝 시공 가능<br>· 말뚝길이 변경이 용이<br>· 양호한 품질관리 곤란<br>· 여분의 콘크리트 추가 소요<br>· 상대적으로 공사비 저렴 | · 진동, 소음 작음<br>· 대구경 말뚝 시공가능<br>· 말뚝길이 변경이 용이<br>· 말뚝체 손상 방지<br>· 희생 주름관 사용으로 품질확보<br>· 공사비 고가 | · 진동, 소음 작음<br>· 대구경 말뚝 시공 가능<br>· 말뚝길이 변경이 용이<br>· 말뚝체 손상 방지<br>· 희생강관 사용으로 품질 확보<br>· 공사비 매우 고가 |
| 적용 심도 | · 말뚝의 최소길이는 10D이상 확보 | · 말뚝의 최소길이는 10D이상 확보 | · 말뚝의 최소길이는 10D이상 확보 |
| 적용 지반 | · 일반토사, 호박돌층 암반층 적용가능<br>· 30cm 이상의 호박돌, 전석 및 암반층 적용가능 | · 연약 점토층이 두꺼운 경우에 적용<br>· 기반암 1.0m 이상 근입 | · 연약 점토층이 두꺼운 경우에 적용<br>· 기반암 1.0m 이상 근입 |

(가) 방법 1(보호케이싱 미사용)

보호케이싱을 사용하지 않고 연약지반에 현장타설말뚝을 시공하는 시공방법은 그림 3.6.2.6과 같다.

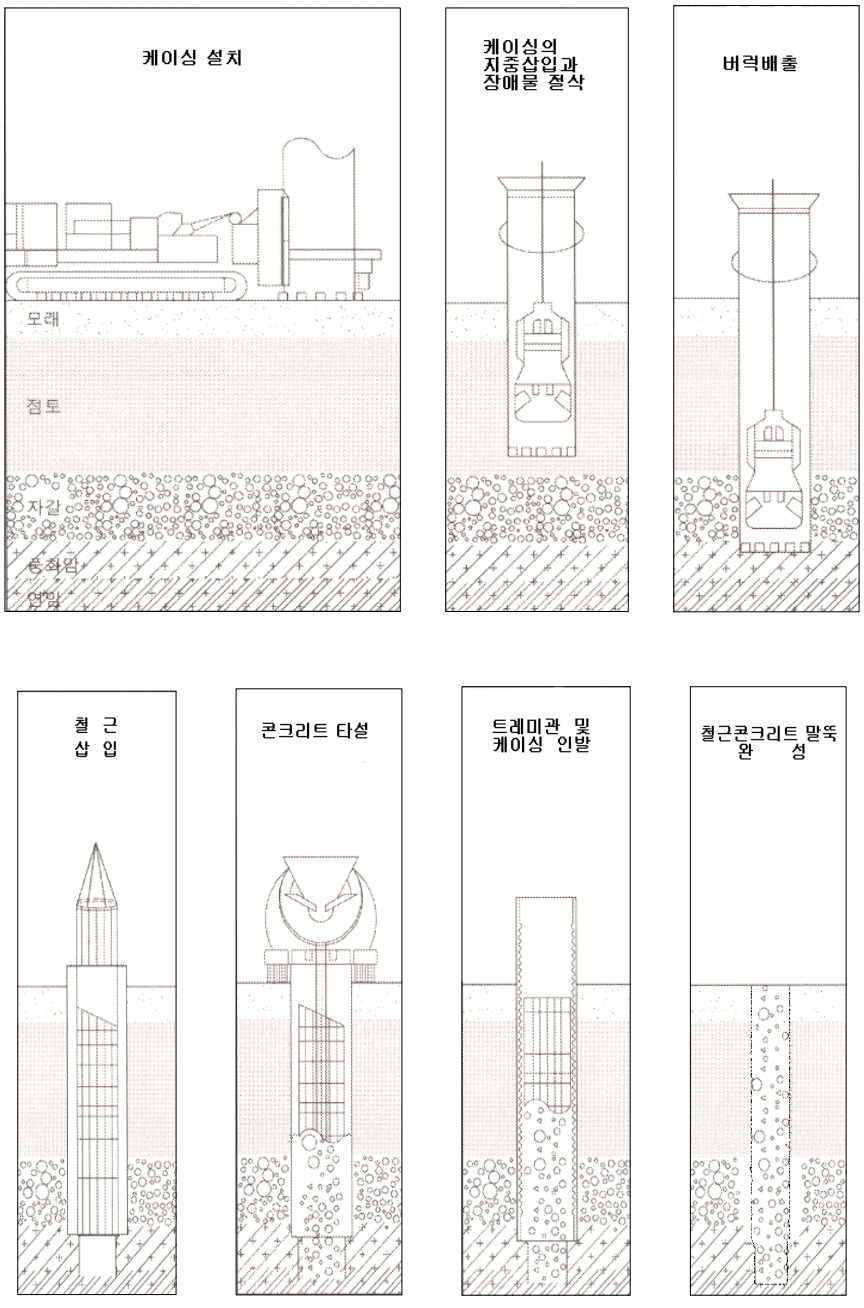



그림 3.6.2.6 시공방법(보호케이싱 미사용)

(나) 방법 2(희생주름관 사용)

주름관을 사용하여 말뚝을 시공하는 방법은 그림 3.6.2.7와 같다.

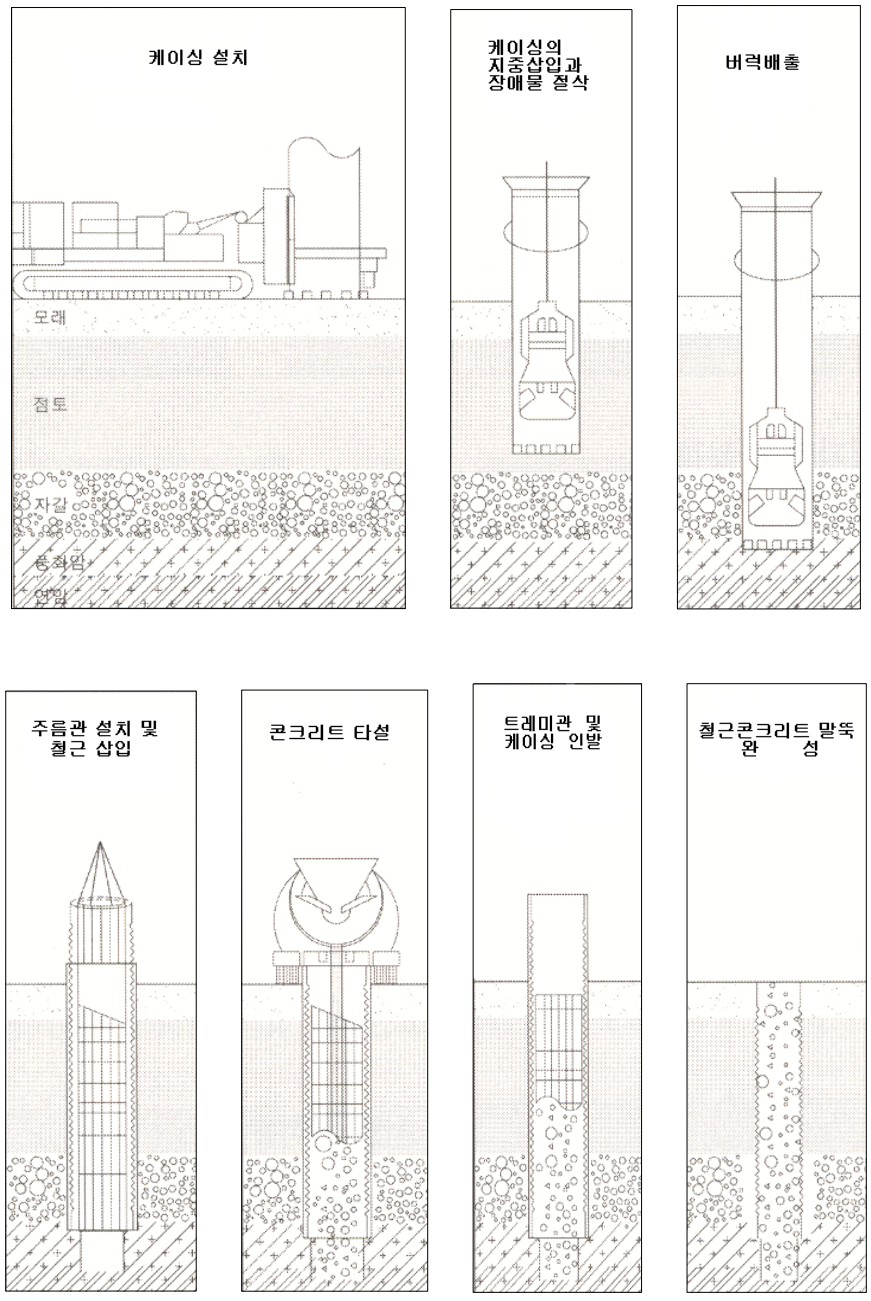



그림 3.6.2.7 시공방법(희생주름관 사용)

(다) 방법 3(희생강관 사용)

희생강관을 사용하는 말뚝 시공방법은 그림 3.6.2.8과 같다.

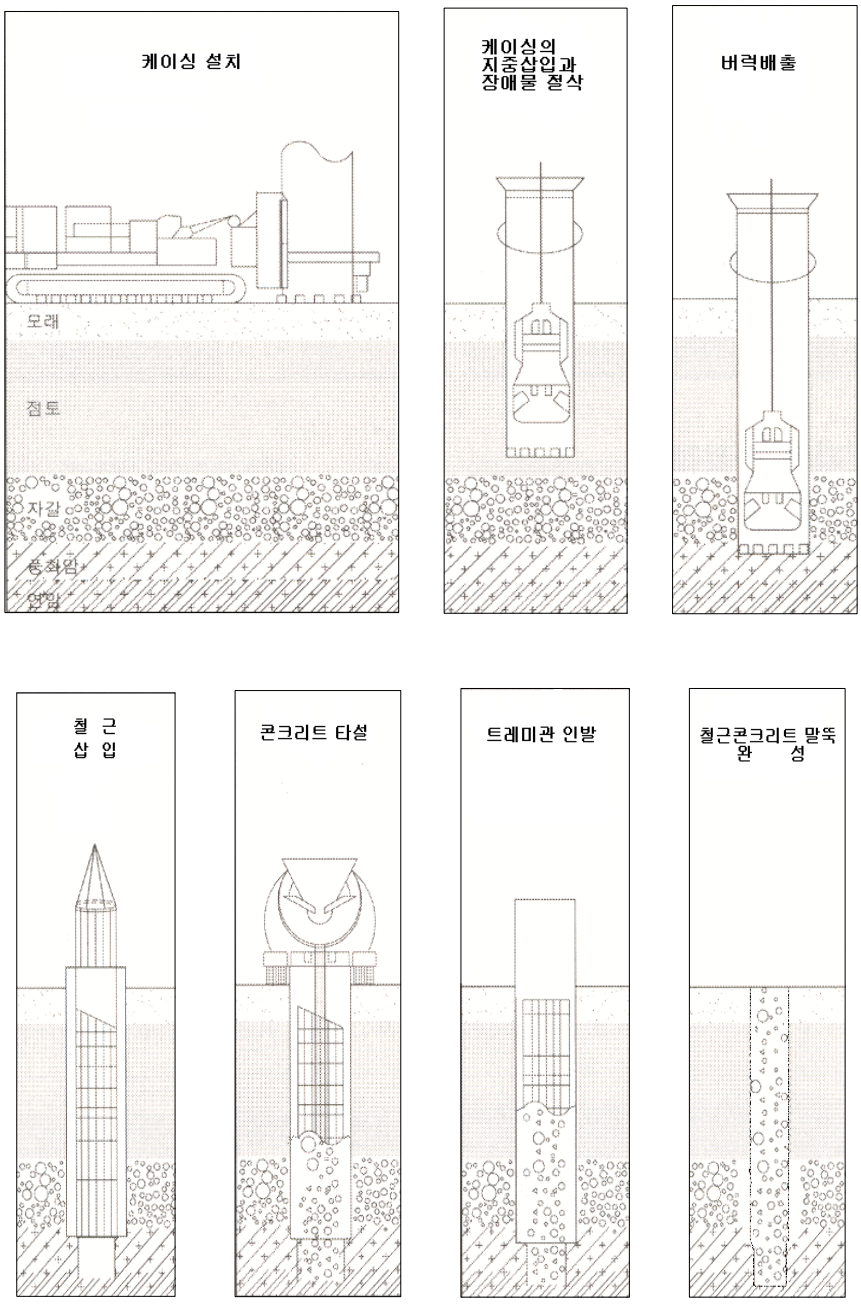



그림 3.6.2.8 시공방법(희생강관 사용)

(3) 현장타설 콘크리트의 품질관리사례

(가) 방법 1(보호케이싱 미사용)

000현장에서는 보호케이싱을 사용하지 않고 현장타설말뚝을 시공하였으며 수중불분리성 콘크리트를 사용하여 말뚝 시공을 하였다. 보호케이싱 미사용으로 인하여 추가로 소요되는 콘크리트의 할증은 일반적으로 지층과 공법의 종류에 따라 차이는 많으나 특별한 경우를 제외하고는 5~20%정도이다. 올케이싱공법에서는 10%정도이고 무케이싱공법에서는 20%정도로 보고되고 있다(한국지반공학회, 1997).



사진 3.6.2.1 시험시공 광경(보호케이싱 미사용의 경우)

표 3.6.2.6 보호케이싱 사용한 현장타설말뚝의 시험시공 및 실제 시공 시 콘크리트 소요량

| 말뚝번호 | 설계시 소요량 | 시공시 소요량 | 추가소요량의 백분율(%) | 비고 |
|---|---|---|---|---|
| A11 | 111[1](120)[2] | 192 | 73 | 시험시공말뚝 1 |
| B5 | 109[1](118)[2] | 126 | 16 | 시험시공말뚝 2 |
| B17 | 106[1](115)[2] | 119 | 13 | 실제시공말뚝 |
| C1 | 107[1](115)[2] | 126 | 19 | 실제시공말뚝 |
| A15 | 108[1](116)[2] | 120 | 12 | 실제시공말뚝 |
| B9 | 108[1](116)[2] | 119 | 11 | 실제시공말뚝 |

비고 : 1) 순소요량

2) 할증율 8%를 고려한 설계소요량

본 현장에서는 희생강관을 사용하지 않았을 때 발생 가능한 문제점을 확인하고 추가로 필요한 콘크리트량을 측정하기 위해 사진 3.6.2.1과 같이 시험시공을 실시하였다. 시험 결과는 표 3.6.2.6와 같다. 표 3.6.2.6에서와 같이 시험말뚝 A11시공 시 천공단계에서 보일링 현상으로 인하여 지반이 함몰되어 콘크리트 소요량의 73%정도가 추가로 필요하였다. 첫 번째 시험말뚝 A11의 시공 시 발생되었던 문제점들을 고려하여 B5말뚝 시험 시공 시 케이싱내의 수위를 지표면까지 채워서 굴착을 실시하였고, 그 결과, 설계콘크리트량과 비교하면 16%정도의 콘크리트가 추가로 필요하였다. 시험 시공결과를 토대로 실제 말뚝시공 시의 추가소요물량을 15%로 정하였다. 표 3.6.2.6에서 알 수 있듯이 실제 말뚝시공 시의 추가 소요물량은 11~19%정도로 나타났다.

(나) 방법 2(희생주름관 사용)

000 현장에서는 콘크리트 타설 시 케이싱 인발로 인한 말뚝체의 형성과 콘크리트 유실방지를 위해 희생주름관을 사용하는 것으로 설계되었다.

주름관을 사용하는 경우 올케이싱공법에 의해 천공을 한 후 굴착공 내에 희생주름관을 삽입하여야 하므로 공정이 다소 복잡해지게 될 수 있다. 또한, 소요의 말뚝 직경을 확보하기 위해 시공장비를 개선하거나 새로 제작해야 할 필요가 있을 수도 있다. 또한 케이싱 인발 후 지반과 희생주름관사이를 지반이 밀려들어와 채워야 하므로 지반의 이완으로 인한 주면마찰력의 감소가 나타날 수도 있을 것으로 보인다.

주름관을 사용하는 경우는 보호케이싱을 사용하지 않는 경우 보다 약 33%정도의 공사비가 증가하였다. 이는 자재비의 증가보다는 시공공정의 복잡성으로 인하여 공사비의 증가요인이 발생하는 것으로 보인다.

(다) 방법 3(희생강관 사용)

000현장에서는 연약지반에 형성되는 현장타설말뚝의 말뚝체 형성과 콘크리트의 품질관리를 위해 사진 3.6.2.2와 같이 희생강관을 사용하였다.

희생강관 사용으로 인해 보호케이싱 미사용 시 보다 약 23%정도의 공사비가 증가하였다. 즉, 희생강관 사용으로 콘크리트의 추가 소요량은 필요하지 않으나

희생강관의 영구매몰로 인한 자재비의 증가 때문에 공사비가 다소 증가하였다. 이 공법에서는 콘크리트의 현장 타설 중 길이 3m정도의 조립 케이싱을 사용하지 않아도 되므로 시공공정은 단순한 장점이 있고 현장타설 콘크리트의 품질관리도 확실한 장점이 있다.



사진 3.6.2.2 현장타설말뚝 시공 광경(희생강관 사용)

(4) 경제성 비교

연약지반에 현장타설말뚝 시공 시 말뚝체의 형성과 품질관리를 위해 사용하는 시공방안에 대하여 경제성을 비교 분석하면 표 3.6.2.7과 같다.

대상현장의 시공 및 설계시점이 모두 상이하여 정확하게 비교하는 것은 곤란하였으나 2002년을 기준 연도로 하여 물가상승률을 고려하여 공사비를 추정하였다.

표 3.6.2.7의 공사비 비교 결과 보호케이싱을 사용하지 않은 경우가 가장 경제성 있는 공법이었으며, 희생강관과 주름관을 보호케이싱으로 사용하는 경우 33%와 23%만큼 공사비가 증가하였다.

각 현장의 조건이나 시공여건 등이 상이하여 공사비를 일반화하여 비교·분석하는 것은 곤란할 수 있으나, 표 3.6.2.7에서 비교한 자료는 실제 시공 시 참고가 될 수 있을 것이며 설계 시 가이드라인이 될 수 있을 것이다.

표 3.6.2.7 각 시공방안별 공사비의 비교

| 방법 / 개요 | 방법 1 | 방법 2 | 방법 3 |
|---|---|---|---|
| | 보호케이싱 미사용 | 희생주름관 사용 | 희생강관 사용 |
| 말뚝개수(EA) | 132 | 31 | 64 |
| 평균시공길이(m) | 64.3 | 45.9 | 21.0 |
| 총시공길이(m) | 8882.3 | 1422.9 | 1344.0 |
| 공사비총액(원) | 7,026,585,180 | 1,501,004,404 | 1,305,130,176 |
| m당 단가(원) | 791,079 | 1,054,891 | 971,079 |
| 할증율(%) | 100 | 133 | 123 |

## 라. 수중 불분리성 콘크리트의 사용

현장타설말뚝은 수중에서 시공되므로 콘크리트 현장타설 시 재료 분리가 발생할 가능성이 있다. 따라서, 재료분리를 방지하기 위하여 수중 불분리성 콘크리트를 타설하게 되는데 수중 불분리성 콘크리트의 특징 및 시공절차를 살펴보면 다음과 같다.

### (1) 수중 불분리성 콘크리트의 필요성

#### (가) 개발개요 및 국내사용

1975년 서독에서 개발된 수중 불분리성 콘크리트는 개발 초기에 호안·수문의 기초, 교각의 보강 및 안벽의 개량공사에 사용되었으나, 현재 혼화제의 개발과 더불어 품질이 향상되어 교량 기초 및 대형 수중 구조물공사 등에 사용되고 있다.

국내에는 1984년 수중 불분리성 혼화제가 도입된 이후 시공실적이 증가되는 추세이며, 1996년 콘크리트 표준시방서 개정과 더불어 시공에 대한 일반적인 지침이 세워졌으며, 1995년 대한토목학회의 “콘크리트용 수중 불분리성 혼화제 품질규준(안)(대한토목학회, 1991)”이 제정되었고, 1999년 건설교통부와 한국도로공사가 주관하는 연구의일환으로 “수중불분리성 콘크리트 설계, 시공지침(안)(건설교통부 & 한국도로공사, 1999)“이 제정되었다.

최근에는 영종도 신공항의 영종대교 및 부산 광안대교의 수중기초, 서해대

교, 부산등대공사, 서해안 고속도로 13공구, 동진교 등과 같은 대형 수중 콘크리트 구조물에 사용되고 있다.

(나) 수중 불분리성 콘크리트의 필요성

수중 콘크리트를 시공할 때 가장 큰 문제점은 굳지 않은 콘크리트가 지하수의 흐름 등에 의해 재료가 분리되고 시멘트가 물속에서 분산되어 콘크리트의 품질관리가 어렵다는 것이다.

이러한 문제점을 해결하기 위해서는 수중 불분리성 혼화제를 사용한 수중 불분리성 콘크리트를 사용하여야 한다. 수중 불분리성 콘크리트는 수중에서 수밀성, 내구성, 충진성에 대한 신뢰성과 고품질의 콘크리트를 확보할 수 있는 재료이다.

(2) 수중 불분리성 콘크리트의 특징

수중 불분리성 콘크리트란 일반 콘크리트 재료에 특수 수중 콘크리트용 불분리성 혼화제를 혼합한 것으로 물에 대한 재료 분리 저항성이 높고 자기편탄성(self-leveling), 충진성이 우수한 콘크리트를 말한다.

(가) 혼화제의 종류 및 특징

혼화제의 종류와 특징을 요약하면 표 3.6.2.8과 같다.

(나) 배합설계

수중 불분리성 콘크리트의 배합설계 시 소요의 수중 불분리성, 유동성에 따라 수중 불분리성 혼화제와 유동화제의 사용량을 정하고 그 다음에 배합수량을 설정한다.

수중 콘크리트의 배합에 관한 콘크리트 표준시방서의 규정은 다음과 같다.

① 물-시멘트비는 50%이하를 표준으로 한다.

② 단위시멘트량은 $370kgf/m^3$이상을 표준으로 한다.

③ 콘크리트의 점성이 풍부한 것이라야 한다.

표 3.6.2.9는 3가지 배합설계의 예를 보여주고 있으며, 이에 대한 시험을 실시하여 표 3.6.2.10과 같은 결과를 얻었다. 표 3.6.2.10에서 보는 바와 같이 3가지 모두 수중에서 압축강도 ($\sigma_{28}$)가 240kgf/cm$^2$이상인 것을 볼 수 있었으며, 유동화제의 양이 가장 작은 배합설계에서 가장 큰 압축강도가 나타났다.

표 3.6.2.8 혼화제의 종류 및 특징

| 혼화제 종류 | 특 징 | 비 고 |
|---|---|---|
| 수중 불분리성 혼화제 | · 금속염이나 유기전해질에 안정적임<br>· 계면활성을 보이는 보호 콜로이드, 유화안정제, 분산제로서의 우수한 기능을 가짐<br>· 친수성이 있고 점도가 높기 때문에 높은 보수성을 가짐<br>· 시멘트에 흡착하여 응결 지연성을 가짐 | 분리저감제, 증점제 |
| 유동화제 | · 물의 표면장력을 저하시켜 시멘트 응집체를 제거함<br>· 시멘트 입자 분산작용<br>· 시멘트풀의 유동성 증가<br>· 강재에 대한 부식성 없음<br>· 비공기 연행성 | 고성능감수제 |
| 소포제 | · 적정 공기량을 유지시켜 기포크기 억제 | |
| 경화촉진제 | · 응결시간 조절 | |

표 3.6.2.9 배합설계 예

| 배합설계 종류 | 굵은골재 최대치수 (mm) | 슬럼프 (cm) | 공기량 (%) | 단위 시멘트량 (kgf/m$^2$) | 물-시멘트비 (%) | 절대잔골재율 (%) | 단위 잔골재량 (kgf/m$^3$) | 단위 굵은골재량 (kgf/m$^3$) | 혼화제 (kgf/m$^3$) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | 유동화제 | 증점제 |
| A | 25 | 50± 5 | 4.5 이하 | 440 | 47.7 | 41.0 | 651 | 970 | 8.36 | 2.52 |
| B | 25 | 50± 5 | 4.5 이하 | 450 | 47.3 | 43.0 | 695 | 978 | 8.6 | 2.00 |
| C | 25 | 50± 5 | 4.5 이하 | 450 | 47.3 | 42.5 | 687 | 959 | 9.0 | 2.25 |

표 3.6.2.10 배합설계에 대한 시험 결과

| 배합설계종류 | 슬럼프 (cm) | 공기량 (%) | 염화물량 | 탁도 (mg/L) | pH | 압축강도 ($\sigma_{28}$) ($kgf/cm^2$) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | 기건 | 수중 |
| | 50±5 | 4.5이하 | 0.3이하 | 150이하 | 12.0이하 | 300이상 | 240이상 |
| A | 51 | 2.0 | 0.078 | 12 | 9.21 | 370.5 | 334.6 |
| B | 50 | 2.3 | 0.160 | 29 | 10.00 | 344.3 | 308.4 |
| C | 50.5 | 3.9 | 0.111 | 70 | 10.00 | 360.8 | 307.4 |

## 3. 품질검사기술 개발

### 가. 양방향 말뚝재하시험 기술

(1) 양방향 말뚝재하시험 개요

말뚝기초는 상부구조물의 하중을 안전하게 하부 지지층으로 전달하기 위해 사용되는 깊은 기초의 한 형태이다. 말뚝에 작용하는 하중은 선단지지력과 주면마찰력에 의해 지지되어 지는데 이러한 말뚝기초의 지지력 및 침하량을 추정할 수 있는 여러 가지 이론적·경험적 방법들이 제안되었다. 현재 사용되고 있는 말뚝의 극한연직지지력 결정방법에는 말뚝정재하시험, 정·동재하시험, 동재하시험(PDA), 정역학적 지지력 공식, 동역학적 지지력 공식, 현장시험결과(SPT, PMT, CPT)에 의한 경험공식, 파동방정식, 말뚝해석코드에 의한 추정, 연속체 해석에 의한 추정 등이 있으며, 이 방법들 중에서 말뚝정재하시험이 가장 신뢰성 있는 방법으로 알려져 있다. 말뚝정재하시험은 일종의 실물시험으로 말뚝에 실하중을 가하여 실제 상부구조물이 건설되었을 때를 재현하므로 신뢰도가 높다는 장점이 있으나, 하중재하를 위한 사하중 혹은 가압 및 반력 시스템의 종류 및 설치방법, 넓은 시험 부지 등과 같은 공기와 현장조건의 제약을 많이 받는다.

양방향 말뚝재하시험에서는 기존의 재하시험과는 달리 특별한 반력발생 및 반력지지 장치 없이도 선단지지력과 주면마찰력을 동시에 측정할 수 있다. 따라서 축하중 계측용 센서를 설치하지 않는 경우에도 전체 정재하시험보다 말뚝의 거동을 더 많이 알 수 있다.

양방향 말뚝재하시험(BD PLT ; Bi-directional Pile Load Test)은 크게 다음과 같이 구분할 수 있으며 재하장치의 종류에 따라 표 3.6.3.1과 같이 구분할 수 있으며 양방향 말뚝재하시험에 대한 특징을 표 3.6.3.2에 나타내었다.

- 양방향 오스터버어그 셀 시험(BD O-cell PLT) : 오스터버어그 박사가 개발한 특수한 셀(O-cell)을 사용함.
- 양방향 유압 말뚝재하시험(BDO PLT ; Bi-directional, Oil Pressed Pile Load

Test)

◇ 양방향 저유압 말뚝재하시험(BDL PLT ; Bi-directional, Low-Pressure Pile Load Test) : 특허등록번호 2004-007152

◇ 양방향 고유압 말뚝재하시험(BDH PLT ; Bi-directional, High-Pressure Pile Load Test) : 특허출원중 2005-0024741

표 3.6.3.1 양방향 말뚝재하시험의 종류 및 개발자

| 시험명 | 약어 | 영문명 | 특징 | 특허 관련 | 개발자 |
|---|---|---|---|---|---|
| ***오***스터버어그 ***셀 시험*** | BD O-cell PLT | Osterberg cell pile load test | · 단동식<br>· 항타/현타말뚝 | 등록 | Osterberg |
| 양방향 ***저유압*** 말뚝재하***시험*** | BDL PLT | Bi-Directional, Low-Pressure Pile Load Test | · 단동식<br>· 대구경 현타말뚝 | 등록 | 최용규, 박봉근, 정창규 |
| 양방향 ***복동식 저유압*** 말뚝재하***시험*** | BDL PLT /DOJ | Bi-Directional, Low-Pressure Pile Load Test / Double-acting Oil Jack | · 복동식<br>· 대구경 현타말뚝 | 출원 | 최용규, 박봉근, 이민희 |
| 양방향 ***복동식 고유압*** 말뚝재하***시험*** | BDH PLT /DOJ | Bi-Directional, High-Pressure Pile Load Test / Double-acting Oil Jack | · 복동식<br>· 대구경 현타말뚝 | 등록 미국 특허 출원 | 최용규, 이민희, 정창규 |
| 양방향 ***복동식 중공 고유압*** 말뚝재하***시험*** | BDH PLT /DHOJ | Bi-Directional, High-Pressure Pile Load Test / Double-acting Hollow Oil Jack | · 복동식<br>· 항타/현타말뚝<br>· 중·소구경 현타말뚝<br>· 시험안정성 확보 | 출원 | 최용규, 이민희, 정창규 |
| 양방향 ***단동식 스프링복원형 고유압*** 말뚝재하***시험*** | BDH PLT /SSOJ | Bi-Directional, High-Pressure Pile Load Test / Spring-controled Single-acting Oil Jack | · 단동식<br>· 항타/현타말뚝<br>· 중·소구경 현타말뚝<br>· 시험안정성 확보 | 출원 | 최용규, 이민희 |

표 3.6.3.2 양방향 말뚝재하시험의 특징 요약

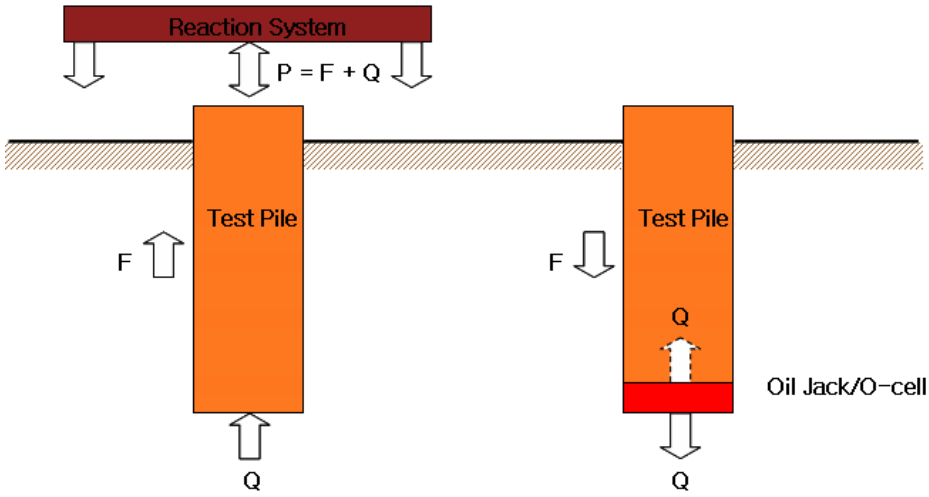
| 구 분 | BD O-cell PLT | BDL PLT | BDH PLT |
|---|---|---|---|
| 셀 또는 잭 | • 저압력(68.6MPa)셀 사용<br>• 가급적 단수 셀 사용 (원특허)<br>• 시험말뚝 단면 크기에 대한 시험용량 한계<br>• 대형 셀 제작은 기술적으로 많은 어려움이 있으며, 제작비가 많이 소요됨<br>• 규격화된 셀 사용 | • 저압력(68.6MPa) 유압잭 사용<br>• 복수의 유압잭 사용<br>• 복수의 유압잭을 개별적으로 조정<br>• 일부 유압잭이 고장나더라도 시험가능<br>• 제작된 기성품 잭(5.9MN 용량) 사용 | • 고압력(98.1MPa) 유압잭 사용<br>• 유압실린더의 개수를 줄여 시험장치 제작비 감소<br>• 복수의 유압잭을 개별적으로 조정<br>• 일부 유압잭이 고장나더라도 시험가능<br>• 복동식의 실린더를 사용 ; 반복 하중재하 가능 및 시험 후 유압잭 내 잔류 공간 제거 |
| 재하용량 기준 | • 양방향 합계하중 | • 1방향재하하중 (O-cell 용량의 2배) | • 1방향재하하중 (O-cell 용량의 2배) |
| 시험 후 처리 | • 셀 내부와 말뚝내부공간 그라우팅으로 충전 | • 그라우팅 실시<br>• 잭 내부 빈 공간 잔류 → 복동식 셀 사용 필요 | • 그라우팅 실시<br>• 복동식 잭 사용으로 잭 내부 빈 공간 잔류 없음 |
| 적용성 | • 시험말뚝 : 가능<br>• 사용말뚝 : 가능 | • 시험말뚝 : 가능<br>• 사용말뚝 : 곤란 | • 시험말뚝 : 가능<br>• 사용말뚝 : 가능 |
| 셀 또는 잭 배치 | • 어려움 있음 (모듈화된 제춤사용) | • 어려움 다소 있음(대용량일 경우 배치 곤란) | • 원활함 |
| 상·하 변위 측정 | • 진동현식 변위계 사용<br>• 변위계 정도 0.0254 mm<br>• 변위봉 사용<br>• 상/하판, 두부 변위측정 | • 전기저항식 변위계 사용<br>• 변위계 정도 0.001mm<br>• 변위봉 사용<br>• 상/하판, 두부 변위측정 | • BDL과 동일 |
| 콘크리트 타설의 건전성 | • 단일 셀의 경우 측면으로 트레미관 설치<br>• 재하장치 부근의 건전성 불량 우려 높음 | • 강철재 깔때기를 사용<br>• 중앙부에 트레미관 삽입<br>• 재하장치 부근의 건전성 불량 우려 낮음 | • BDL과 동일<br>• 레미콘타설 비교적 용이함 |
| 재하장치 연결 | • 상/하판과 재하장치를 용접 결합<br>• 주철근과 상판을 용접 결합<br>• 주철근의 열에 의한 손상 우려 | • 상/하판과 재하장치를 볼트 결합<br>• 주철근과 상판을 U볼트(상부) 및 커플러(하부)로 결합<br>• 주철근의 열에 의한 손상 없음 | • BDL과 동일<br>• 상/하판 고정시 볼트 결합력 최소화 가능 |
| 축하중 전이 분포 | • 원특허에는 청구항 없음<br>• 소량의 센서 사용<br>• 정확한 축하중 분포를 측정 곤란 | • 말뚝 깊이별 축하중 계측용 센서 규정대로 설치<br>• 축하중전이 분포의 신뢰성 확보 가능<br>• 각 지층별 마찰력 분포 측정 가능 | • BDL과 동일<br>• 말뚝축하중 분포도 작성 절차 기술 |

말뚝 정재하시험의 경우 시험하중만큼의 사하중이나 반력말뚝, 반력앵커 등의 반력이 필요하고, 이런 반력하중이 확보되지 않으면 말뚝정재하시험을 할 수 없다. 그러나 양방향 말뚝재하시험에서는 특수하게 제작된 유압식 잭(Jack)이나 셀(Cell)을 일반적으로 말뚝선단 부근에 설치하여 선단지지력과 주면마찰력에 의해 하중재하에 필요한 반력을 상호간에 마련해 주므로 하중재하를 위한 별도의 대형장치가 필요 없고, 좁은 시험공간이나 경사진 곳에서도 적용이 가능하다.

그림 3.6.3.1은 말뚝정재하시험방법과 양방향 말뚝재하시험방법의 차이를 보여준다.

말뚝정재하시험은 두부에서 하중을 재하하므로 사하중이나 반력말뚝, 반력앵커 등의 반력장치와 큰 재하장치가 필요하다. 이때 말뚝두부에 재하되는 하중 P는 주면마찰력 F와 선단지지력 Q에 의해 지지되고, 이 두 지지력을 분리하기 위해서는 말뚝의 하중전이측정이 반드시 수행되어야 한다.

양방향 말뚝재하시험의 경우, 지상에서 유압을 가하면 유압잭의 하부는 하향으로 움직여 선단지지력을 발생시키고 상부는 동일한 힘으로 상향으로 움직이면서 말뚝에 주면마찰력을 발생시킨다. 또한 말뚝선단이나 말뚝의 임의 위치에서 하중을 재하하므로 주면마찰력 F와 선단지지력 Q는 서로에 대해 반력으로 작용하게 된다. 이런 이유로 양방향 말뚝재하시험에서는 별도의 반력시스템이 필요치 않게 된다.

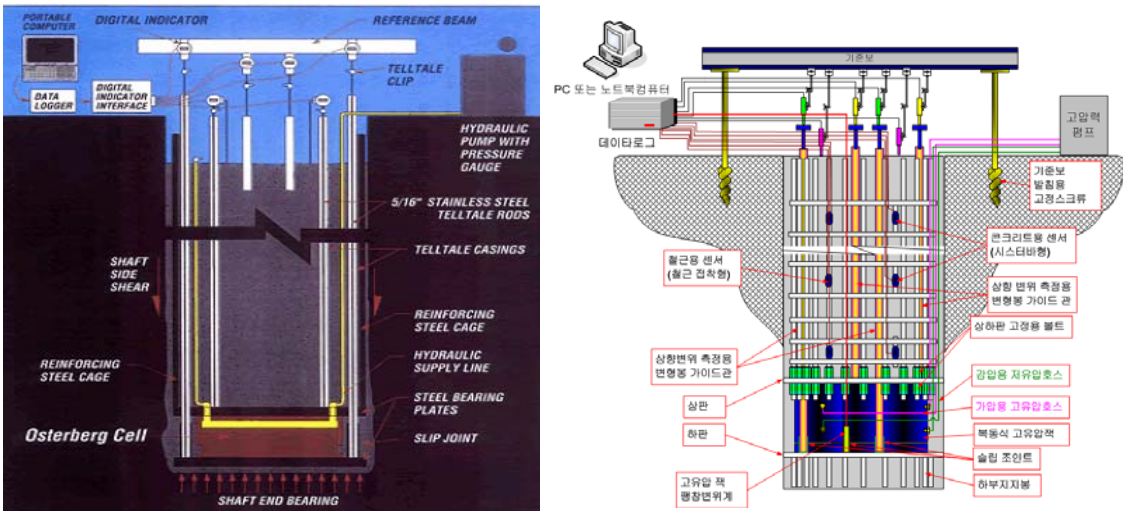



(a) 정재하시험 (b) 양방향 말뚝재하시험

그림 3.6.3.1 말뚝 정재하시험과 양방향 말뚝재하시험의 비교

양방향 말뚝재하시험은 유압잭이나 셀이 팽창함에 따라 선단지지력이나 주면마찰력중 하나가 극한에 도달하거나, 잭 또는 셀의 최대재하용량에 도달할 때 시험을 종료한다.

그림 3.6.3.2은 양방향 말뚝재하시험 장치의 개략도이다. (a)는 오스터버어그 셀 말뚝 재하시험을 그리고 (b)는 양방향 고유압 말뚝재하시험을 보여주고 있다.




(a) O-cell Test (b) 양방향 고유압 말뚝재하시험(BDH PLT)

그림 3.6.3.2 양방향 말뚝재하시험 장치의 개략도

### (2) 양방향 말뚝재하시험의 장・단점

(가) 양방향 말뚝재하시험의 장점

① 경제성

양방향 말뚝재하시험은 반력말뚝이나 반력앵커 혹은 사하중 등의 재하 시스템을 따로 설치하지 않으므로 공기와 비용을 단축시킬 수 있을 뿐 아니라, 반력 시스템 및 재하대의 안정성 검토 등이 필요 없는 경제적인 방법이다. 일반적으로 종래의 말뚝 정재하시험의 1/3 ~2/3 정도의 시험비용이 소요되고, 시험하중이 클수록 그리고 현장여건이 열악할수록 유리하다.

② 큰 시험 용량(High load capacity)

켄터키(Kentucky), 메사추세츠(Massachusetts)와 조지아(Georgia)에서 수행된 시험에서는 각각 59.8MN, 61.8MN, 73.5MN의 하중을 작용시켰으며, 플로리다(Florida)에서는 166.7MN을 재하시킨 바 있다. 국내의 경우 205.9MN까지 재하시킨 사례도 있으며 이는 국제적으로도 최대 재하하중으로 기록되고 있다. 또한 대구경 현장타설말뚝에서 초고용량의 말뚝재하시험도 가능하다.

③ 주면마찰력과 선단지지력의 동시 측정

양방향 말뚝재하시험은 별도의 장치 없이도 선단지지력과 주면마찰력을 별도로 측정할 수 있다(Osterberg, 1989). 여기서, 측정된 주면마찰력은 전주면에서 발휘되는 합계 마찰력이므로 각 지층에서 발휘된 마찰력을 분리하기 위해서는 하중전이측정을 실시해야 한다.

④ 안전성

양방향 말뚝재하장치가 지중에 매설되어 시험이 시행되므로 안전하다.

⑤ 암반 소켓 말뚝에 대한 적용성

종래의 말뚝정재하시험은 반력의 한계와 주변지반에서의 하중분산으로 인해 적절한 암반소켓말뚝에 대한 시험이 어렵고, 선단지지력과 주면마찰력을 정확히 구별하기 위한 해석방법상의 문제도 있다. 그러나 양방향 말뚝재하시험은 셀이 소켓에 직접 위치해서 하중이 재하되므로 선단지지력과 주면마찰력을 별도로 구할 수 있다.

⑥ 작업공간 감소

양방향 말뚝재하시험은 넓지 않은 작업공간이 소요된다. 실예로 61.8MN의 재하에서 3x3m 이내의 공간으로 시험이 가능하다.

⑦ 높은 적용성

양방향 말뚝재하시험은 말뚝정재하시험으로는 수행이 불가능한 물위나 완만

한 경사지에서도 특별한 문제없이 시험이 가능하다.

⑧ 정적 크리프(Creep)나 셋업(Setup) 효과의 반영

양방향 말뚝재하시험은 정적 하중시험이고, 하중재하시간을 원하는 만큼 유지할 수 있으므로 엔지니어는 선단지지력과 주면마찰력의 크리프 거동을 분리하여 측정할 수 있다. 크리프 하중 한계(Creep load limits)는 ASTM D 4719의 프레셔미터(Pressuremeter) 시험과 유사하게 구할 수 있다. 양방향 말뚝재하장치 설치 후 언제라도 셋업(Setup) 효과를 편리하게 측정할 수 있다.

⑨ 연속 시험(Sequential testing)

양방향 말뚝재하시험은 연속 시험이 가능하므로 말뚝이 여러 종류의 흙 속에 관입되었을 때의 셋업(Setup) 혹은 에이징(Aging) 효과를 확인할 수 있다.

미국의 플로리다(Florida) 대학에서 1994년부터 여러 해 동안 양방향 말뚝재하장치가 설치된 460mm의 사각형 프리스트레스 콘크리트 파일 5개에 대한 시험이 진행되었고, 1996년에는 미국 루이지애나 수송부(Louisiana Department of Transportation)에서 점토층에 관입된 760mm의 사각형 프리스트레스 콘크리트 말뚝의 셋업(Setup) 효과에 대한 시험이 진행되었다. 이는 최소의 노력과 장비로 장기간의 시험을 수행할 수 있는 양방향 말뚝재하시험만의 장점이라 할 수 있다.

(나) 양방향 말뚝재하시험의 단점

① 시험 전 설치

양방향 말뚝재하장치가 반드시 말뚝의 시공과 동시에 설치되어야 한다. 따라서 사전에 계획하여 양방향 말뚝재하장치를 설치하지 않으면 시험이 불가능하다.

② 선단지지력과 주면마찰력의 균형

양방향 말뚝재하시험은 선단지지력이나 주면마찰력이 극한에 도달하거나, 양방향 말뚝재하장치의 재하용량이 다하면 시험이 종료된다. 일반적인 경우, 대

부분이 선단지지력이나 주면마찰력 중 단지 한쪽이 극한에 도달한다. 따라서, 선단지지력이나 주면마찰력 중 어느 하나라도 극히 작은 하중에서 항복 또는 극한에 도달하면 시험을 종료해야 하는 경우가 발생한다. 또한 한번 설치된 양방향 말뚝재하장치는 교체가 불가능하므로 시험계획시 먼저 선단지지력과 주면마찰력을 예측 및 해석하여 적절하게 설치하여야 한다.

③ 등가 하중 - 침하량 곡선의 변곡점 예측 곤란

말뚝 두부의 등가 정적 하중-침하 곡선에서 변곡점이 나타나지 않을 수도 있다. 이 경우 외삽법에 의해 추정할 수밖에 없다.

④ 양방향 말뚝재하장치의 소모성

한번 설치된 양방향 말뚝재하장치는 소모품으로 재사용이 불가능하다.

⑤ 특정 말뚝에 적용성 제한

H-말뚝이나 널말뚝, 선단지지가 극히 취약한 마찰말뚝이나 끝이 뾰족한 말뚝, 나무말뚝 등에 적용이 어렵다.

⑥ 작은 시험하중에서의 비경제성

양방향 말뚝재하장치는 일반적인 말뚝정재하시험보다는 경제적이나, 시험하중이 약 1~2MN 정도의 작은 하중에서는 오히려 비경제적일 수 있다.

### (3) 현장타설말뚝에서의 양방향 말뚝재하장치 설치위치

말뚝재하시험은 최대의 정보를 얻을 수 있도록 계획되고 수행되어야 한다. 그러므로, 지반조사로부터 얻어진 지반 조건 및 실내시험 결과들을 세밀하게 고려하여 양방향 말뚝재하장치의 설치 위치를 결정하는 것이 중요하다. 그림 3.6.3.3은 현장타설말뚝에서의 시험 목적에 따른 양방향 말뚝재하장치의 설치위치를 나타낸 것이다.

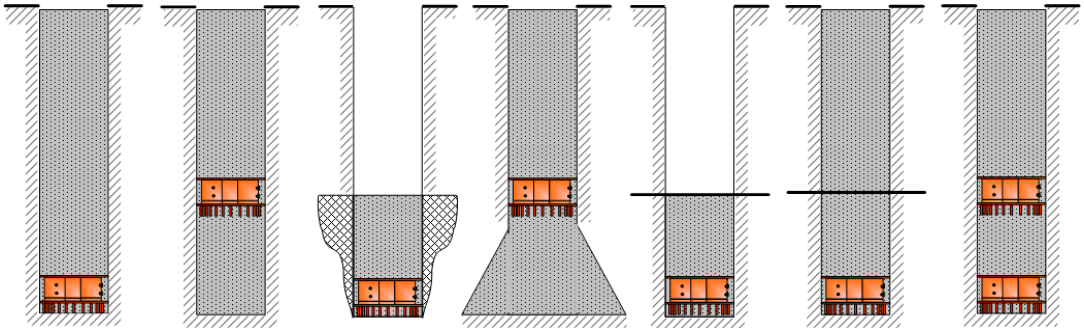



그림 3.6.3.3 시험 목적에 따른 양방향 말뚝재하장치의 설치 위치(Osterberg, 2001)

(1) 일반적으로 양방향 말뚝재하장치는 말뚝의 선단부에 설치하는데, 이때, 양방향 말뚝재하장치를 위치시키고 콘크리트를 타설한다. 이 경우 추정되는 선단지지력과 주면마찰력이 거의 비슷하거나, 추정 선단지지력이 추정 주면마찰력보다 큰 경우에 적절한 방법이다. 또한 시험 목적이 단지 말뚝의 극한 주면마찰력만을 측정하는 경우에도 사용된다.

(2) 만일 주면마찰력이 선단지지력보다 상당히 크다고 추정되거나 극한 선단지지력과 극한 주면마찰력 둘 다를 구하고자 할 경우, 양방향 말뚝재하장치를 바닥으로부터 얼마만큼 떨어진 곳에 설치할 수 있다. 이 경우 떨어뜨릴 거리를 정확히 계산할 수 있다면, 양방향 말뚝재하장치 위쪽의 주면마찰력이 극한에 도달할 때 양방향 말뚝재하장치 아래쪽의 주면마찰력과 선단지지력의 합 또한 극한에 도달한다.

(3) 암반에 소켓된 말뚝에서 상재 표토를 제외한 소켓부분의 선단지지력과 주면마찰력을 측정할 경우에 사용되는 방법으로, 소켓부분의 지지력과 소켓 위쪽의 주면마찰력을 구별하기 위해 말뚝의 각 위치에 스트레인게이지를 설치하는 기존 방법을 대체할 수 있는 방법이다. 만약 추가적으로 상재 표토의 극한 주면마찰력을 측정하고자 한다면 암반 소켓 시험을 마친 후, 말뚝의 나머지 부분을 모두 타설하고 다시 양방향 말뚝재하시험을 실시할 수 있다.

(4) 선단지지력이 주면마찰력보다 더 작다고 예측되는 경우에는 설계심도 아래를 종 모양으로 넓게 굴착을 하고 양방향 말뚝재하장치를 설계심도에 위치시키면 충분한 선단지지력을 얻을 수 있다.

(5) 말뚝의 두부가 현재 지표면보다 아래에 있을 경우 종래의 재하시험과는 달리 주변지반을 굴착하지 않고도 양방향 말뚝재하시험을 실시할 수 있다.

(6) 2개 지층의 극한 주면마찰력을 평가해야 될 경우에는 하부층까지만 먼저 콘크리트를 채우고 양방향 말뚝재하시험을 하여 하부층의 주면마찰력을 측정한 뒤, 말뚝 전체를 타설하고 다시 시험한다. 이 때, 전체 극한 주면마찰력에서 하부층의 주면마찰력을 빼면 상부층의 주면마찰력을 구할 수 있다.

(7) 말뚝의 바닥과 미리 계산된 거리만큼 위쪽에 각각 양방향 말뚝재하장치를 설치할 경우 상부 양방향 말뚝재하장치의 위쪽 극한주면마찰력과 상부 양방향 말뚝재하장치의 아래쪽 주면마찰력, 그리고 선단지지력을 각각 구할 수 있다. 이 경우에는 먼저 하부 양방향 말뚝재하장치에 압력을 가하여 말뚝의 선단지지력을 먼저 측정한 뒤, 하부 양방향 말뚝재하장치의 압력을 빼고 상부 양방향 말뚝재하장치에 압력을 가하여 상부 양방향 말뚝재하장치 위쪽과 아래쪽의 주면마찰력을 측정한다.

### (4) 등가 하중 - 침하량 곡선

양방향 말뚝재하시험은 선단지지력과 주면마찰력이 상호간에 반력으로 작용하여 동시에 측정된다. 따라서, 여기서 얻은 두 개의 하중 - 변위 곡선(선단지지력 - 하향변위 곡선, 주면마찰력 - 상향변위 곡선)을 이용하여 등가 하중 - 침하량 곡선을 그릴 수 있다.

등가 하중 - 침하량 곡선은 양방향 말뚝재하시험에서 구한 주면마찰력 - 상향변위 곡선과 선단지지력 - 하향변위 곡선으로부터 결정할 수 있으며, 이것은 정재하시험시 측정된 말뚝머리 하중 - 침하량 곡선에 해당하는 것으로 볼 수 있다.

등가 하중 - 침하량 곡선 작도시 주면마찰력 곡선의 임의의 점에서 시작할 수 있는데, 말뚝몸체를 변형이 없는 강체로 가정하면, 말뚝두부와 바닥에서의 변위는 같다. 따라서, 같은 변위에서의 선단지지력과 주면마찰력을 합하면 등가 하중 - 침하량 관계에서의 하나의 점으로 표시할 수 있고, 각각의 변위에서 같은 방법으로 점을 찍어 연결하면 등가 하중 - 침하량 곡선을 그릴 수 있다.

등가 하중 - 침하량 곡선은 다음과 같은 가정 하에서 결정된다.

(가) 양방향 말뚝재하장치 상판의 상향변위에 의한 주면마찰력 - 변위 곡선은 말뚝정재하시험에서의 하향 주면마찰력 - 변위 곡선과 같다.

(나) 양방향 말뚝재하장치 하판의 하향변위에 의한 선단지지력 - 변위 곡선은 말뚝정재하시험에서의 선단지지력 - 변위 곡선과 같다.

(다) 압축에 의한 말뚝 몸체의 변위는 무시할 수 있을 정도이므로 말뚝은 강체로 가정한다. 일반적인 현장타설말뚝의 압축량은 1~3mm이다 (Schmertmann & Hayes, 1997).

양방향 말뚝재하시험은 선단지지력이나 주면마찰력이 극한에 도달하거나 셀 또는 유압잭(jack)의 용량이 한계에 이르면 시험을 종료하게 된다. 그림 3.6.3.4는 양방향 말뚝재하시험 결과를 나타내는 예이다. 그림 3.6.3.4에서 알 수 있듯이 양방향 말뚝재하장치의 작용하중은 양방향으로 각각 24.5MN 씩 가해졌고, 주면마찰력이 먼저 극한에 도달하였다.

이 때 점 4에서의 상향변위는 약 0.4mm이고, 작용된 주면마찰력은 약 10.2MN이다. 여기서, 말뚝의 부양자중은 공재해야한다. 그리고, 선단지지력 - 변위 곡선에서 같은 크기의 하향변위를 보이는 점(점 4)을 찾으면 작용된 선단지지력은 21MN임을 알 수 있다. 따라서 점 4에서의 변위가 0.4mm일 때, 이 두 하중을 합하여 말뚝머리 등가 하중을 구할 수 있으며, 본 사례의 경우 말뚝머리에서 작용된 하중은 31.2MN이 된다.

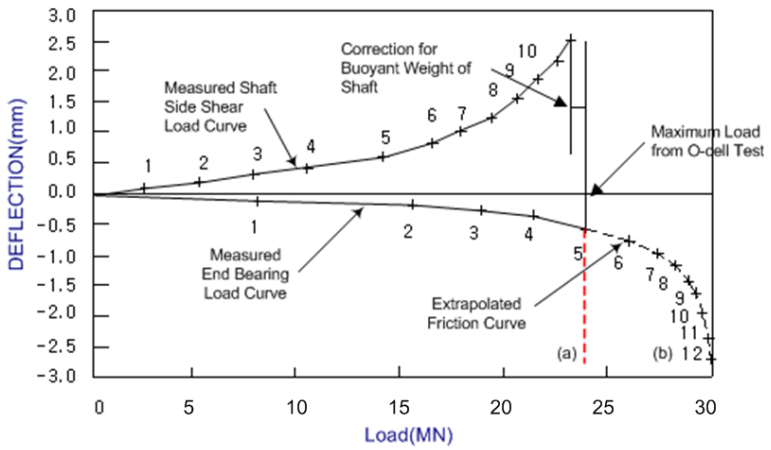



그림 3.6.3.4 하중 - 변위 곡선의 예

이런 방식으로 각각의 변위에서의 상응하는 하중들을 구하고 이들을 도시하면 그림 3.6.3.5과 같은 등가 하중 - 침하량 곡선을 그릴 수 있다. 여기서 보듯이 점 5까지는 측정된 결과를 이용한 곡선이고, 그 이상의 점들에 대해서는 외삽법을 이용하여 추정한 곡선이다. 이것은 양방향 말뚝재하시험법의 단점 중 하나로 선단지지력과 주면마찰력 중 어느 한쪽이 극한에 도달하면 더 이상 시험을 진행할 수 없으므로 등가 하중 - 침하량 곡선에서 극한지지력이 분명하게 판별되지 않을 경우가 발생하는데, 이 경우 외삽법에 의한 추정곡선을 사용할 수 있으나 실험에 의한 결과는 아니므로 사용상 주의를 요한다.

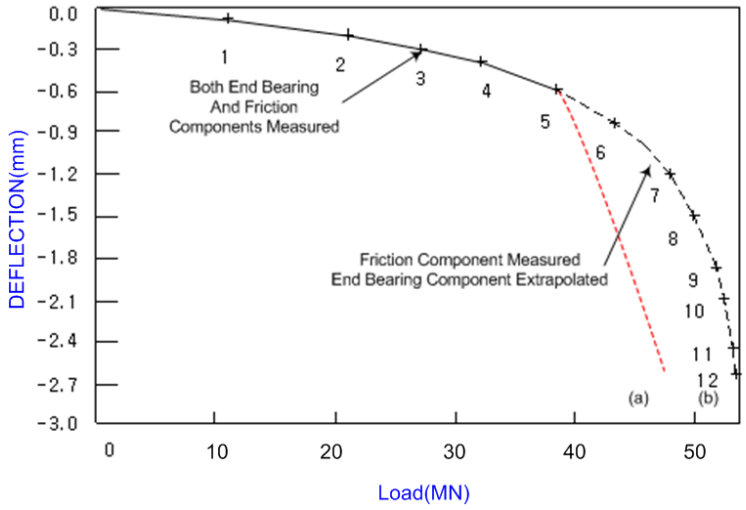



그림 3.6.3.5 등가 하중 - 침하량 곡선의 예

선단지지력과 주면마찰력 중 어느 한쪽이 극한에 도달할 경우, 다른 한 쪽을 추정하는 방법에는 두 가지가 있다. 첫 번째는 매우 보수적인 방법으로 다른 한쪽도 극한에 도달하여 침하에 대한 하중의 증가가 더 이상 없다고 가정하는 것이고(그림 3.6.3.5의 (a)선), 두 번째는 보다 합리적인 방법으로 다른 한쪽도 극한에 도달하지 않았다고 보아 외삽법으로 추세선을 가정하는 것이다(그림 3.6.3.5의 (b) 선).

양방향 말뚝재하시험에서 상향 극한주면마찰력과 하향 극한주면마찰력이 동일하다는 가정에 대한 타당성은 일본에서 실시된 시험에서 입증되었다(Ogura, 1996). 이 시험에서는 양방향 말뚝재하장치를 이용하여 말뚝을 위로 밀어 올릴 때와 아래

로 누를 때의 주면마찰력을 각각 측정하였고, 상향 주면마찰력과 하향 주면마찰력은 서로 같다는 결론을 얻었다. 또한 싱가포르에서는 사하중(Kentledge)에 의한 정재하시험과 양방향 말뚝재하시험을 직접적으로 비교하는 시험이 실시되었다. 여기서 직경 1.2m, 길이 32m 인 시험말뚝에 사하중(Kentledge) 상재 정재하시험을 실시하였고, 10m 정도 떨어진 지점에서 같은 제원의 시험말뚝에 양방향 말뚝재하시험을 실시하였다. 두 시험의 결과에 대한 비교는 그림 3.6.3.6에 도시하였다(Peng et. al., 1999). 그림 3.6.3.6에서 볼 수 있듯이 사하중(Kentledge) 시험에서 구해진 하중 - 침하량 곡선과 양방향 말뚝재하시험에서 구해진 등가 하중 - 침하량 곡선은 아주 유사한 결과를 보이는 것을 알 수 있다.

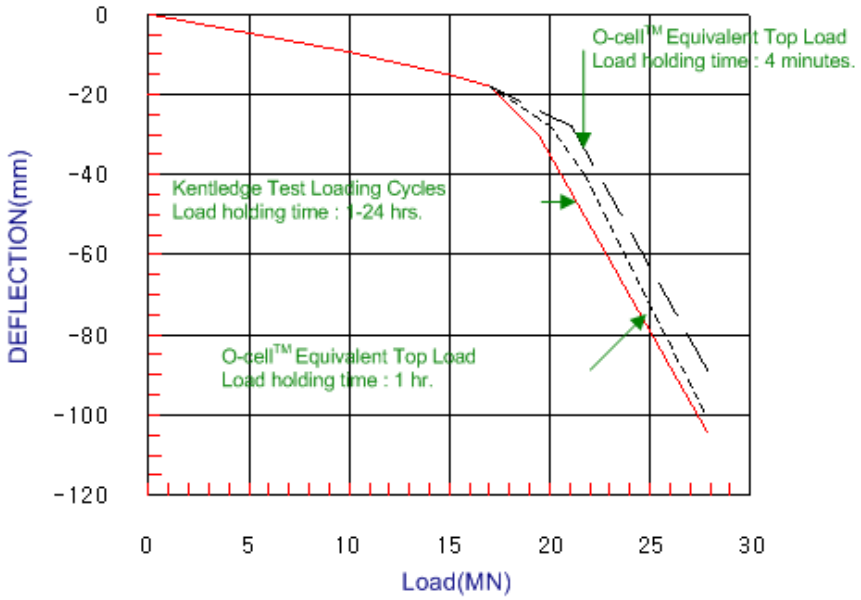



그림 3.6.3.6 사하중(Kentledge) 상재 정재하시험과 양방향 말뚝재하시험에서의 등가 하중 - 침하량 곡선 비교

그림 3.6.3.6에서 볼 수 있듯이 사하중(Kentledge) 시험에서 구해진 하중 - 침하량 곡선과 양방향 말뚝재하시험에서 구해진 등가 하중 - 침하량 곡선은 아주 유사한 결과를 보이는 것을 알 수 있다.

### 나. 양방향 고유압 말뚝재하시험 기술 실용화

오스터버어그 셀 시험 및 양방향 저유압 말뚝재하시험에서는 다음과 같은 문제점들이 발생할 수 있다.

① 말뚝재하시험 후 잭 또는 셀 내부에 빈 공간 발생
② 재하용량의 확보를 위한 실린더 개수 증가와 장치의 단가 상승
③ 실린더 개수 증가로 인한 실린더 배치 곤란

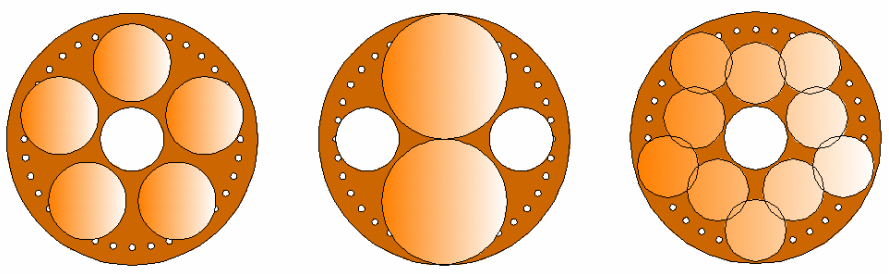
양방향 고유압 말뚝재하시험에서는 고압(98MPa이상)의 유압잭과 주변 장치를 사용함으로써 위와 같은 문제점을 해결할 수 있다. 단동식 잭의 경우 재하시험 종료 후 발생된 재하장치 내부의 잔류 공간 제거에 어려움이 있으나 복동식 잭을 이용하면 이러한 문제를 해결할 수 있다. 또한, 고압력을 사용하면 재하용량을 충족시키기 위하여 필요한 유압실린더의 개수를 줄임으로서 유압실린더 배치 및 설치상의 문제점을 보완할 수 있다.

고압(98MPa이상)의 유압잭을 사용하면 유압잭 단면이 동일할 경우 저유압잭보다 많은 하중 능력을 확보할 수 있다. 그림 3.6.3.7은 국내 건축현장의 한 사례를 보여주고 있는데 직경 2,000mm의 현장타설말뚝에 설계하중 26.5MN이 작용하는 것으로 설계되어 있는 바 이 경우에 대해 각 시험법에서 가능한 재하장치 배치를 검토하였다. 본 사례에서는 1방향 재하하중이 설계하중의 2배 이상이어야 하므로 53MN 이상의 재하용량이 되어야 한다. O-cell의 경우 11.8MN 용량의 셀을 5개 또는 29.4MN 용량의 셀을 2개 배치하여야 하는데, 이러한 배치는 가능한 것으로 나타났으나 레미콘 타설용 압출공간이 부족하여 레미콘 타설이 용이하지 않을 것으로 판단되었다. 그리고 O-cell은 단동식 셀이지만 셀 내부 공간을 그라우팅으로 충진하므로 사용말뚝에의 적용도 가능할 수는 있으나 원만하지는 않을 것으로 보인다. 저유압잭(5.9MN 기준)을 사용하면 최소 10개의 유압잭이 필요하므로 배치가 불가능하게 되는 반면, 고유압잭(147MPa, 9.8MN 기준)을 사용하면 6개 정도의 잭이 필요하므로 배치가 원활히 되어 시험 수행이 훨씬 용이해진다. 또한, 유압실린더의 개수를 줄임으로서 시험장치 제작비가 감소하게 되어 경제성에서도 탁월함을 알 수 있다.

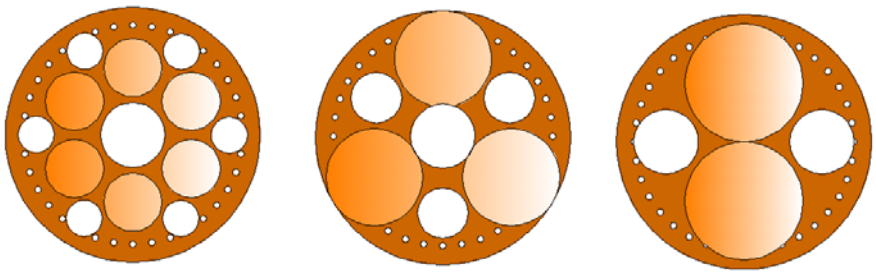
표 3.6.3.3 시험방법별 장치의 배치

| | 시험법 | | O-cell PLT | | BDL PLT | BDH PLT w/DOJ | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| · 재하시험 용량(잭용량)<br>: 53 MN이상 (1방향 재하하중)<br><br>· 말뚝직경 : 2,000 mm<br>· 설계하중 : 26.5 MN | 사용잭 용량 (MN) | | 11.8 | 29.4 | 5.9 | 9.8 | 19.6 | 29.4 |
| | 잭의 제원 | 직경 (mm) | 540 | 870 | 430 | 400 | 665 | 810 |
| | | 높이 (mm) | 295 | 283 | 595 | 660 | 885 | 1060 |
| | 소요개수 (개) | | 5 | 2 | 10 | 6 | 3 | 2 |
| | 배치여부 | | C | B | D | A | A | B |
| | 그림번호 | | (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) |
| | 적용성 검토 | | 가능 | 양호 | 배치불가 | 극히 양호 | | 양호 |

* A : 극히 양호, B : 양호, C : 가능, D : 불가능



(1) (2) (3)



(4) (5) (6)

그림 3.6.3.7 저유압 말뚝재하시험과 고유압 말뚝재하시험의 재하장치 배치양상 비교

따라서, 단동식 저유압 양방향 말뚝재하장치와 복동식 고유압 양방향 말뚝재하장치의 특성을 표 3.6.3.4에 요약하였다.

표 3.6.3.4 양방향 말뚝재하시험의 특징

| 구분 | 저유압 방식, 단동식<br>양방향 오스터버그셀 말뚝재하시험<br>(BD O-cell PLT) | 고유압 방식, 복동식<br>양방향 고유압 말뚝재하시험<br>(BDH PLT) |
|---|---|---|
| 재하장치 | • 저압력(70MPa)셀 사용<br>• 시험말뚝 단면 크기에 대한 시험용량 한계<br>• 대형 셀 제작은 기술적으로 많은 어려움이 있으며, 제작비가 많이 소요됨<br>• 규격화된 셀 사용 | • 고압력(100MPa이상) 유압잭 사용<br>• 유압실린더의 개수를 줄여 시험장치 제작비 감소<br>• 복수의 유압잭 ; 개별적 조정<br>• 복동식의 실린더를 사용 : 반복 하중재하 가능 및 시험 후 유압잭 내 잔류 공간 제거 |
| 재하용량 기준 | • 양방향 합계하중(즉 최대재하가능하중)<br>• 설계하중까지 재하 곤란 | • 잭 용량 즉, 1방향재하하중(= O-cell 용량의 2배) |
| 시험 후 처리 | • 셀 내부와 말뚝내부공간 그라우팅으로 충전<br>• 셀 내부 충전 : 확인사례 없음 | • 말뚝내부 공간만 그라우팅 실시<br>• 복동식 잭 사용으로 잭 내부 빈 공간 잔류 없음 |
| 적용성 | • 시험말뚝 : 가능<br>• 사용말뚝 : 가능 (경우에 따라 곤란할 수 있음) | • 시험말뚝 : 가능<br>• 사용말뚝 : 가능 |
| 셀 또는 잭 배치 | • 어려움 있음(주로 기성제품사용) | • 원활함 |
| 상·하 변위 측정 | • 진동현식 변위계 사용<br>• 변위계 정도 0.0254 mm<br>• 변위봉 사용<br>• 상/하판, 두부 변위측정 | • 전기저항식 변위계 사용<br>• 변위계 정도 0.001mm<br>• 변위봉 사용<br>• 상/하판, 두부 변위측정 |
| 콘크리트 타설의 건전성 | • 단일 셀의 경우 측면으로 트레미관 설치<br>• 재하장치 부근의 건전성 불량 우려 높음 | • 강철재 깔때기를 사용<br>• 중앙부에 트레미관 삽입<br>• 재하장치 부근의 건전성 불량 우려 낮음<br>• 고하중인 경우 다수의 실린더 배치로 인하여 하부 레미콘의 건전성 불량 우려<br>• 레미콘타설 비교적 용이함 |
| 재하장치 연결 | • 상/하판과 재하장치를 용접 결합<br>• 주철근과 상판을 용접 결합<br>• 주철근의 열에 의한 손상 우려 | • 상/하판과 재하장치를 볼트 결합<br>• 주철근과 상/하판을 U볼트(상부) 및 커플러(하부)로 결합<br>• 주철근의 열에 의한 손상 없음<br>• 상/하판 고정시 볼트 결합력 최소화 가능 |
| 축하중 전이분포 | • 원특허에는 청구항 없음<br>• 소량의 센서 사용<br>• 정확한 축하중 분포를 측정 곤란 | • 말뚝 깊이별 축하중 계측용 센서 규정대로 설치<br>• 축하중전이 분포의 신뢰성 확보 가능<br>• 말뚝축하중 분포도 작성 절차 기술 |

### 다. 건전도 검사 기준 재설정

(1) 국내 공대공 초음파시험의 판정기준 검토

말뚝재료의 건전성을 평가는 방법으로는 공대공 초음파시험(CSL)이 국내에서 가장 많이 사용하고 있으며, 국내에 적용되고 있는 CSL의 판정기준에 대하여 검토하였다.

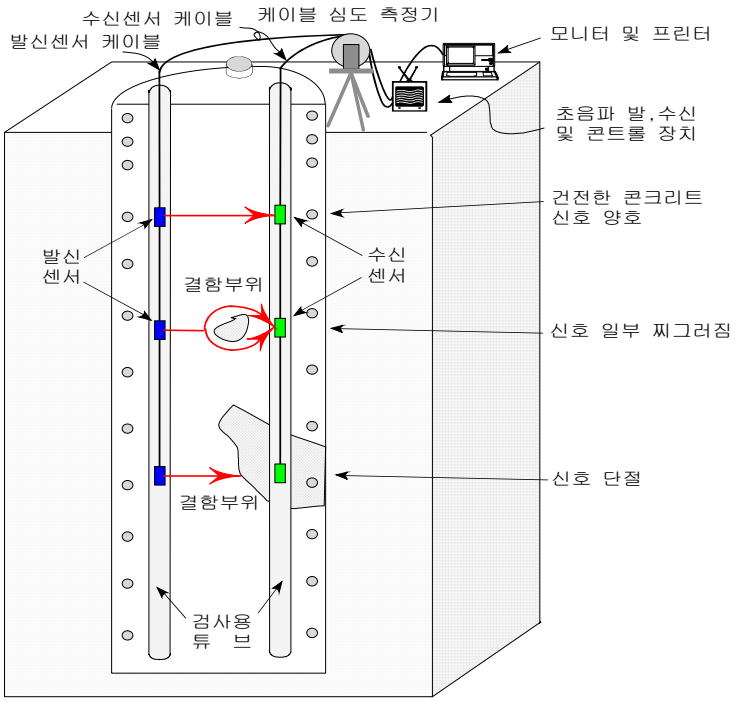
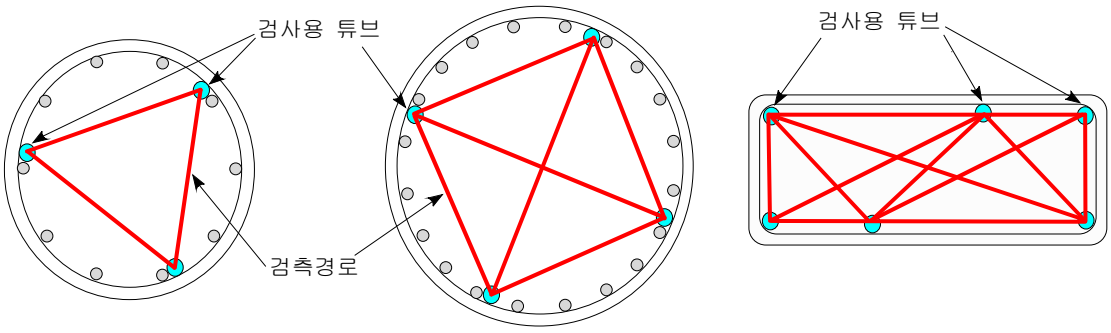



그림 3.6.3.8 공대공 초음파 검사 단면도

표 3.6.3.5 원형말뚝의 크기와 검사용 튜브 및 검측경로의 수

| 원형말뚝의 직경(D)<br>(m) | 검사용 튜브의 수<br>(개) | 검측 경로의 수 | 비고 |
|---|---|---|---|
| D ≤ 0.6 | 2 | 1 | |
| 0.6 < D ≤ 1.2 | 3 | 3 | |
| 1.2 < D ≤ 1.5 | 4 | 6 | |
| 1.5 < D ≤ 2.0 | 5 | 10 | |
| 2.0 < D ≤ 2.5 | 7 | 15 | |




원형말뚝
직경 (D) : 0.6 - 1.2 m

원형말뚝
직경 (D) : 1.2 m 이상

사각형말뚝 (Barrette)
크기 : 0.8 X 2.0 m

그림 3.6.3.9 검사용 튜브의 배치

한국도로공사의 판정기준은 다음과 같았다.

말뚝 심도(단면) 평균 점수 = $\frac{1}{n}\sum$(해당 심도에서의 검측경로별 프로파일 그래프의 점수)

여기서, n은 검측경로의 수

표 3.6.3.6 한국도로공사 판정기준(1998)

| 등급 | 판정기준 | 점수 | 비고 |
|---|---|---|---|
| A | • 초음파 주시곡선의 신호왜곡(signal distortion)이 거의 없음<br>• 건전한 콘크리트 초음파 전파속도의 10%이내 감속에 해당하는 전파시간 검측 | 0 | $V = \frac{S}{T}$<br>V : 전파속도<br>S : 튜브간의 거리<br>T : 전파시간 |
| B | • 초음파 주시곡선의 신호왜곡이 다소 발견<br>• 건전한 콘크리트 초음파 전파속도의 10~20% 감소에 해당되는 전파시간 검측 | 30 | |
| C | • 초음파 주시곡선의 신호왜곡 정도가 심함<br>• 건전한 콘크리트 초음파 전파속도의 20%이상 감소에 해당되는 전파시간 검측 | 50 | |
| D | • 초음파 신호 자체가 감지되지 않음<br>• 전파시간이 초음파 전파속도 1500m/s에 근접 | 100 | |

위의 현행 시험기준에 대한 문제점이 다음과 같이 제시되었다.

① 시험말뚝의 선정

CSL을 위해서는 말뚝을 시공할 당시 시험관을 함께 매설해야 하므로 검사대상 말뚝이 미리 정해지게 되므로 현장에 설치된 말뚝 전체의 건전도를 대

표하기 하기는 어렵다. 따라서, 시공이 완료된 상태에서 무작위적인 추출에 의하여 검사 대상을 선정하여야 한다. 이를 위해서는 시공되는 현장타설말뚝 전체에 대하여 시험관을 매설하고, 이 중에서 임의로 검사 대상 말뚝을 선정하는 방안을 적극적으로 검토할 필요가 있다. 말뚝 시공 전체에 비추어 볼 때, 시험관의 설치에 추가되는 비용과 노력은 극히 미미한 수준이며, 더욱이 확인되지 않은 말뚝 결함으로 인한 사회적, 경제적 비용을 고려해야 할 것이다. 또한, 검사 결과 평가 시에 시공 과정의 공정, 공종별기록과 자료를 참조하게 하여 품질관리의 전반적인 신뢰도를 제고하도록 할 필요가 있다.

② 평가시 기준값 설정의 한계

현행기준(한국도로공사, 1998)은 말뚝 두부에 노출되어 있는 시험관 간의 거리를 초음파 도달 시간으로 나눈 초음파 속도를 구하여 기준값에 대한 속도의 저감률로 건전도를 평가한다. 이 때 기준값은 건전한 콘크리트의 초음파 전달 속도로서, 초음파 전달속도는 강도를 포함한 콘크리트 상태 및 결함 포함 여부와 밀접한 관계가 있으나 현장타설말뚝의 설계 및 시공절차와 시험법 자체의 특성으로 인하여 그 값이 항상 일정하지는 않다. 그리고 콘크리트 내의 초음파 전달속도는 강도 외에도 사용한 골재의 종류, 첨가재, 양생방법 및 양생기간 등 다양한 요인에 의하여 달라지게 된다. 현장타설말뚝에서 사용하는 수중콘크리트의 경우에는 발현강도가 설계강도 이상에서 콘크리트 배합강도 이하의 어떤 값이고, 또한 수중불분리재와 같은 첨가재가 포함되어 있으므로 특정한 값을 동일한 기준으로 삼기는 어렵다.

③ 속도계산의 오차 요인과 평가 방향

콘크리트의 특성 외에도 건전한 말뚝의 경우에서 초음파 속도가 감소되어 나타날 수 있는 요인들이 있다. 공대공 음파 검층을 위한 시험관의 내경은 35mm에서 50mm다. 발신기와 수신기 센서의 외경이 10mm에서 25mm이므로 센서가 항상 시험관의 중앙에 위치할 수는 없다. 일반적으로 센서와 시험관벽의 거리는 0mm에서 7.5mm로 다양하다. 시험관이 파의 전달속도가 1500m/s인 물로 채워져 있다면 10μs의 시간차가 생길 수 있다. 예를 들어 직경이 700mm인 말뚝에서 파의 전달속도가 4000m/s라면 파의 도달시간은

175μs가 되므로 약 6%의 시간이 지연될 수 있다. 특히 말뚝 선단까지 센서를 내린 상태에서는 센서가 시험관 벽에 비스듬하게 놓였다가 바로 세워지므로 이러한 영향이 더욱 커질 수 있다. 그리고, 주철근에 강결되어 설치된 시험관은 전체 길이에서는 다소의 기울어짐과 휨이 불가피하여, 깊이에 따라서는 말뚝 두부에서 측정한 시험관 간격과 동일하지 않을 수 있으며, 발신기와 수신기가 정확하게 같은 깊이에 놓이지 않게 되어 초음파 전달 길이가 길어질 수도 있다. 이로 인한 계산 속도의 오차는 10%이상이 될 수 있다. 또한, 콘크리트의 수축으로 시험관과 콘크리트 사이에 간격이 생길 수 있으며, 그 간격이 1mm 생길 때 마다 음파의 도달시간은 약 3μs 지연된다. 이 외에도 서로 다른 골재 사용에 의하여 콘크리의 밀도가 2.0에서 2.4Mg/$m^3$까지 달라질 수 있는데, Turner(1997)는 이 경우 초음파의 속도 차이가 10%에 이른다고 하였다.

위에서 언급한 변수들은 서로 중첩되어 나타나는 경우가 많기 때문에 건전한 말뚝의 경우에도 15% 정도의 속도 저감이 발생할 수 있다. 또한 작은 결함이 존재하더라도 초음파의 전달 경로가 길어져서 속도 저감률이 높아질 수 있으므로 결함의 정도와 속도의 저감 정도를 단순하게 관련지어 평가하는 것은 합리적이지 못하다. 따라서 CSL에 의한 말뚝의 건전도 검사는 초음파 전달 속도 기준 등 정량적인 평가 부분은 보다 유연하게 적용하고, 초음파 도달 단면의 입체적인 분석과 실제 시공 과정에 대한 이해를 통해서 기술자들의 합리적인 정성적 판단이 포함될 수 있도록 할 필요가 있다.

(2) 공대공 초음파검사의 판정기준 제시

공대공 초음파검사(CSL)의 판정기준은 미연방 도로국(FHWA, Federal Highway Administration) 기준인 CCRC(Concrete Condition Rationg Criteria)와 한국도로공사 전문시방서를 근거로 제시된 평가방법 및 판정기준은 다음과 같다.

표 3.6.3.7을 적용하여 검측경로가 다른 개개의 프로파일 그래프에 대한 심도별 결함점수를 산출한 다음 식 (3.6.3.1)에 의거하여 심도별 전체 프로파일 그래프를 대상으로 한 평균 결함점수 계산결과를 산출한다.

말뚝심도별 평균 결함점수 $= \frac{1}{N}\sum$(검측 경로별 결함점수) (3.6.3.1)

여기서, N은 프로파일의 개수(검측경로의 수)이다.

표 3.6.3.7 현장타설 콘크리트 말뚝의 내부결함 1차 판정기준 (검측 경로별 적용)

| 구분 | 판정기준 | 결함점수 |
|---|---|---|
| 양호(A) | 초음파 주시곡선의 신호왜곡이 거의 없음<br>소도 감소가 건전한 콘크리트 겉보기 속도의 10% 이내.<br>건전한 콘크리트 겉보기 속도는 따로 측정값이 없는 경우 3,960m/sec로 가정한다. | 0 |
| 결함의심(Q) | 신호왜곡과 에너지 강도의 감소가 다소 나타남.<br>검사튜브의 휘어짐을 감안했을 때 속도 감소가 건전한 콘크리트 겉보기 속도의 10~20%.<br>콘크리트의 품질 저하가 다소 의심됨. | 30 |
| 불량(D) | 신호왜곡과 진폭의 감소가 크게 나타남.<br>검사 튜브의 휘어짐을 감안했을 때 속도 감소가 건전한 콘크리트 겉보기 속도의 20% 이상.<br>콘크리트의 품질 저하가 우려됨. | 50 |
| 중대결함(E) | 초음파 신호감지 불가.<br>다른 중대한 결함이 초음파를 흡수한 것으로 판단됨.<br>이 때 튜브와 콘크리트의 결합은 양호한 경우로 가정함. | 100 |
| 물(W) | 초음파 속도가 약 1,500 m/sec.<br>물의 유입 또는 물로 채워진 자갈의 유입이 예상됨. | 100 |

표 3.6.3.7을 사용함에 있어 건전한 콘크리트의 겉보기 속도는 다음과 같이 결정한다.

① RQD 95 이상의 코어시료를 이용하여 동탄성계수(E), 밀도($\rho$), 포와송비($\nu$)를 측정한 후 식 (3.6.3.2)에 의해 P파 속도를 계산한다.

$$V_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad (3.6.3.2)$$

② RQD 95 이상의 코어시료를 이용하여 초음파 속도(UPV, Ultrasonic Pulse Velocity)를 측정한다.

③ 위의 측정은 최소한 5개 이상의 시료로부터 각각 구하며, 측정한 값의 산술평균을 건전한 콘크리트의 초음파 속도로 한다.

④ 건전한 콘크리트의 겉보기 속도는 검측공의 직경 50mm를 고려하여 식 (3.6.3.3)에 의해 구한다.(시간평균법)

$$V_{app} = \frac{D}{\frac{D-50}{V_p} + \frac{50}{1.5}} \qquad (3.6.3.3)$$

만일 D=82mm이고 $V_p$=4.45 km/sec인 경우 겉보기 속도는 $V_{app}$=3.97 km/sec가 된다. 검측공 간의 거리 D가 다양한 경우 각 경우에 대한 겉보기 속도의 평균값을 사용한다.

결함이 가장 클 것으로 예상되는 부위에 대하여 결함 단면적(결함의 크기) 비율을 산출한다. 결함 단면적 비율은 말뚝의 단면적 (검측공으로 둘러싸인 부위의 내부 면적)에 비해 속도 감소율이 20% 이상 되는 부위의 단면적 비로 계산한다.

결함이 가장 클 것으로 예상되는 부위에 대하여 표 3.6.3.7에서 구한 평균 속도 감소율과 식 (3.6.3.1)에서 구한 평균 결함점수 및 단면적 비율을 종합하여 말뚝에 대한 건전도를 종합 판정한다. 말뚝에 대한 종합 판정은 표 3.6.3.8의 판정등급을 사용할 것을 제안한다.

표 3.6.3.8 현장타설 콘크리트 말뚝의 종합 판정기준

| 구분 | 판정기준 |
|---|---|
| 양호(A) | 말뚝 전체에 대하여 초음파 주시곡선의 신호왜곡이 거의 없음.<br>평균 속도 감소율 < 10%, 평균 결함점수 < 10점,<br>결함 단면적 비율 < 10% |
| 보통(B) | 말뚝 전체에 대하여 신호왜곡과 에너지 강도의 감소가 다소 나타남.<br>10% ≤ 평균 속도 감소율 < 20%,<br>10 ≤ 평균 결함점수 < 30점,<br>10% ≤ 결함 단면적 비율 < 20%<br>파일의 시공성 및 건전도가 조금 미흡하나 설계치는 만족할 것으로 보임. |
| 미흡(C) | 말뚝의 특정부위에 대하여 신호왜곡과 에너지 강도의 감소가 다소 크게 나타남.<br>10% ≤ 평균 속도 감소율 < 20%,<br>30 ≤ 평균 결함점수 < 50점,<br>20% ≤ 결함 단면적 비율 < 30%<br>파일의 시공성 및 건전도가 미흡하여 설계치를 만족시키지 못할 것으로 보임. |
| 불량(D) | 말뚝의 특정 부위에 대하여 신호왜곡과 에너지 강도의 감소가 크게 나타남.<br>평균속도 감소율 ≥ 20%, 평균 결함점수 ≥ 40점<br>결함 단면적 비율 ≥ 30%<br>콘크리트 품질 저하가 우려됨. |
| 중대결함(E) | 말뚝의 특정 부위에 대하여 초음파 신호감지가 불가능 하거나 초음파 속도가 약 1,500 m/sec.<br>다른 중대한 결함이 초음파를 흡수한 것으로 판단됨.<br>물의 유입 또는 물로 채워진 자갈의 유입이 예상됨. |

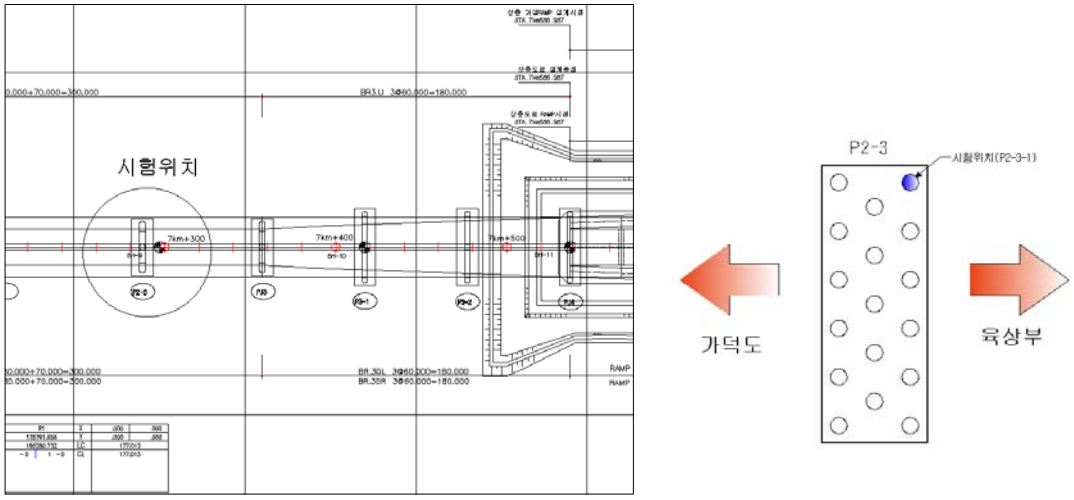
# 제 7 절 풍화대 소켓 현장타설말뚝 기술 개발

## 1. 시험시공 및 말뚝재하시험 수행

### 가. 가덕대교

(1) 시험위치

가덕대교 건설공사 해상부 P2-3-1 말뚝(GTP1)에 대하여 양방향고유압말뚝재하시험을 실시하였으며, 시험위치는 그림 3.7.1.1에 나타내었다.




(a) 시험위치도 (b) 시험위치 상세도

그림 3.7.1.1 시험말뚝의 위치도

(2) 지층개요

설계 시 지반조사결과(부산광역시, 2001)에 의하면 지층은 점토, 실트질 점토, 모래질 자갈, 풍화암, 연암으로 구성되어 있었으나 말뚝의 시공시 지층의 분포는 모래, 실트질 점토, 모래질 자갈, 풍화토, 풍화암으로 분포함을 확인하였다. 시험말뚝 시공 시 확인된 지층분포(P2-3-1), 설계 시 지반조사자료(BH-9), 그리고 시험말뚝의 시공 후 조사된 지반조사결과(동해기초, 2005)에서 다소 차이를 발견할 수 있었으며, 각각의 지층분포를 그림 3.7.1.2에 나타내었다. 시험말

뚝은 굴착 시 시공주상도에 기초하여 풍화암에 소켓 되었다.

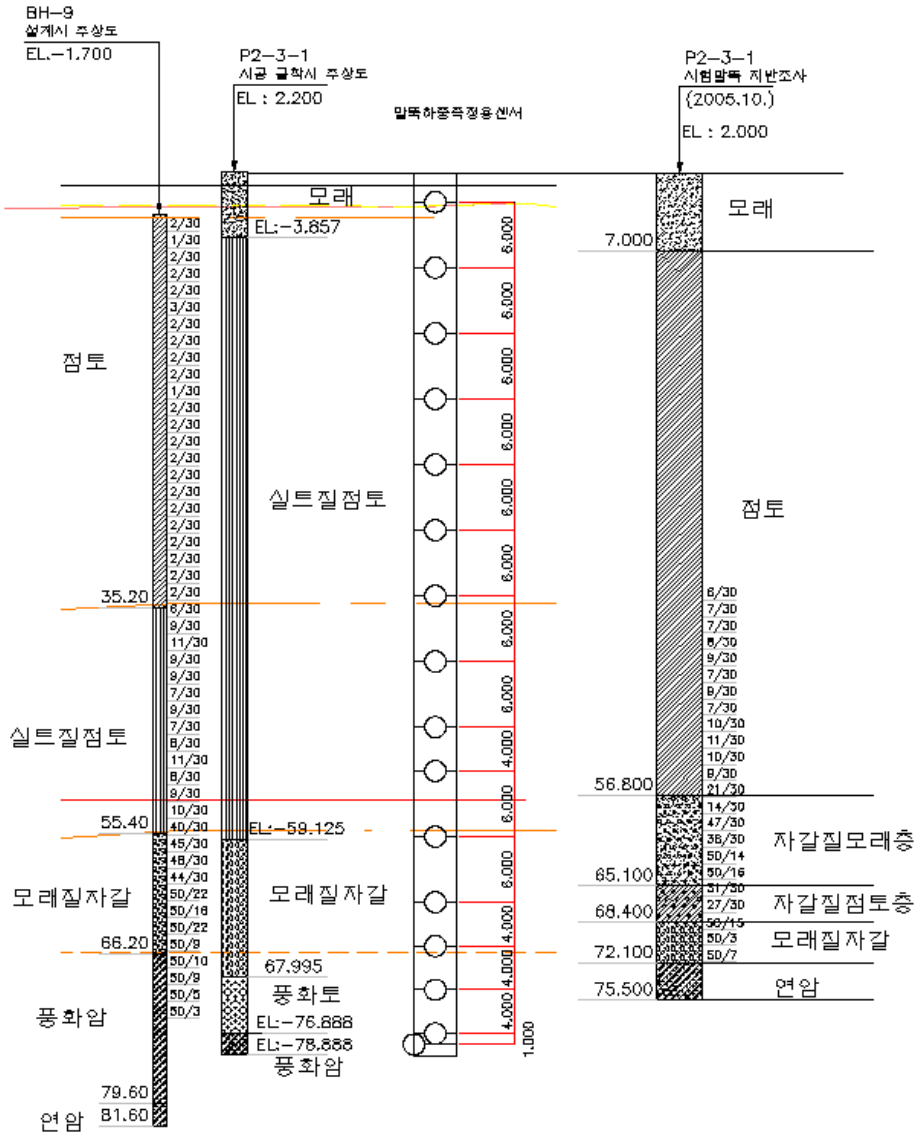



그림 3.7.1.2 지층 분포도

(3) 시험말뚝의 제원

본 시험말뚝의 제원은 표 3.7.1.1와 같다.

본 과업에서 사용한 속채움 철근망에는 선정된 각 깊이에서 말뚝의 변형률을 측정하기 위하여 변형률 센서를 각각의 위치에 90°방향으로 4개씩을 설치하였다.

표 3.7.1.1 시험말뚝의 제원

| 시험말뚝명 | GTP1(P2-3-1) |
|---|---|
| 말 뚝 형 식 | 대구경 현장타설말뚝 |
| 직 경(mm) | 2,000 |
| 길 이(m) | 약 80 |
| 설계하중(tonf) | 1363.98(평상시 교축직각 방향) |
| 시험계획하중(tonf) | 1방향 재하하중 3,000,<br>양방향 최대 합계재하하중 6,000 |
| 최대시험하중(tonf) | 3,000(1방향 재하시) |

(4) 시험말뚝의 시공절차

본 과업의 시험용 말뚝은 요동식 올케이싱공법과 R.C.D공법을 혼용하여 시공되었으며 시공과정은 다음과 같다.

① 케이싱을 요동 회전하여 압입하고, 케이싱 내의 토사를 해머 그랩(Hammer grab)을 사용하여 굴착하였다.

② N치가 4 이하의 연약한 토질, 사질, 실트 굴착 시 해머 그랩의 낙하에 의해 케이싱 주변의 흙이 연약화되어 설계 단면보다 크게 굴착될 수 있으므로 케이싱(Casing)을 먼저 압입시키고 굴착하였다.

③ 보일링(Boiling)현상을 막기 위해 피압지하수위보다 공내 수위를 2M 높게(즉, 0.2kg/㎠이상의 정수압 유지)유지하며 R.C.D공법으로 굴착하고 케이싱을 충분히 근입시켰다.

④ 슬라임의 처리는 굴착 완료후 실시하는데 철근망을 근입시키기 전에 실시하여야 한다. 굴착종료 20분 후에 해머그랩을 이용하여 바닥까지 조용히 내려 슬라임을 제거하며(1차 처리), 콘크리트 타설 직전에 압력수를 공저에 분사하면서 압축공기를 트레미관 하부에서 내보내 트레미관 내외의 수압차에 의해 공저 부근의 슬라임을 밖으로 배출시켰다.

⑤ 철근망을 조립하는데, 이때 건전도 시험용 관을 철근망 내부에 5방향으로 설

치하였다. 또한 철근망 하부에는 콘크리트 타설 시 철근망이 뜨는 것을 방지하기 위해 오름방지판을 설치하나 본 시험용 말뚝에는 선단부에 양방향 말뚝재하장치가 부착되므로 오름방지판을 설치하지 않았다.

⑥ 본 시험말뚝은 2중 철근망(즉, 내부 및 외부 철근망)으로 외부 철근망 조립 후 소정의 위치에 변형률센서를 설치한 다음 내부 철근망을 조립하였다.

⑦ 말뚝의 하단부 철근망을 크레인으로 세워서 양방향 고유압 말뚝재하장치의 상판에 조립하고 철근망에 미리 설치된 5개의 건전도 시험용 관중 2개는 상판에 고정시키고 3개는 하판에 고정시켰다.

⑧ 조립된 하단부 철근망을 굴착공 내에 근입시키면서 말뚝재하장치의 유압호스를 철근망의 외부에 고정시켰다. 첫 번째 철근망을 모두 근입시키고 두 번째 철근망을 운반하여 조립하였고, 이 때 두 번째 철근망의 건전도 시험용 관도 연결하였다. 첫 번째 철근망에 설치된 센서의 연결전선과 말뚝재하장치에 연결된 유압호스를 계속해서 철근망의 외부에 고정하며 철근망을 근입하였으며 이 과정을 반복하여 말뚝전체 길이의 외부철근망을 근입시켰다.

⑨ 2중 철근망 중 외부철근망을 모두 근입시키고 건전도 시험용 관을 지표에서 약 1.5m 정도 더 연장하였으며, 건전도 시험용 관에 전선 및 유압호스를 고정하여 내부철근망의 근입 시 전선과 유압호스의 손상을 막도록 하였다.

⑩ ⑨의 과정이 완료되고 내부철근망을 근입시켰다.

⑪ 트레미 공법을 사용하여 수중콘크리트로 타설하는데 트레미관은 최초 선단부까지 근입시켜 타설을 실시하였고 트레미관이 콘크리트에 최소 6m이상 묻혀있도록 유지하면서 타설하였다.

⑫ 콘크리트를 약 9.5m(약 30 ㎥)정도 타설하고 케이싱을 인발하였다. 케이싱의 인발속도는 30cm/min를 유지하였다.

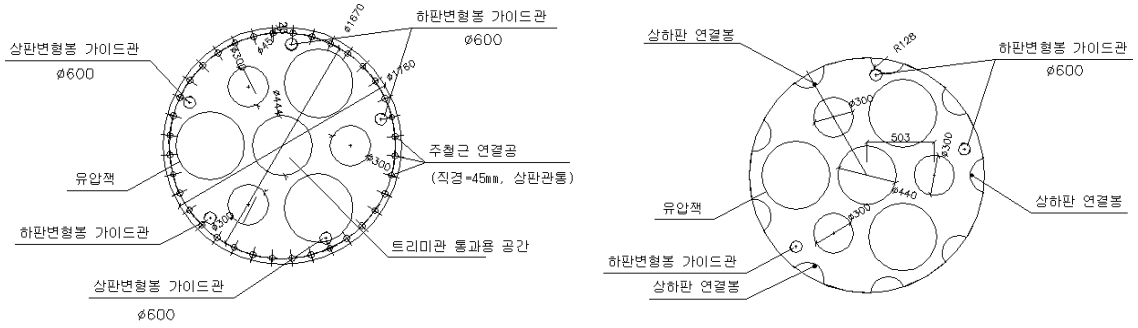
⑬ 콘크리트의 타설물량은 할증을 고려하지 않고 설계 시 굴착길이에 대한 콘크리트 타설물량은 206㎥, 시공굴착 후 굴착길이에 대한 콘크리트 타설물량은 186㎥이었으나, 실제 투입된 물량은 234㎥으로 약 20%가 할증되었다.

(5) 양방향 고유압 말뚝재하시험 장치

본 시험에 사용된 양방향 고유압 말뚝재하장치의 제원은 표 3.7.1.2와 같다

표 3.7.1.2 재하장치 제원

| 장비명 | 규 격 | 수 량 | 비 고 |
|---|---|---|---|
| 1. 유압잭 및 펌프 | - 고유압 잭<br>형식 : 유압실린더, 최대하중 : 1000ton<br>- 펌프<br>최대 압력 : 1500 bar | 3 set<br>1 set | |
| 2. 유압호스 | - 고압력 호스(1800 kgf/㎠) : 100m<br>- 저압력 호스(700 kgf/㎠) : 100m | 3 set<br>3 set | |
| 3. 변위계(LVDT) | - 최대 범위 : 0~200mm(1 ea)<br>0~100mm(4 ea)<br>0~50mm(3 ea)<br>- 정확도 : 0.01mm | 8 set | |
| 4. 마그네틱 베이스 | - 영구 자석식 | 8 set | |
| 5. 기준보 | - I형 보 : 5m | 2 set | |
| 6. 텔테일 | - 텔테일 개당 길이 : 1m<br>(80m × 4 개소 / 1m = 320 ea) | 1 식 | |
| 7. 유압 연결 장치 및 부속장비 | - 고압용 연결 장치, 멍키스패너, 바이스 플라이어, 렌치등 | 1 식 | |
| 8. 자동화 계측시스템 | - TDS 303<br>- 스위치박스(30채널 : 1개 50채널.: 2개)<br>- 노트북 | 1식 | |




(a) 양방향 고유압 말뚝재하장치 평면도(상판)

(b) 양방향 고유압 말뚝재하장치 평면도(하판)

그림 3.7.1.3 재하장치 설치 상세도

(6) 양방향 고유압 말뚝재하시험(BDH PLT) 수행

양방향 고유압 말뚝재하시험에서는 ASTM에서 규정하고 있는 완속표준재하시험

방법과 반복재하방법을 혼합한 형태로 실시하였고, 1방향 재하하중이 3000 tonf인 경우 하중재하 주기는 표 3.7.1.3과 같다.

각 위치별로 설치된 변형률센서의 응력은 TDS-303으로 측정하였고, 실시간으로 데이터를 모니터링하면서 하중을 제어하였다.

표 3.7.1.3 계획된 하중재하주기표

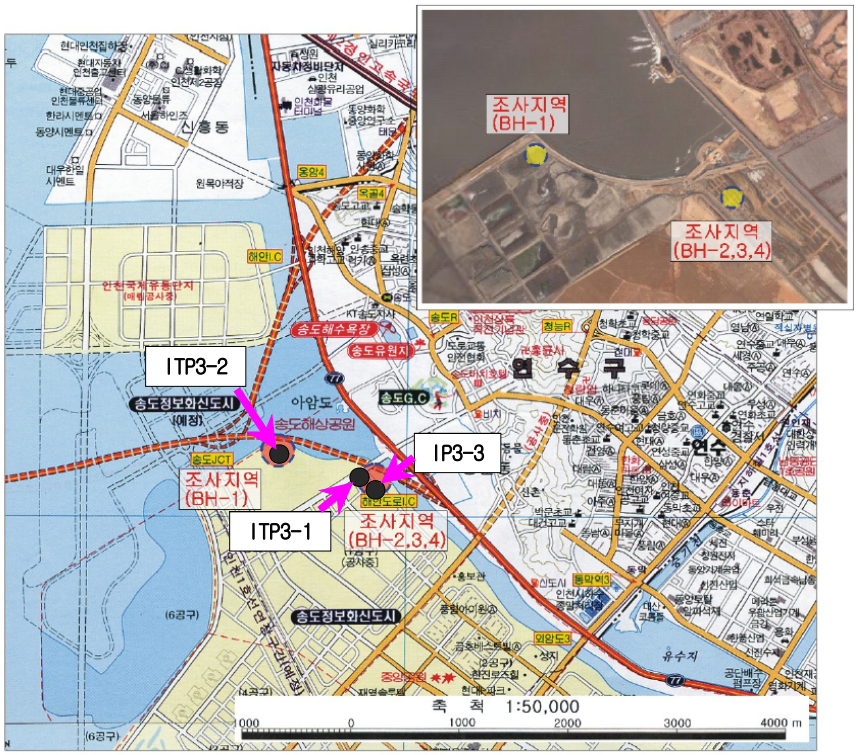
| 주기 | 1 방향 재하하중 (tonf) |
|---|---|
| ① | 0 → 375 → 562.5 → 750 → 562.5 → 0 → Next |
| ② | 0 → 750 → 1125 → 1312.5 → 1406.25 → 1500 → 1312.5 → 750 → 0 → Next |
| ③ | 0 → 750 → 1500 → 1687.5 → 1875 → 2062.5 → 2156.25 → 2250 → 2062.5 → 1687.5 → 750 → 0 → Next |
| ④ | 0 → 750 → 1500 → 1875 → 2250 → 2437.5 → 2625 → 2812.5 → 2906.25 → 3000 → 2812.5 → 2437.5 → 1875 → 750 → 0 →Next |

본 사례의 경우 1방향 최대재하중을 3,000 tonf으로 하였음.
- 상기의 재하단계는 1방향재하하중의 단계로서 양방향 재하하중은 각 하중단계의 최대 2배까지 작용될 수 있음.

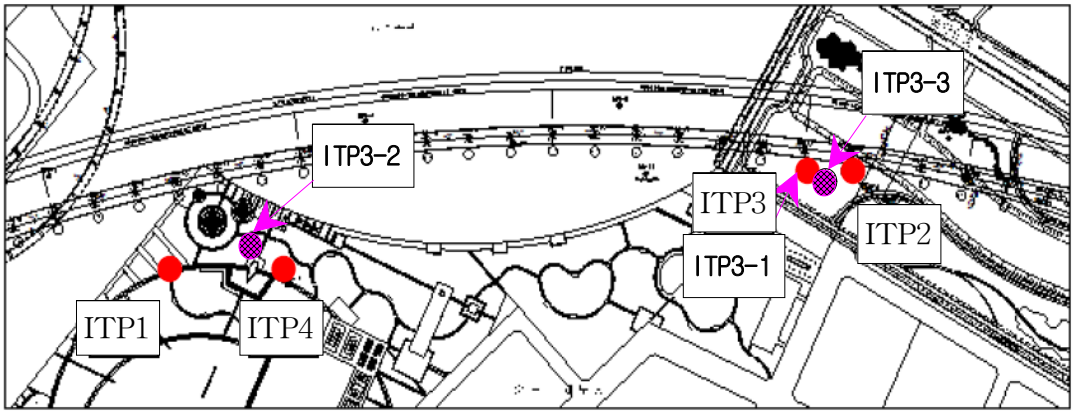
## 나. 인천대교

(1) 시험위치

그림 3.7.1.4에 시험말뚝의 위치도를 나타내었다. ITP3-1은 인천대교 건설공사 말뚝재하시험보고서(현대기술연구소, 2006)의 시험결과자료를 참고하였으며, ITP3-2와 ITP3-3은 별도로 실시한 지반조사 자료를 참고하였다. 각 시험말뚝은 풍화대 소켓 현장타설말뚝기초의 실용화 기술 개발 과제의 2차년도 연구내용대로 시험 시공하였다.




(a) 시험말뚝 위치도

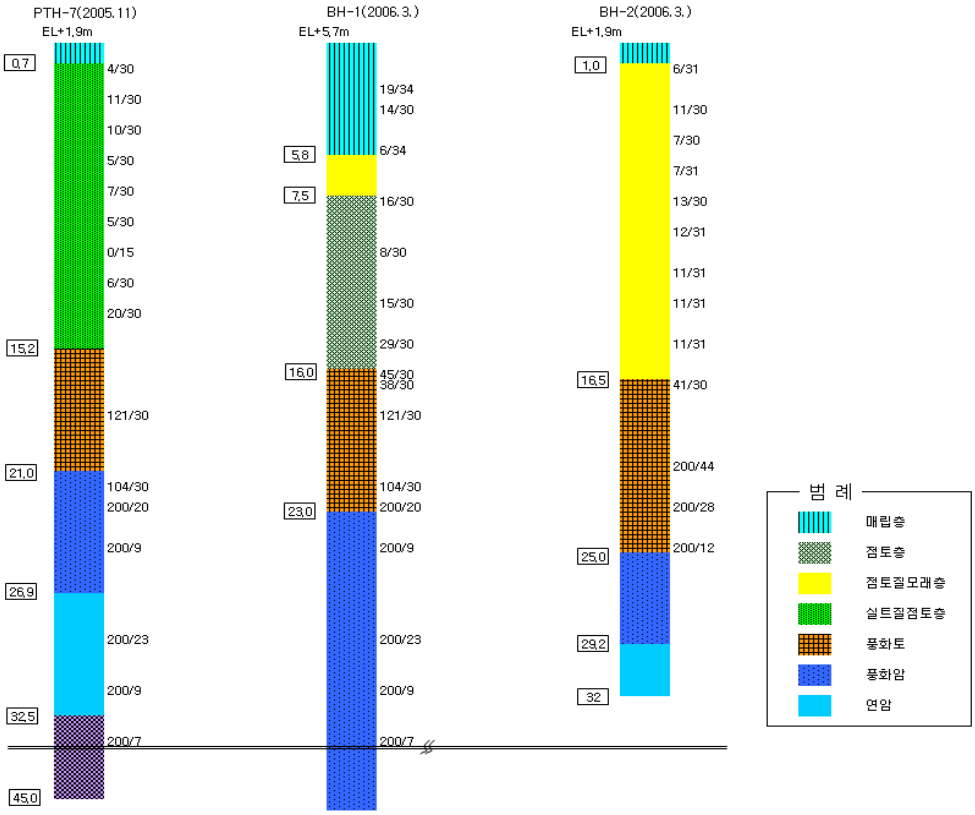



(b) 시험말뚝위치 상세도

그림 3.7.1.4 시험말뚝의 시공위치도 및 상세도

(2) 지층개요

시험부지의 지층 분포는 그림 3.7.1.5와 같이 상부에서 매립층, 점토질 모래층, 점토층, 풍화토층, 풍화암층, 연암층의 순서로 분포하였으며, 표 3.7.1.4에 시추공별 지반조사결과(동해이엔지, 2006)를 요약하였다.




(a) 연암소켓조건 (b)풍화암소켓조건 (c) 풍화토소켓조건

그림 3.7.1.5 시험부지의 지층분포도(동해이엔지, 2006)

표 3.7.1.4 시추공별 지층의 두께 및 조사결과 요약(동해이엔지, 2006)

| 지층명 \ 공번 | | BTH-7 | BH-1 | BH-2 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|
| 매립층 | | 0.7 | 5.8 | 1.0 | · 점토, 모래, 자갈의 혼합<br>· N-값 : 14/30~19/30(BH-1) |
| 점토질 모래층 | | - | 1.7 | - | · N-값 : 6/30(BH-1) |
| 점토층 | | 14.5 | 8.5 | 15.5 | · N-값 : 5/30~16/30(BH-1, 2), |
| 풍화대 | 풍화토 | 5.8 | 7.0 | 8.5 | · 심한 풍화상태<br>· N-값 : 20/30~45/30,~200/28 |
| | 풍화암 | 5.9 | 26.1 | 4.2 | · N-값 : 50/15 이상 풍화암으로 분류<br>· 심한풍화상태<br>· N-값 : 200/23~200/7 |
| 연암 | | 5.6 | 2.4 | 2.8 | · 풍화가 진전되고 일부 균열이 발달, 코아채취<br>· BH-1(편마암), BH-2(편마암을 관입한 화강암) |
| 계 | | 32.5 | 51.5 | 32.0 | |

(3) 시험말뚝의 제원

말뚝재하시험의 목적인 풍화토층과 풍화암층의 주면마찰력과 선단지지력, 연암층($q_u$ = 100-300kgf/cm$^2$)의 주면마찰력 그리고 보통암층($q_u$ > 300kgf/cm$^2$)의 선단지지력을 산정하기 위하여 총 3개소에서 말뚝재하시험을 실시하였다. 표 3.7.1.5에는 각 시험말뚝의 특징을 간략하게 요약하였다.

표 3.7.1.5 시험말뚝의 제원

| 구 분 | | ITP3-1 | ITP3-2 | ITP3-3 |
|---|---|---|---|---|
| 선단지지층 | | 보통암 | 풍화암 | 풍화토 |
| 말뚝길이(m) | | 8.2 | 29 | 20 |
| 케이싱 외경(mm) | | 1500 | 1500 | 1500 |
| RCD 직경(mm) | | 1350 | 1350 | 1350 |
| 콘크리트 강도(kgf/cm$^2$) | | 767 | | |
| 소켓길이(m)/<br>말뚝직경(mm) | 매립 | - | 3/1500 | - |
| | 퇴적토 | - | 10/1500 | 13.5/1500 |
| | 풍화토 | - | 6.5/1500 | 5.5/1500 |
| | 풍화암 | 2.6/1350 | 8.5/1500<br>1.0/1350 | - |
| | 연암 | 5.6/1350 | - | - |
| | 계 | 8.2 | 29 | 20 |
| 시험계획하중(tonf) | 일방향 하중 | 4000 | 4000 | 3000 |
| | 양방향<br>합계하중 | 8000 | 8000 | 6000 |
| 양방향 고유압<br>말뚝재하장치 | 실린더의<br>용량(tonf) | 1000 | 2000 | 1000 |
| | 실린더 수량<br>(ea) | 4 | 2 | 3 |

시험말뚝의 축하중분포를 측정하기 위하여 그림 3.7.1.6과 같이 변형률 센서를 각 지층별로 설치하였다. 양방향 고유압 말뚝재하시험에서 재하장치의 설치위치는 지반조건에 따라 선단이 아닌 말뚝 중간부에 설치할 수도 있다. 본 연구에서는 각 시험말뚝의 재하장치를 그림 3.7.1.6과 같이 설치하였다. 선단조건이 보통암과 풍화토인 경우에는 재하장치를 선단에 설치하였고, 선단조건이 풍화암인 경우에는 재하장치를 선단에서 3.5m 상부에 설치하였다. ITP3-1, ITP3-3은 각 단면 당 4방향으로 설치하고 ITP3-2는 단면 당 3방향으로 설치하였다.

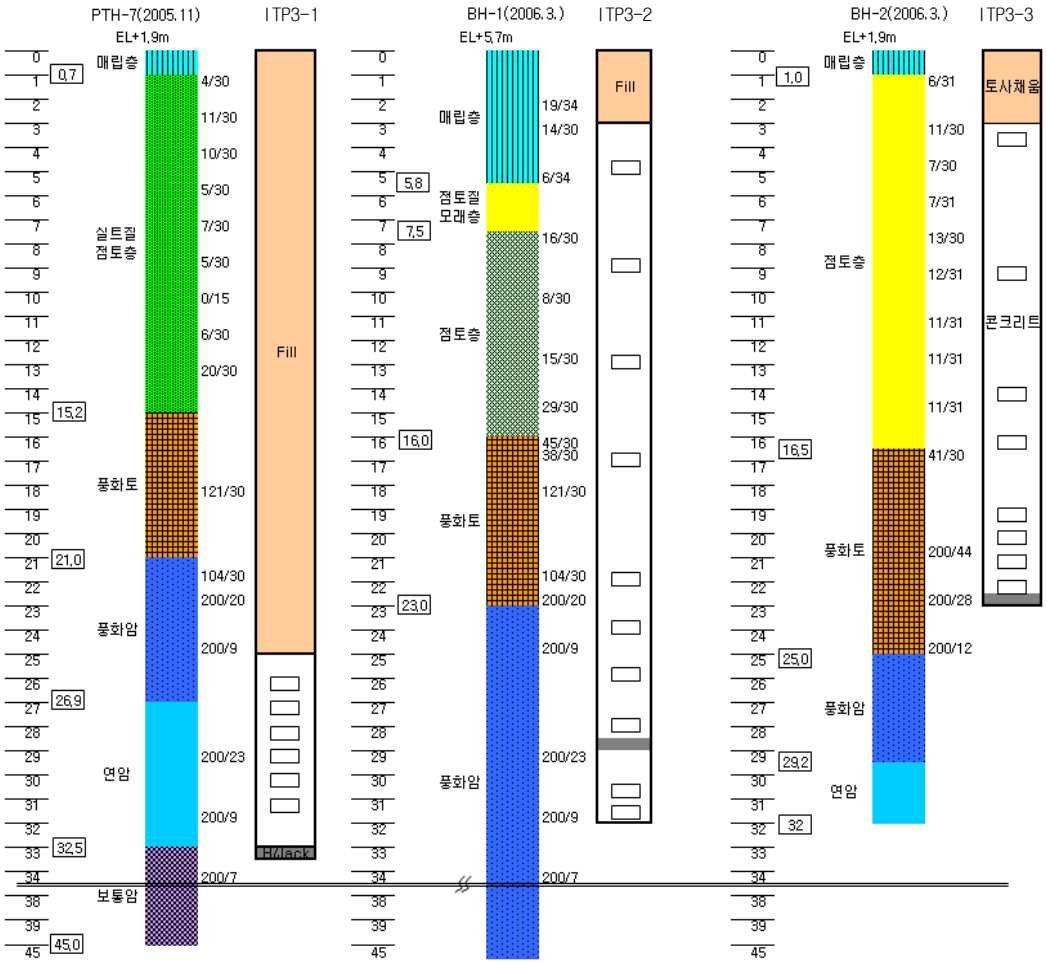



그림 3.7.1.6 센서배치도 및 재하장치 설치위치(동해이엔지, 2006 ; 현대건설기술연구소, 2006,)

(4) 시험말뚝의 시공절차

시험말뚝의 시공과정은 일반적인 현장타설말뚝의 시공과정과 동일하지만 하중전이 측정용 센서의 설치와 양방향 고유압 말뚝재하장치의 설치 등의 과정을 부가적으로 고려해야 한다. 시험말뚝 시공과정은 다음과 같다.

① 시험말뚝의 시공법은 요동식 올케이싱 공법으로 케이싱을 오실레이터로 선압입 시키고 해머그랩으로 내부 토사를 굴착하였다. ITP3-1은 GL. -25m까지 케이싱을 선 굴진하고 이후 RCD를 투입하여 33.5m까지 굴착하였으며, ITP3-2는 GL.-31m까지 케이싱을 먼저 압입시키고 약 1m를 RCD로 굴착하여 총 32m를 굴착하였다. ITP3-3는 23m까지 케이싱을 선 압입 후 해머그랩으로

굴착하였다.

② 철근망을 굴착공 내에 설치하기 전까지 계속해서 공내수위를 지하수위보다 약 2m이상 높게 유지하였다.

③ 축하중 시험용 센서는 철근망이 조립된 후 소정의 위치(그림 3.7.1.6 참조)에 설치하였다(그림 3.7.1.7 (a)).

④ ITP3-1과 ITP3-3에는 말뚝선단부에 양방향 고유압 말뚝재하장치를 설치하였으며, TP3-2에는 말뚝선단부에서 약 3.5m 상부에 말뚝재하장치를 설치하였다(그림 3.7.1.6 참조).

⑤ 양방향 고유압 말뚝재하장치가 조립된 철근망(그림 3.7.1.7 (b))을 굴착공 내에 안착시키고(그림 3.7.1.7 (c)) 변위봉 보호용 케이싱과 주철근에 전선 및 유압호스를 고정하여 콘크리트타설 및 케이싱의 인발 작업에 영향을 미치지 않도록 하였다(그림 3.7.1.7 (d) 참조).

⑥ ITP3-1은 말뚝선단에서 약9m까지 콘크리트를 타설하였으며, ITP3-2와 ITP3-3은 말뚝선단에서 GL.-3m까지 콘크리트를 타설하고 콘크리트 타설을 완료한 후 케이싱을 인발하였다(그림 3.7.1.7 (e), (f) 참조). 그리고, 콘크리트를 타설하고 약 4일 후에 각 시험말뚝에 토사 채움을 하였다(그림 3.7.1.7 (g) 참조).



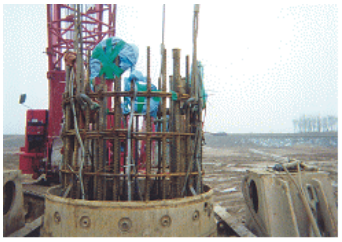
(a) 축하중계측용 센서 설치



(b) 재하장치 조립



(c) 철근망 근입



(d) 유압호스 및 전선처리



(e) 케이싱인발



(f) 말뚝내부 토사채움

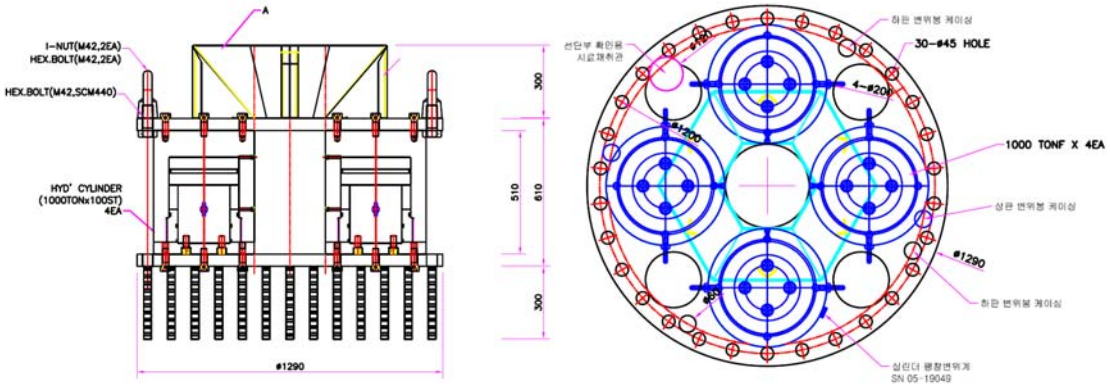
그림 3.7.1.7 시험말뚝의 시공과정

(5) 양방향 고유압 말뚝재하시험 장치

ITP3-1 ~ 3에 설치된 재하장치의 제원을 표 3.7.1.6에 나타내었으며, 각 시험장치의 정면도와 평면도를 그림 3.7.1.8 ~ 3.7.1.10에 나타내었다.

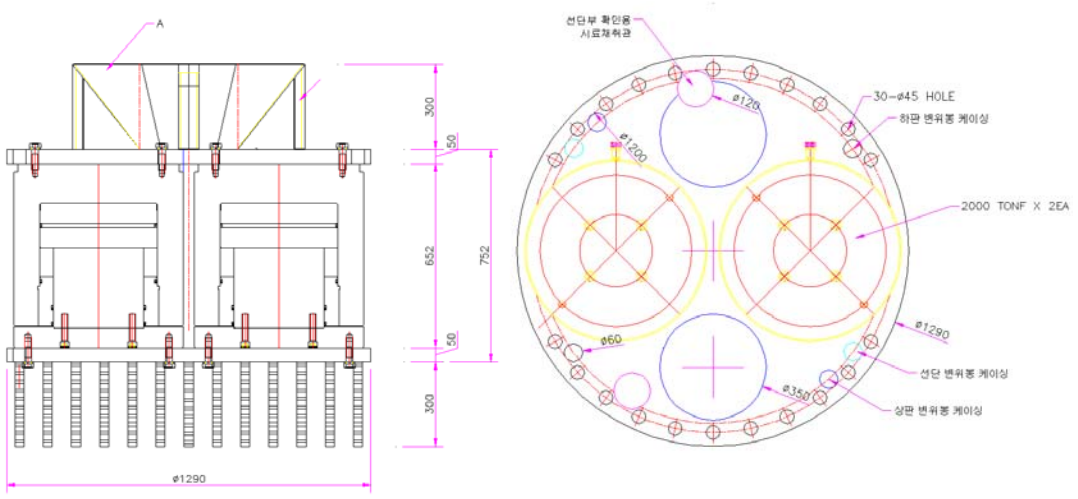
표 3.7.1.6 재하장치 제원

| 장비명 | 규 격 | 수 량 | 비 고 |
|---|---|---|---|
| 1. 유압잭 및 펌프 | - 잭 | | |
| | 형식 : 유압실린더, 최대하중 : 1000tonf | 4 set | TP3-1 |
| | 형식 : 유압실린더, 최대하중 : 2000tonf | 2 set | TP3-2 |
| | 형식 : 유압실린더, 최대하중 : 1000tonf | 3 set | TP3-3 |
| | - 펌프 | | |
| | 최대 압력 : 1500 bar | | |
| 2. 유압호스 | - 고압력 호스(1800 kgf/cm$^2$) : 100m<br>- 저압력 호스(700 kgf/cm$^2$) : 100m | 3 set<br>3 set | |
| 3. 변위계(LVDT) | - 최대 범위 : 0~200mm(1 ea)<br>0~100mm(4 ea)<br>0~50mm(3 ea)<br>- 정확도 : 0.01mm | 8 set | |
| 4. 마그네틱 베이스 | - 영구 자석식 | 8 set | |
| 5. 기준보 | - I형 보 : 5m | 2 set | |
| 6. 텔테일 | - 텔테일 개당 길이 : 1m<br>(80m × 4 개소 / 1m = 320 ea) | 1 식 | |
| 7. 유압 연결 장치 및 부속장비 | - 고압용 연결 장치, 멍키스패너, 바이스 플라이어, 렌치등 | 1 식 | |
| 8. 자동화 계측시스템 | - TDS 303<br>- 스위치박스(50 채널.: 2개)<br>- 노트북 | 1식 | |



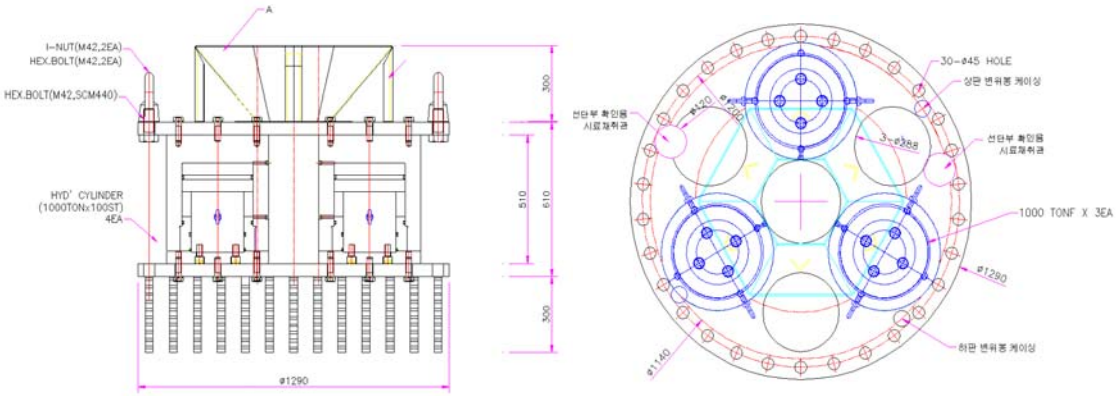

(a) 양방향 고유압 재하장치 정면도 (b) 양방향 고유압 재하장치 조립도

그림 3.7.1.8 재하장치 상세도(ITP3-1)




(a) 양방향 고유압 재하장치 정면도 (b) 양방향 고유압 재하장치 조립도

그림 3.7.1.9 재하장치 상세도(ITP3-2)




(a) 양방향 고유압 재하장치 정면도 (b) 양방향 고유압 재하장치 조립도

그림 3.7.1.10 재하장치 상세도(ITP3-3)

(6) 양방향고유압말뚝재하시험(BDH PLT) 수행

시험방법은 ASTM D1143-81(1994)에서 규정하고 있는 완속재하시험방법과 반복재하방법을 혼합한 형태로 실시하였다. 표 3.7.1.7에 시험말뚝별 실 재하하중단계를 나타내었다. 하중전이 측정은 각 재하주기별 재하하중단계에서 심도별 변형율을 데이터로그를 통하여 측정하였다. 또한, 각 하중단계별 재하장치의 상판, 하판 변위와 두부변위를 전기저항식 변위계(LVDT)를 통하여 계측하였다.

실제 시험은 자동화 측정시스템을 통하여 각 하중단계의 말뚝두부변위, 재하장치의 상판 및 하판변위와 심도별 변형율 데이터를 동시에 확인하면서 하중을 제어하였다. ITP3-1의 경우 시험계획하중은 4000tonf 이었으나, 재하장치의 최대용량인 4500 tonf 까지 재하하였다. ITP3-2의 경우 2주기를 진행하는 도중 재하장치의 하판변위가 상판변위와 동일한 방향으로 발생하는 것이 확인되어, 변위봉 보호용 케이싱의 내부를 천공장비로 천공하였다. 천공 후 3주기의 시험을 수행하였다. ITP3-3의 경우 1주기의 시험과정에서 재하장치의 하판변위(선단변위)가 급속히 크게 발생하였다. 따라서, 팽창된 재하장치를 복원시키고 재하장치 하부를 보강한 후 시험을 재수행하였다. 이와 같이 팽창된 재하장치를 복원시키고 재재하를 실시할 수 있는 것은 본 연구에서 사용한 복동식 고유압 재하장치만이 가질 수 있는 장점으로 볼 수 있다.

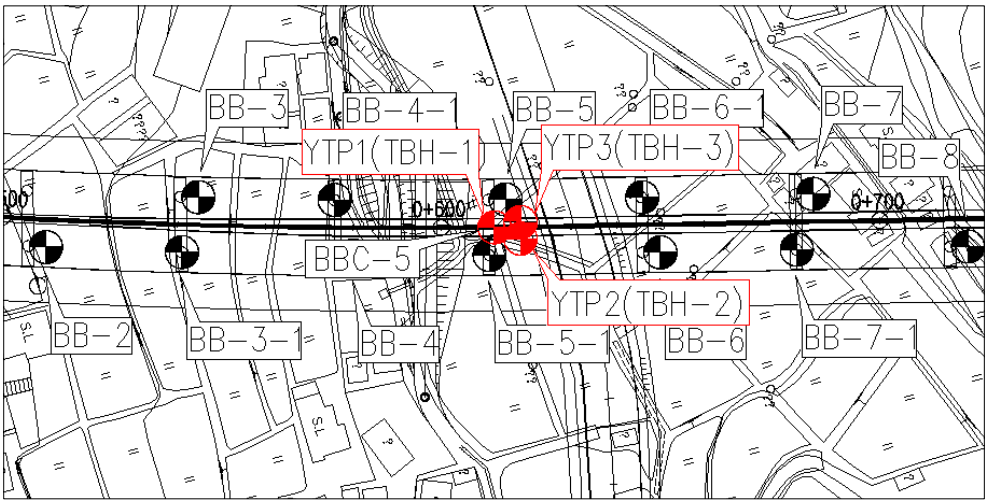
표 3.7.1.7. 양방향 고유압 재하시험에서 하중재하 주기별 재하단계

| 구분 | 주 기 | 1방향 재하하중 (tonf) | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 |
| ITP 3-1 | ① | 0 | 100 | 200 | 400 | 600 | 800 | 400 | 200 | 0 | | | | | | | |
| | ② | 0 | 400 | 800 | 1000 | 1200 | 1400 | 1500 | 1600 | 1400 | 1200 | 800 | 400 | 0 | | | |
| | ③ | 0 | 400 | 800 | 1000 | 1200 | 1600 | 2000 | 2200 | 2300 | 2400 | 2200 | 1600 | 1200 | 800 | 0 | |
| | ④ | 0 | 400 | 800 | 1200 | 1600 | 2000 | 2400 | 2500 | 2750 | 2875 | 3000 | 2750 | 2000 | 1500 | 1000 | 0 |
| | ⑤ | 0 | 1000 | 2000 | 2500 | 3000 | 3250 | 3500 | 3750 | 3875 | 4000 | 4500 | 3750 | 3000 | 2000 | 1000 | 0 |
| ITP 3-2 | ① | 0 | 125 | 250 | 500 | 750 | 875 | 1000 | 500 | 0 | | | | | | | |
| | ② | 0 | 500 | 1000 | 1250 | 150 | 0 | | | | | | | | | | |
| | ③ | 0 | 500 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 | 1875 | 2000 | 1750 | 1000 | 0 | | | | | |
| ITP 3-3 | 보강 전 | 0 | 94 | 188 | 281 | 375 | 468 | 563 | 656 | 375 | 0 | | | | | | |
| | 보강 후 | 0 | 94 | 141 | 188 | 235 | 281 | 375 | 468 | 563 | 656 | 750 | 844 | 938 | 375 | 0 | |

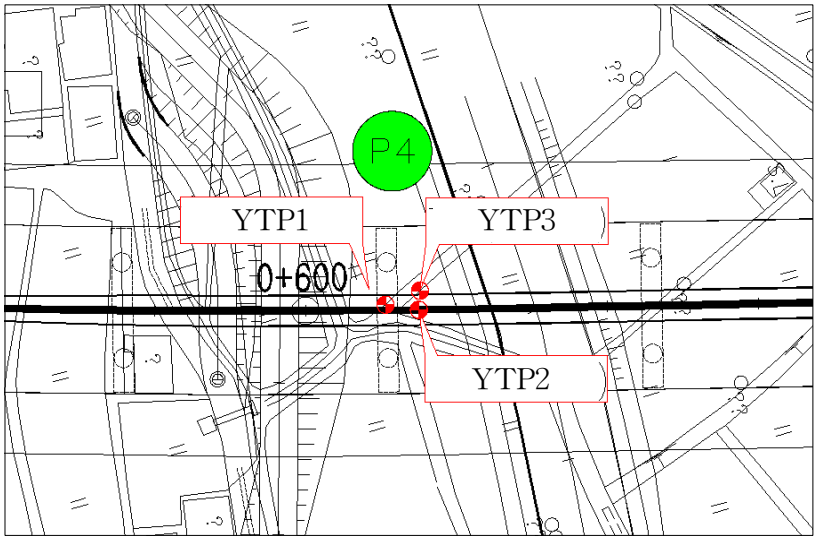
### 다. 여수 우회도로

(1) 시험위치

그림 3.7.1.11에 시험말뚝의 위치도를 나타내었다. YTP1은 연암소켓말뚝으로 본 현장의 지지력 확인을 위한 시험이었으나, 본 연구과제의 자료로 사용하였다. YTP2, YTP3은 3차년도 연구내용중 풍화토 소켓 말뚝의 시공기술 검증부분으로 선단무보강 시험말뚝(YTP2)와 선단팽이보강 시험말뚝(YTP3)을 시험시공하여 선단지지력을 확인하였다.




(a) 시험말뚝 위치도

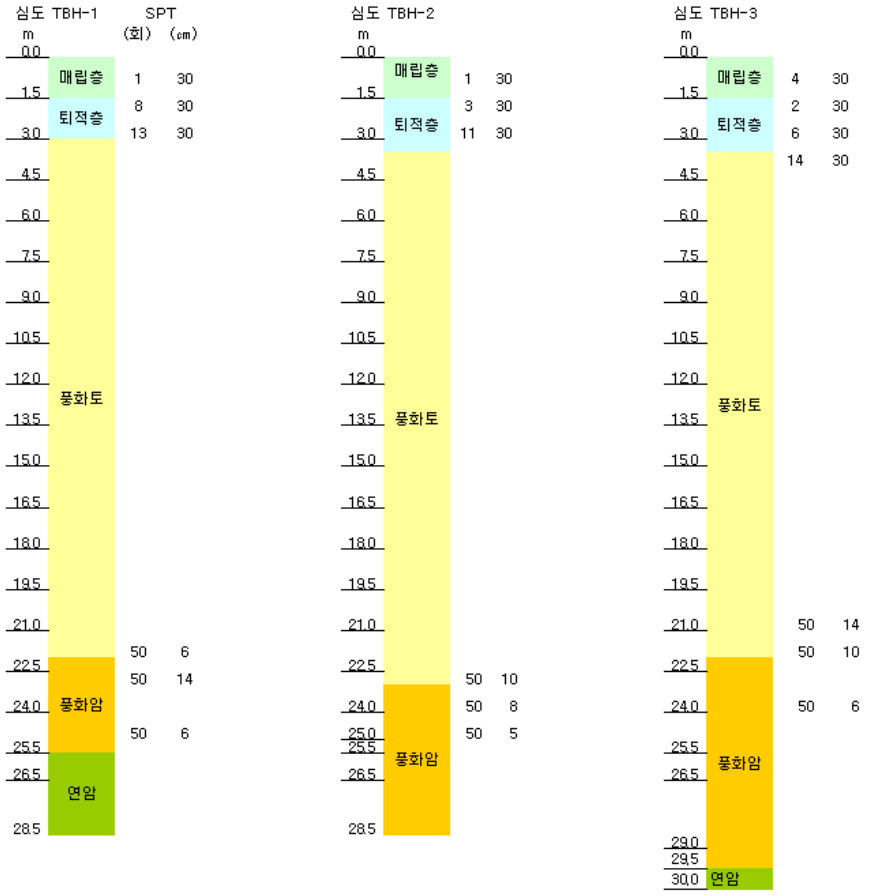



(b) 시험말뚝위치 상세도

그림 3.7.1.11 시험말뚝의 시공위치도 및 상세도

(2) 지층개요

시험부지의 지층 분포는 그림 3.7.1.12와 같이 상부에서 매립층, 점토질 모래층, 점토층, 풍화토층, 풍화암층, 연암층의 순서로 분포하였으며, 표 3.7.1.8에 시추공별 지반조사결과(동해이엔지, 2006)를 요약하였다.




(a) 연암소켓 말뚝(TBH-1)　(b) 선단무보강 풍화토소켓 말뚝(TBH-2)　(c) 선단보강 풍화토소켓 말뚝(TBH-3)

그림 3.7.1.12 시험부지의 지층분포도

표 3.7.1.8 시추공별 지층의 두께 및 조사결과 요약(동해이엔지, 2006)

| 지층명 \ 공번 | | TBH-1 | TBH-2 | TBH-3 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|
| 매립층 | | 2.9 | 3.3 | 3.4 | · 점토, 모래 실트 혼합<br>· N-값 : 1/30~13/30 |
| 풍화대 | 풍화토 | 18.9 | 19.7 | 18.6 | · 보통조밀-매우조밀, 습윤<br>· 암편섞인 실트질 세립질 내지 조립모래<br>· DCPT 시험수행 |
| | 풍화암 | 3.7 | 6.0 | 7.3 | · 매우조밀, 습윤<br>· 암편섞인 실트질 세립질 내지 조립모래<br>· N-값 : 50/5~50/14<br>· DCPT 시험수행 |
| 연암 | | 10.5 | | 0.7 | |
| 계 | | 36.0 | 29.0 | 30.0 | |

(3) 시험말뚝의 제원

3차년도 연구과제에서 시험말뚝은 풍화토 소켓 시공기술의 검증을 위한 목적으로 선단무보강 풍화토 소켓 말뚝과 팽이형콘크리트 부재를 이용한 선단보강 풍화토 소켓 말뚝을 시공하였으며, 보강방법에 의한 지지력의 증대효과를 확인하기 위하여 양방향 고유압 말뚝재하시험을 수행하였다. 표 3.7.1.9에는 각 시험말뚝의 특징을 간략하게 요약하였다.

표 3.7.1.9 시험말뚝의 제원

| 구 분 | | YTP1 | YTP2 | YTP3 |
|---|---|---|---|---|
| 선단지지층 | | 연암 | 풍화토 | 풍화토 |
| 말뚝길이(m) | | 28.5 | 13 | 12 |
| 케이싱외경(mm) | | 1500 | 1500 | 1500 |
| RCD직경(mm) | | 1350 | - | - |
| 콘크리트강도(MPa) | | - | | |
| 소켓길이(m)/말뚝직경(mm) | 매립토 | 1.5/1500 | - | - |
| | 퇴적토 | 1.5/1500 | 1.0 | 1.0 |
| | 풍화토 | 19.0/1500 | 13/1500 | 12/1500 |
| | 풍화암 | 0.5/1500<br>3.0/1350 | - | - |
| | 연암 | 3.0/1350 | - | - |
| | 계 | 28.5 | 13 | 12 |
| 시험계획하중(MN) | 일방향하중 | 29.8 | 19.6 | 19.6 |
| | 양방향합계하중 | 59.6 | 39.2 | 39.2 |
| 양방향고유압 말뚝재하장치 | 실린더의용량(MN) | 9.8 | 9.8 | 9.8 |
| | 실린더수량(ea) | 3 | 2 | 2 |

시험말뚝의 축하중분포를 측정하기 위하여 그림 3.7.1.13과 같이 변형률 센서를 각 지층별로 설치하였다.

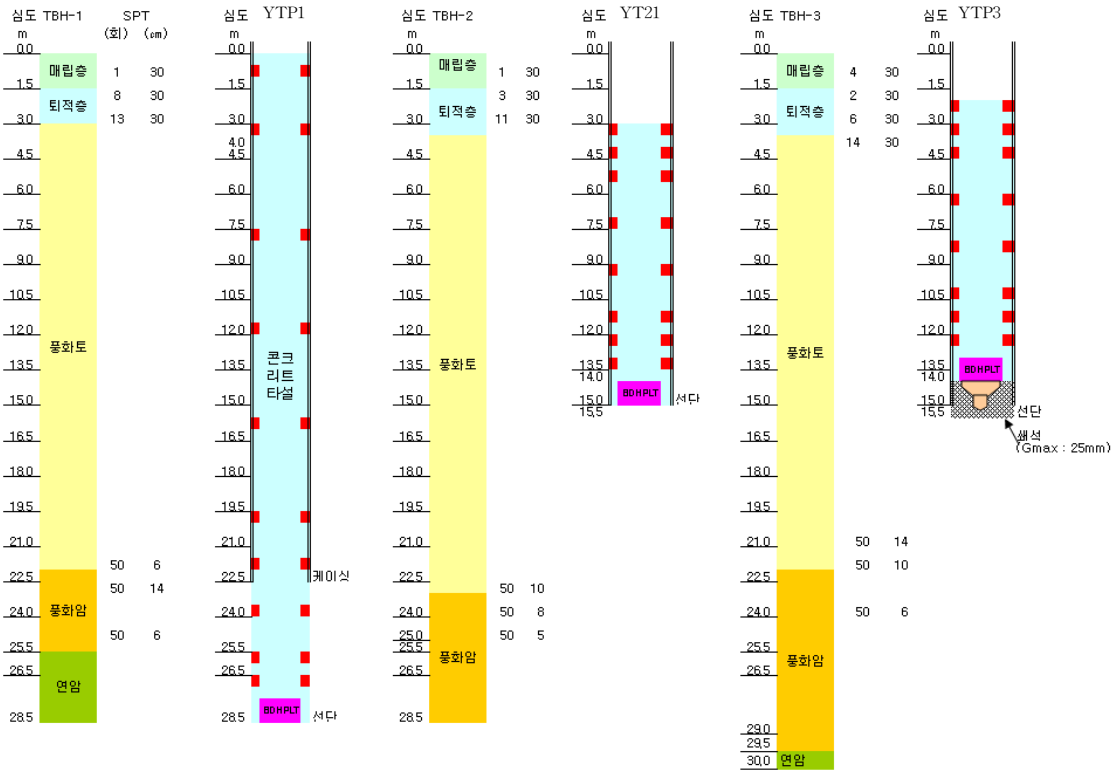



그림 3.7.1.13 센서배치도 및 재하장치 설치위치

(4) 시험말뚝의 시공절차

시험말뚝의 시공과정은 일반적인 현장타설말뚝의 시공과정과 동일하지만 하중전이 측정용 센서의 설치와 양방향고유압말뚝재하장치의 설치 등의 과정을 부가적으로 고려해야 한다. 시험말뚝 시공과정은 다음과 같다.

① 시험말뚝의 시공법은 요동식 올케이싱 공법으로 케이싱을 오실레이터로 선압입 시키고 해머그랩으로 내부 토사를 굴착하였다. YTP1은 GL. -22.5m까지 케이싱을 선 굴진하고 해머그랩으로 굴착하였고, 이후 RCD를 투입하여 28.5m까지 굴착하였으며, YTP2는 GL.-15m까지 해머그랩으로 굴착하였다. YTP3은 15.0m까지 케이싱을 선 압입후, 케이싱 선단아래 15.4m까지 해머그

랩으로 굴착하였다(그림 3.7.1.14 (a)).

② 굴착 후 굴착공 바닥에서 쇄석을 1m높이로 깔고 팽이형 콘크리트 부재를 설치하였다(그림 3.7.1.14 (b)). 자중에의해 설치된 팽이형 콘크리트부재의 상부는 지표에서 13.5m의 심도이었다.

③ 풍화암 또는 연암굴착시 굴착공선단을 파쇄하는 치즐(무게 : 5tonf)을 이용하여 팽이형 콘크리트부재에 타격력을 가하였다(그림 3.7.1.14 (c)). 팽이형 콘크리트부재의 상부가 14.0m로 설치되었다.

④ YTP2, YTP3의 굴착 및 팽이형 콘크리트부재의 설치가 완료되고 말뚝선단의 슬라임 발생량을 측정하기 위하여 약 14시간을 방치하였으며, 이후 선단부의 슬라임량을 측정하였다. 슬라임의 측정은 약 1kg의 추를 줄자 끝에 설치하고 측정자가 처음 슬라임에 의해 처음 걸리는 부분과 추를 자중에 의해 마지막까지 박히는 부분 까지 측정하였다.

무보강 말뚝에서 선단슬라임은 약 60cm 정도가 측정되었으나, 팽이형 콘크리트부재 보강 말뚝은 약 10cm 정도 발생하였다.

⑤ 축하중 시험용 센서는 철근망이 조립된 후 소정의 위치(그림 3.6.1.6 참조)에 설치하였다(그림 3.7.1.14 (d)).

⑥ 양방향 고유압 말뚝재하장치가 조립된 철근망(그림 3.7.1.14 (e))을 굴착공내에 안착시키고(그림 3.7.1.14 (f)) 변위봉 보호용 케이싱과 주철근에 전선 및 유압호스를 고정하여 콘크리트타설 및 케이싱의 인발 작업에 영향을 미치지 않도록 하였다(그림 3.7.1.14 (g) 참조).

⑦ TP1은 말뚝선단에서 지표까지 콘크리트를 타설하였으며, TP2는 말뚝선단에서 GL. -3m 까지, TP3은 말뚝선단에서 GL.-2m까지 콘크리트를 타설하고 콘크리트 타설을 완료한 후 케이싱을 인발하였다(그림 3.7.1.14 (h)참조). 그리고, 콘크리트를 타설하고 약 4일 후에 각 시험말뚝에 토사 채움을 하였다(그림 3.7.1.14 (i) 참조).



(a) 굴착공 선단



(b) 팽이형 콘크리트부재설치



(c) 치즐



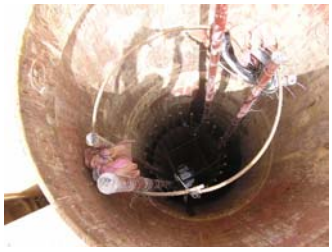
(d) 축하중계측용 센서 설치



(e) 재하장치 조립



(f) 철근망 근입



(g) 유압호스 및 전선처리



(h) 케이싱인발



(i) 말뚝내부 토사채움

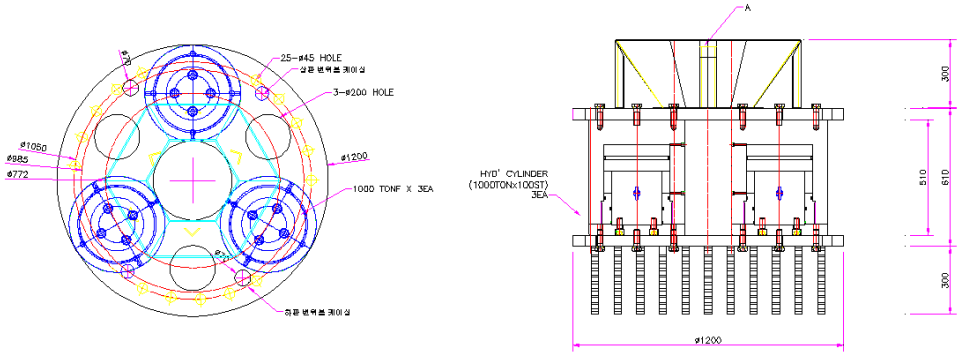
그림 3.7.1.14 시험말뚝의 시공과정

(5) 양방향 고유압 말뚝재하시험 장치

YTP1 ~ 3에 설치된 재하장치의 제원을 표 3.7.1.10에 나타내었으며, 각 시험장치의 정면도와 평면도를 그림 3.7.1.15 ~ 16에 나타내었다.

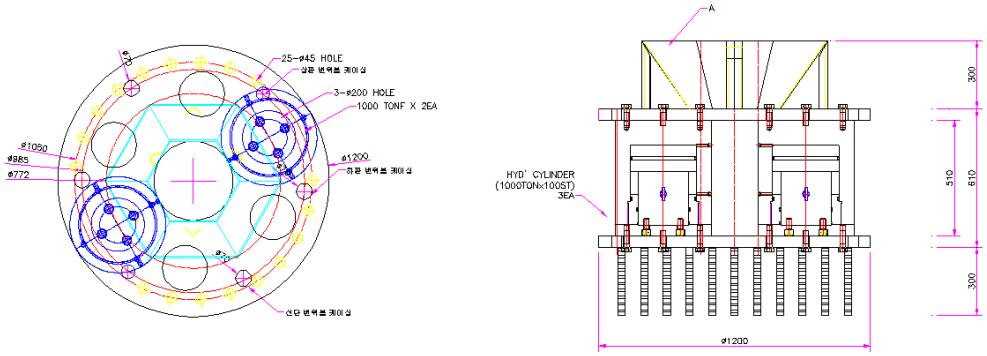
표 3.7.1.10 재하장치 제원

| 장비명 | 규 격 | 수 량 | 비 고 |
|---|---|---|---|
| 1. 유압잭 및 펌프 | - 잭 | | |
| | 형식 : 유압실린더, 최대하중 : 1000tonf | 3 set | TP1 |
| | 형식 : 유압실린더, 최대하중 : 1000tonf | 2 set | TP2 |
| | 형식 : 유압실린더, 최대하중 : 1000tonf | 2 set | TP3 |
| | - 펌프 | | |
| | 최대 압력 : 1500 bar | | |
| 2. 유압호스 | - 고압력 호스(1800 kgf/cm$^2$) : 40m<br>- 저압력 호스(700 kgf/cm$^2$) : 40m | 3 set<br>3 set | |
| 3. 변위계(LVDT) | - 최대 범위 : 0~200mm(2 ea)<br>0~100mm(4 ea)<br>- 정확도 : 0.01mm | 6 set | |
| 4. 마그네틱 베이스 | - 영구 자석식 | 6 set | |
| 5. 기준보 | - I형 보 : 5m | 2 set | |
| 6. 텔테일 | - 텔테일 개당 길이 : 1m<br>(30m × 4 개소 / 1m = 120 ea) | 1 식 | |
| 7. 유압 연결 장치 및 부속장비 | - 고압용 연결 장치, 멍키스페너, 바이스 플라이어, 렌치등 | 1 식 | |
| 8. 자동화 계측시스템 | - TDS 303<br>- 스위치박스(50 채널.: 1개)<br>- 노트북 | 1식 | |




(a) 양방향 고유압 재하장치 정면도 (b) 양방향 고유압 재하장치 조립도

그림 3.7.1.15 재하장치 상세도(YTP1)




(a) 양방향 고유압 재하장치 정면도 (b) 양방향 고유압 재하장치 조립도

그림 3.7.1.16 재하장치 상세도(YTP2, 3)

(6) 양방향 고유압 말뚝재하시험(BDH PLT) 수행

시험방법은 ASTM D1143-81(1994)에서 규정하고 있는 완속재하시험방법과 반복재하방법을 혼합한 형태로 실시하였다. 표 3.7.1.11에 시험말뚝별 실 재하하중단계를 나타내었다. 하중전이 측정은 각 재하주기별 재하하중단계에서 심도별 변형율을 데이터로그를 통하여 측정하였다. 또한, 각 하중단계별 재하장치의 상판, 하판 변위와 두부변위를 전기저항식 변위계(LVDT)를 통하여 계측하였다.

실제 시험은 자동화 측정시스템을 통하여 각 하중단계의 말뚝두부변위, 재하장치의 상판 및 하판변위와 심도별 변형율 데이터를 동시에 확인하면서 하중을 제어하였다. ITP1의 경우 시험계획하중은 3000tonf 이었으나, 시험시 최대재하하중은 2400tonf까지 재하하였다. ITP2, ITP3의 경우 각각 225tonf, 325tonf에서 실린더의

최대팽창변위인 100mm에 근접하여 시험을 종료하였다.

표 3.7.1.11 양방향 고유압 재하시험에서 하중재하 주기별 재하단계

| 구분 | 주 기 | 1방향 재하하중 (tonf) | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 |
| TP1 | ① | 0 | 200 | 400 | 600 | 800 | 1000 | 800 | 400 | 0 | | | | | | | |
| | ② | 0 | 400 | 800 | 1000 | 1200 | 1400 | 1600 | 1800 | 2000 | 1600 | 1200 | 800 | 400 | 0 | | |
| | ③ | 0 | 400 | 800 | 1200 | 1600 | 2000 | 2200 | 2400 | 1600 | 1200 | 800 | 400 | 0 | | | |
| TP2 | ① | 0 | 25 | 50 | 75 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 194 | 108 | 0 | | | |
| TP3 | ① | 0 | 50 | 100 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 | 275 | 300 | 325 | 200 | 100 | 0 | | |

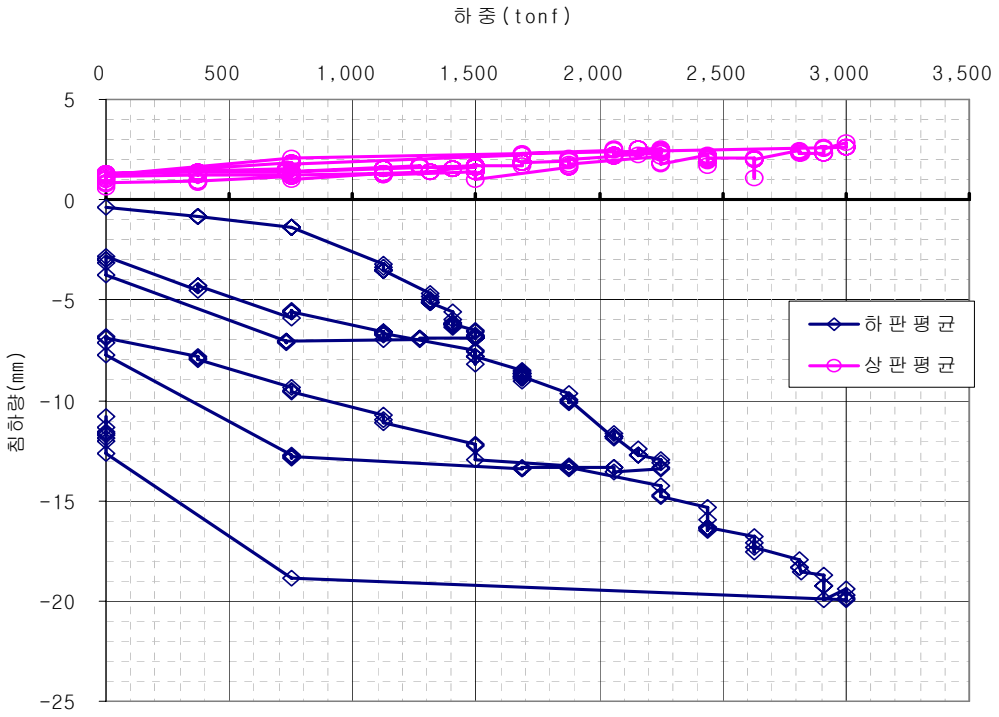
## 2. 양방향 말뚝재하시험 결과 분석

### 가. 가덕대교 해상부 현장

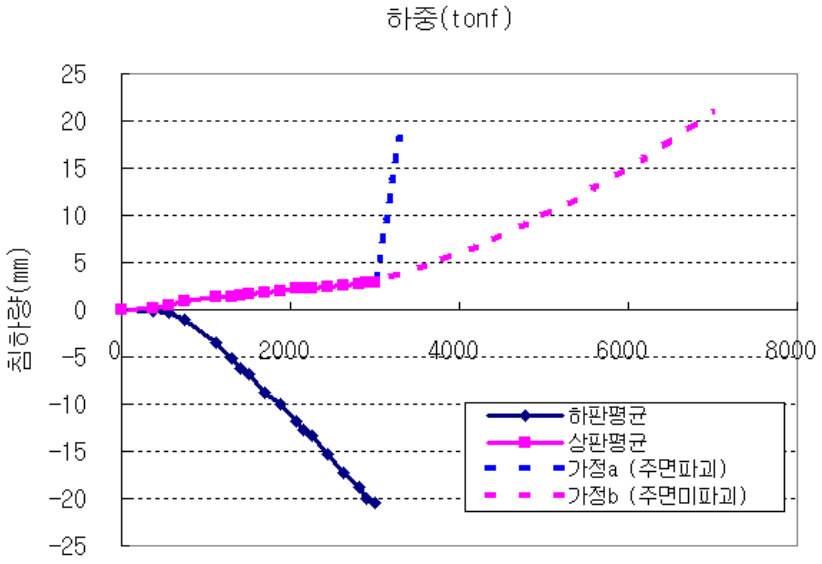
(1) 1방향 재하하중 - 변위 곡선

그림 3.7.2.1(a)는 양방향 말뚝재하시험의 하중단계별 재하시험 결과를 도시한 것인데 여기서, 1방향 재하하중과 상/하향 변위 관계를 나타내고 있다. 하판의 하향변위와 상판의 상향변위는 변위봉을 이용하여 계측하였다. 본 시험에서는 1방향 시험하중인 3,000 tonf까지 하중을 재하하였다.

그림 3.7.2.1(b)는 각 주기에서의 최대하중과 변위의 관계를 도시한 것으로 하판변위가 상판변위보다 상대적으로 더 많이 발생하였다. 본 시험에서는 1방향 시험최대하중인 3,000 tonf에서 하판변위는 20.4mm, 상판변위는 2.9mm가 발생하였다.




(a) 각 주기별 1방향 재하하중 - 변위 곡선




(b) 각 주기별 최대하중 - 변위 곡선

그림 3.7.2.1 주기별 하중 - 상향변위, 하향변위 곡선

(2) 등가 하중 - 침하량 곡선

말뚝 몸체의 변형을 무시하면 말뚝두부에 하중재하시 주면과 선단에서의 침하

량은 같다. 따라서 양방향 말뚝재하시험에서 측정한 두 개의 하중 - 변위 곡선(그림 3.7.2.1 참조)으로부터 등가 하중 - 침하량 곡선을 작도할 수 있었고 그림 3.7.2.2에 나타내었다.

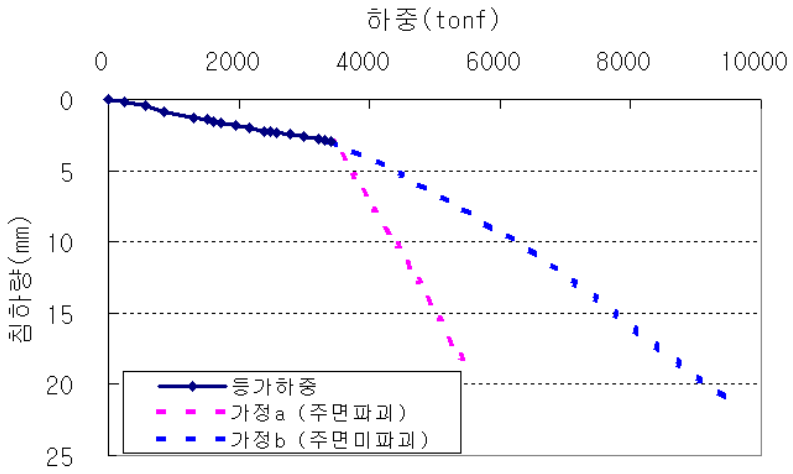



그림 3.7.2.2 등가 하중 - 침하량 곡선

같은 변위량에서의 선단력과 순주면마찰력을 합하여 말뚝의 등가재하하중으로 볼 수 있다. 여기서 순주면마찰력은 측정된 주면마찰력에서 말뚝의 부양자중을 빼주면 된다. 이렇게 하여 구한 등가하중과 변위량을 좌표로 도시할 수 있으며 이들 점을 연결하면 등가 하중 - 침하량 곡선이 된다(Osterberg, 1989).

상/하향의 실측자료만을 이용하여 작성된 등가하중 - 침하량 관계를 그림 3.7.2.2에서 실선으로 나타내었다. 그리고 본 시험의 결과에서는 선단지지력이 항복을 나타내지 않았으며 변위 또한 약 3mm 정도로 매우 작게 나타났으므로 하향 최대변위인 20.0mm까지의 결과를 활용할 수 있도록 상향하중 - 상향변위의 관계를 외삽해 볼 수 있다. 즉, 첫 번째 안전측으로 지지력을 판단하고자 최대재하하중에서 주면지반이 파괴되었다고 가정(가정 a)하여 점선으로 나타낼 수 있으며 두 번째 상향하중 - 변위 관계 추이를 가정하여 추세선(가정 b)을 만들 수 있는데 이 두 가지는 그림 3.7.2.1(b)에 점선으로 나타내었다.

실측자료를 활용하여 작도된 등가 하중 - 침하량 곡선으로부터 항복하중을 판별하기 위하여 3가지 방법(P-S, log P -log S, Davisson의 방법)을 이용하여 항

복하중을 검토하여, 항복하중 및 허용하중을 표 3.7.2.1에 요약하였다.

표 3.7.2.1 등가하중 - 침하량곡선의 지지력 분석

| 판별법 | 실측치의 경우 | | 가정 a의 가정 | | 가정 b의 경우 | | 실측치에 의한 허용지지력 (tonf) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 항복 지지력 (tonf) | 허용 지지력 (tonf) | 항복 지지력 (tonf) | 허용 지지력 (tonf) | 항복 지지력 (tonf) | 허용 지지력 (tonf) | |
| P-S (F.S = 2) | 3417 | 1709 | 3500 | 1750 | 4700 | 2350 | 1709 (최소치) |
| log P- log S (F.S = 2) | | | 3200 | 1600 | 3900 | 1950 | |
| Davisson의 방법 (F.S = 3) | | | 6200 | 2070 | 11100 | 3700 | |

(3) 축하중분포도

양방향 말뚝재하시험 결과(그림 3.7.2.1)와 하중전이측정결과(그림 3.7.2.3)를 이용하여 축하중 분포도를 작도하여 그림 3.7.2.4에 도시하였다.

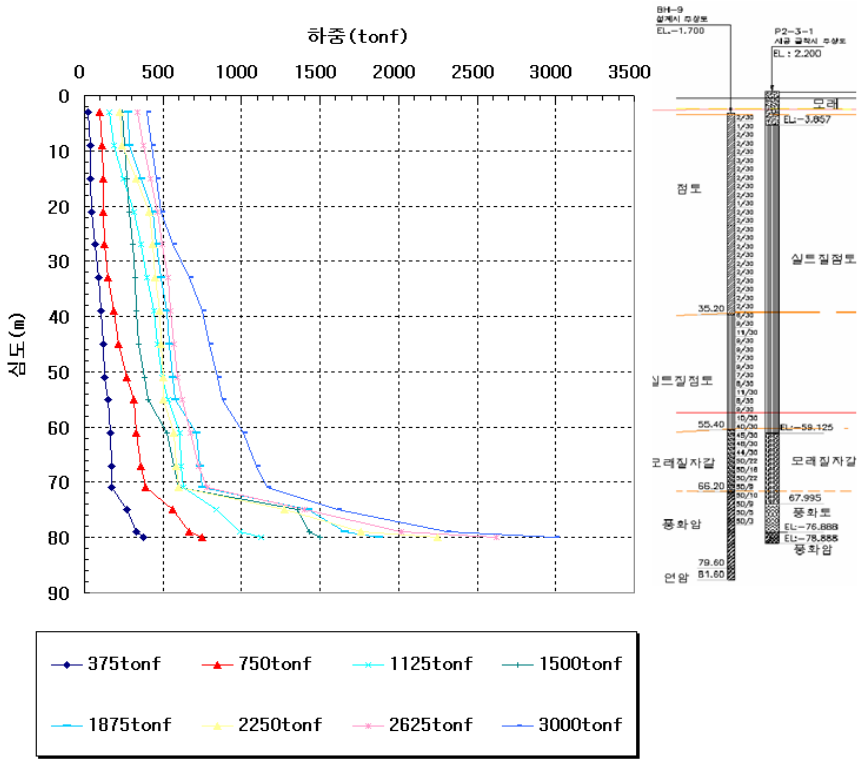



그림 3.7.2.3 하중단계별 마찰력 분포도

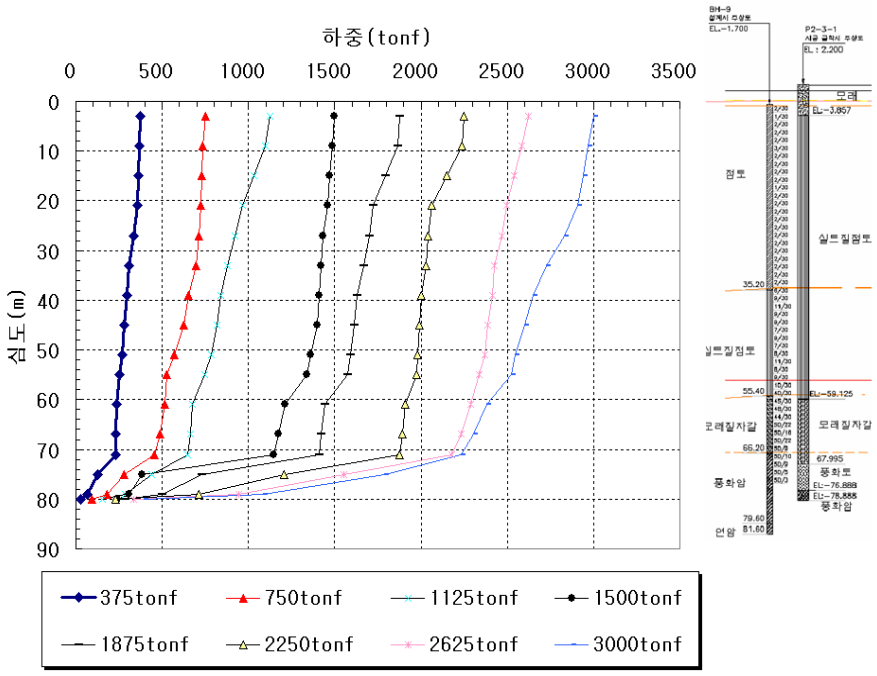



그림 3.7.2.4 하중단계별 축하중 분포도

말뚝변위에 따른 마찰력과 선단지지력의 발현 양상을 도시하면 그림 3.7.2.5와 같다. 여기서, 주면마찰력과 선단지지력은 계속적으로 증가하는 것을 볼 수 있다.

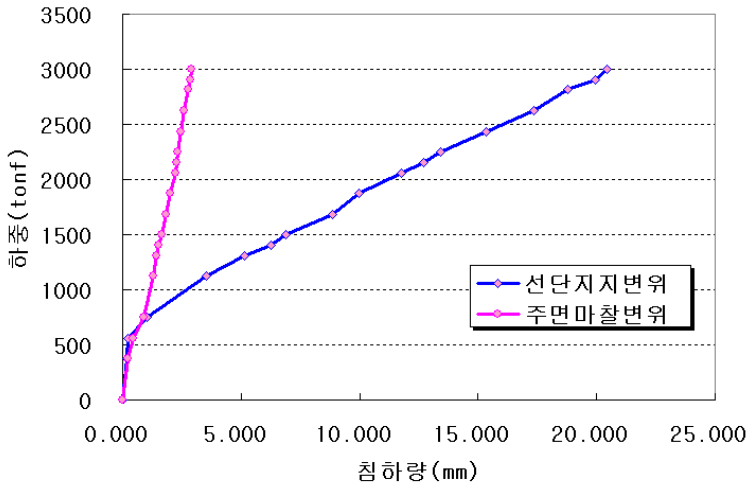



그림 3.7.2.5 말뚝변위에 따른 주면마찰력과 선단지지력의 발현양상

(4) 마찰응력 분포 양상

축하중 분포도(그림 3.7.2.4)를 이용하여 각 깊이에 따른 마찰응력의 분포도를 도

시하면 그림 3.7.2.6와 같다.

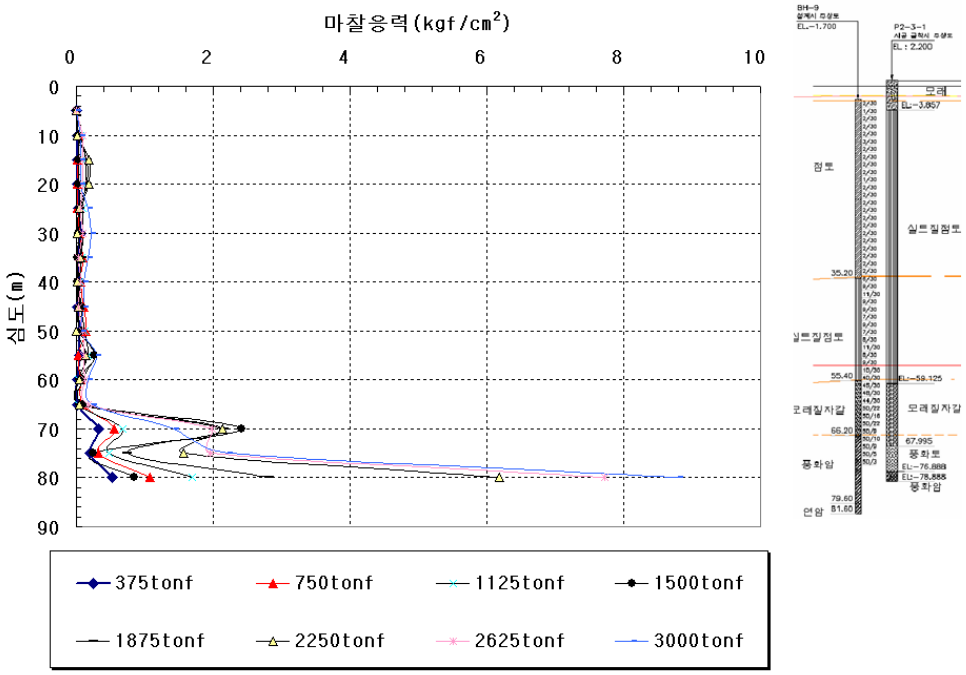



그림 3.5.5.6 평균 마찰응력의 분포도

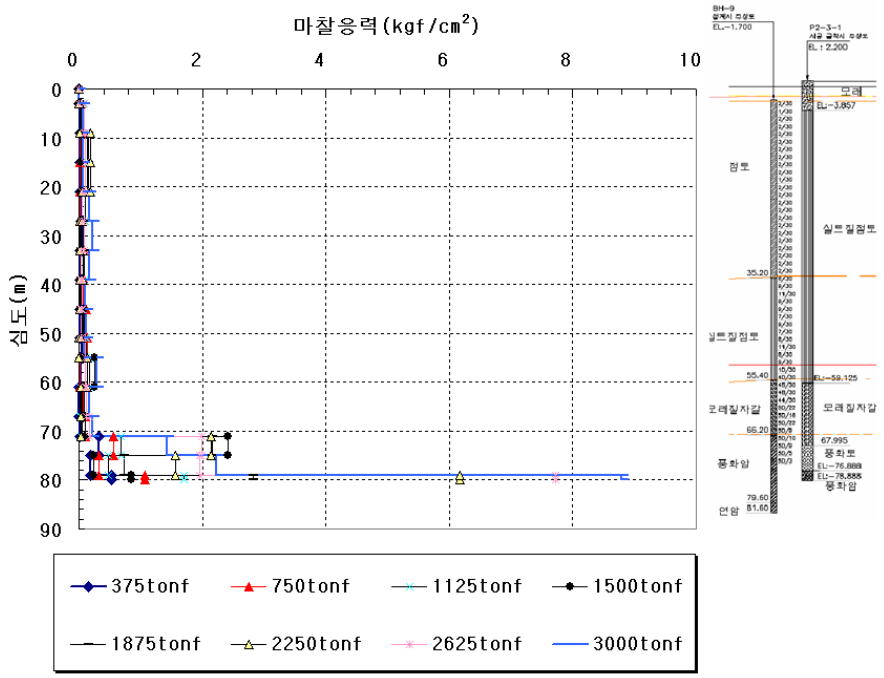



그림 3.7.2.7 각 위치별 발휘된 평균 마찰응력

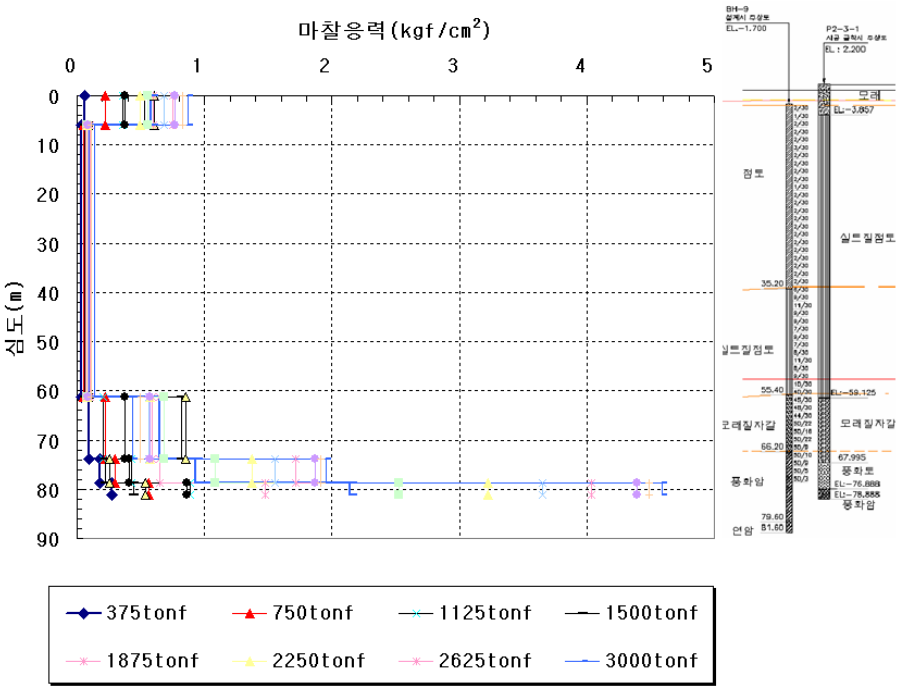



그림 3.7.2.8 각 지층별 발휘된 평균 마찰응력

그림 3.7.2.8의 우측에 있는 실시설계 시 지반조사(부산광역시, 2001. 4)결과 BH-11 에서는 모래질 자갈 상부의 지층을 점토와 실트질 점토로 구분하고 있는 반면 시공굴착 시 지층의 분포는 실트질 점토로 분류하고 있으며 BH-11의 표준관입시험의 결과에 따르면 N치 2이하의 지반이 깊이 36.4m까지 분포하고 있었다. 따라서, BH-11의 점토층과 실트질 점토층의 구분 심도(36.4 m)를 기준으로 실제 시공굴착공의 실트질 점토를 상부 실트질 점토(연약지반)와 하부 실트질 점토로 구분하여 평균주면마찰응력을 나타내었다.

최대등가재하하중 3,417ton에서 평균 마찰응력은 모래층에서 0.87kg/cm$^2$, 실트질 점토층 0.13kg/cm$^2$, 모래질 자갈층에서 0.85kg/cm$^2$, 풍화토층에서 1.95kg/cm$^2$, 풍화암층에서 4.59 kg/cm$^2$ 으로 분석되었다.

(5) f-w 및 q-w 분석

(가) f-w의 분석결과

각 지층별 주면마찰력과 변위와의 관계를 그림 3.7.2.9에 나타내었다. 양방향 고유압 말뚝재하시험 결과 상향변위가 최대재하하중 3000tonf에서 약 2mm로

변위가 매우 작게 발생하였으며, 말뚝의 주면부에 대한 파괴나 항복 양상이 나타나지 않았다.

또한, 풍화암과 풍화토에서는 변위가 증가함에 따라 주면마찰응력이 증가하는 것으로 나타났으며, 모래질자갈, 실트질점토, 모래층에서는 뚜렷한 경향이 나타나지 않았다.

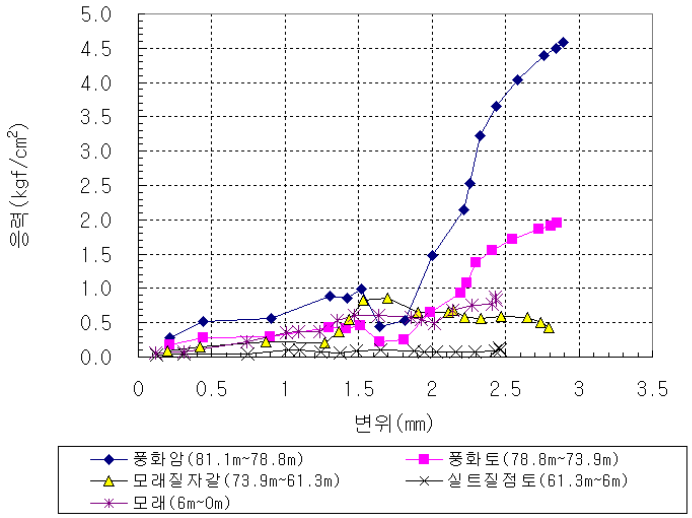



그림 3.7.2.9 지층별 마찰응력과 변위 관계

(나) q-w의 분석결과

그림 3.7.2.10에는 선단지반의 지지응력과 변위의 관계를 나타내었다. 여기서, 변위 약 1mm이내에서 관계곡선의 기울기가 변화하는 것으로 나타났으나, 이것은 양방향재하장치가 초기 콘크리트와 고정장치에 의하여 상하판이 결합되었다가 하중이 증가하면서 부착되어 있던 부분이 파괴된 것으로 판단된다. 이 부분을 제외하면 변위가 증가하면서 선단지지응력이 계속적으로 증가하는 것으로 나타났다.

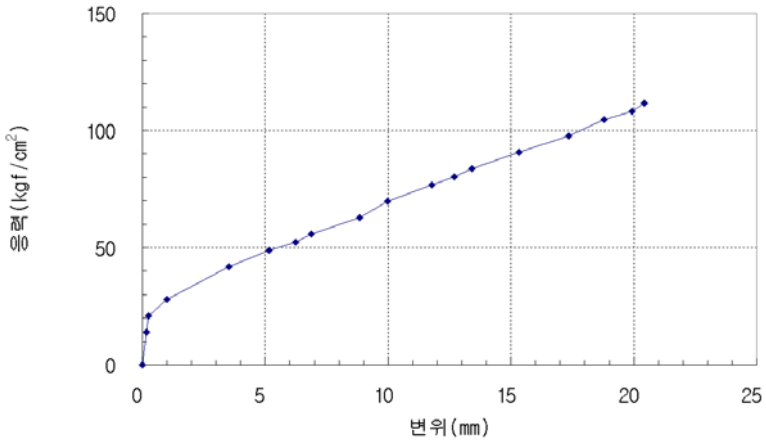



그림 3.7.2.10 지층별 선단응력과 변위 관계

## 나. 인천대교 접속도로 현장

2차년도 계획서에서는 인천대교 접속도로 현장에서 시험시공만을 수행하고 3차년도에 재하시험을 수행하는 것으로 계획되었으나, 시험부지의 허가문제와 현장의 조건 등의 제약으로 인하여 2차년도 시험 시공된 시험말뚝을 2006년 1~4월 기간동안 시험시공 및 재하시험을 수행할 수밖에 없었다. 따라서, 원 계획서보다 현저하게 빠른 공정을 이루었다.

양방향 재하시험으로 얻어질 수 있는 하중-상/하판변위 관계와 축하중센서에 의한 재하시험 시 하중분포를 나타내었다.

(1) 각 시험말뚝별 주기별 상향 -하향 침하량

선단지지 조건이 다른 시험말뚝에 대한 양방향 고유압 말뚝재하시험의 결과를 그림 3.7.2.11 ~ 3.7.2.13에 나타내었다.

연암에 소켓된 시험말뚝(ITP3-1)의 하중-침하량은 그림 3.7.2.11에 나타내었으며, 말뚝선단에 설치한 재하장치의 하향변위는 약 13.5mm, 상향변위는 약 5mm 정도로 나타났다. 따라서, 직경 1350mm의 소켓길이 8.2m(풍화암 소켓 2.6m와 연암 소켓 5.6m)만으로도 4500tonf을 지지하는 것으로 나타났다. 주면부와 선단부 어느 쪽에서도 파괴가 발생되지 않았다.

풍화암 소켓 시험말뚝(ITP3-2)은 1875tonf에서 재하장치 상부의 말뚝주변지반에서 항복상태가 나타났으며, 2000tonf까지 하중을 재하하였으나 실린더의 최대팽창변위가 100mm이므로 더 이상의 실험을 진행할 수 없으므로 2000tonf까지 재하하고 제하하였다. 말뚝선단에서 3.5m 상부에 설치한 재하장치의 하판변위는 약 27mm 발생하였고 상판변위는 약 60mm 발생하였으며 주면마찰부에서 파괴가 발생하였다.

마지막으로 풍화토 소켓 시험말뚝(ITP3-3)은 선단부 보강전 1주기의 재하단계 중 563tonf에서 재하장치의 최대팽창변위(100mm)에 도달하였으며, 더 이상의 상향 및 하향변위의 변화 없이 6.4MN 까지 재하한 후 제하하였다. 이때 563tonf에서의 상향변위는 11.7mm, 하향변위는 74.8mm 발생하였다. 따라서, 선단부가 연약하여 충분한 하중재하를 하지 못한 것으로 판단하여 팽창된 재하장치를 복원시키고 재하장치 하부를 말뚝의 시공 시 설치한 선단보강용 관

을 통하여 하판하부 약 2m까지 보강하였다. 보강하고 23일이 경과하고 시험을 다시 수행하였다. 보강 후 재하하중 750tonf이후에서는 상판 및 하판의 변위가 더 이상 발생하지 않아 시험을 종료하였다. 여기에서는 선단부 파괴가 발생하였다.

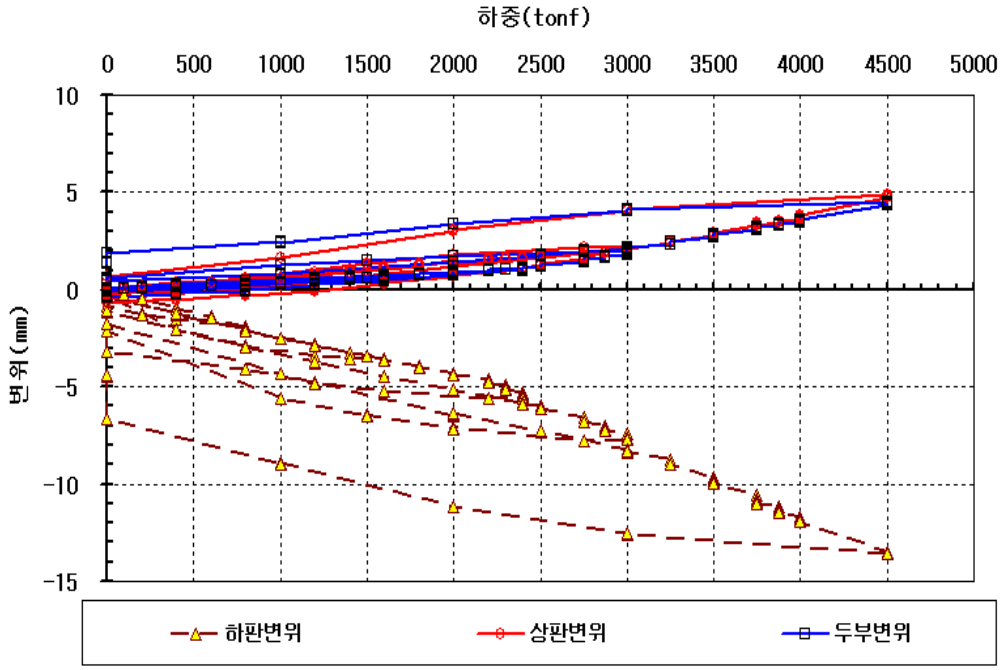



그림 3.7.2.11 연암 소켓 말뚝(ITP3-1)의 하중-침하량 관계

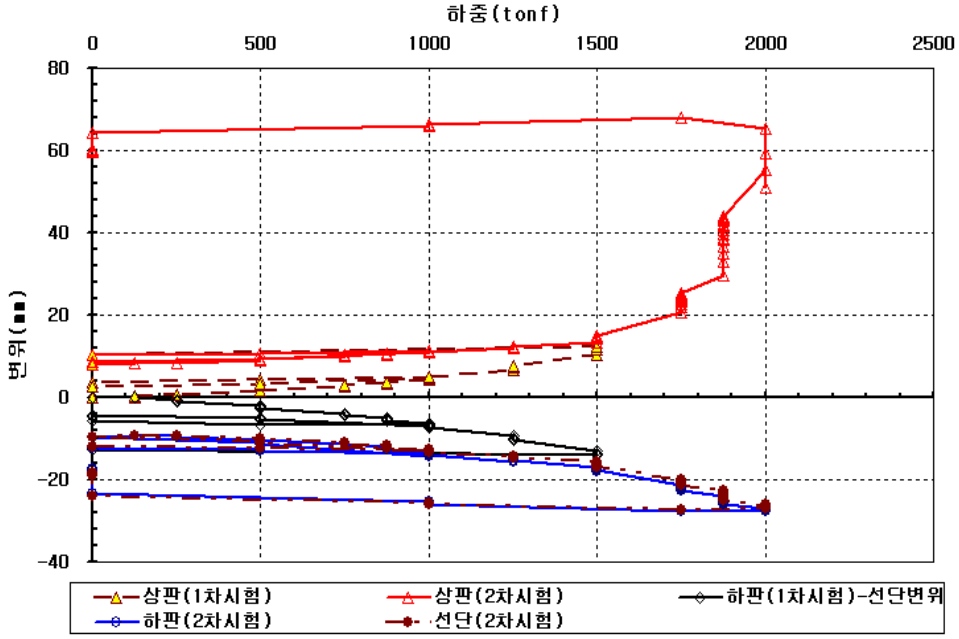



그림 3.7.2.12 풍화암 소켓 말뚝(ITP3-2)의 하중-침하량 관계

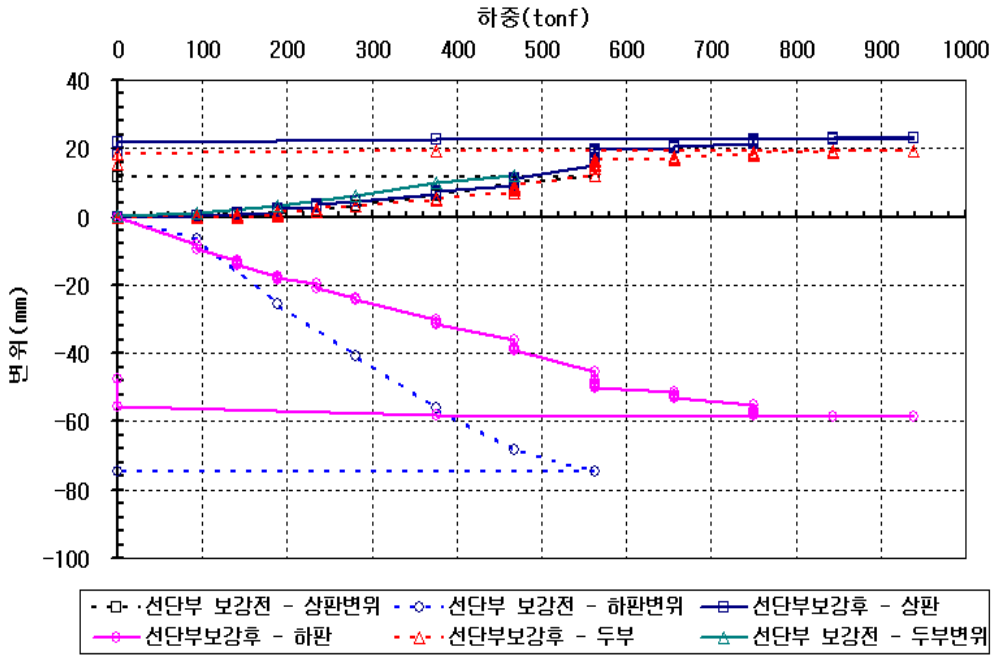



그림 3.7.2.13 풍화토 소켓 말뚝(ITP3-3)의 하중-침하량 관계

(2) 하중전이 분석

(가) 마찰력분포도

축하중 측정결과를 그림 3.7.2.14 ~ 3.7.2.16에 나타내었다. ITP3-1(연암 소켓)은 재하장치의 1방향 최대용량까지 재하를 하였으나, ITP3-2(풍화암 소켓)와 ITP3-3(풍화토)는 재하장치의 최대팽창변위까지 변위가 발생하여 시험을 종료하였다. ITP3-3의 경우 선단부 보강 전과 보강 후 재하장치의 팽창변위가 최대팽창변위에 근접하여 상향과 하향으로 하중이 더 이상 전달되지 못하는 것으로 판단되었다. 따라서, 선단지반 보강 전과 보강 후 각각 재하하중 4.6MN(468tonf), 5.5MN(563tonf)까지만 활용하였다.

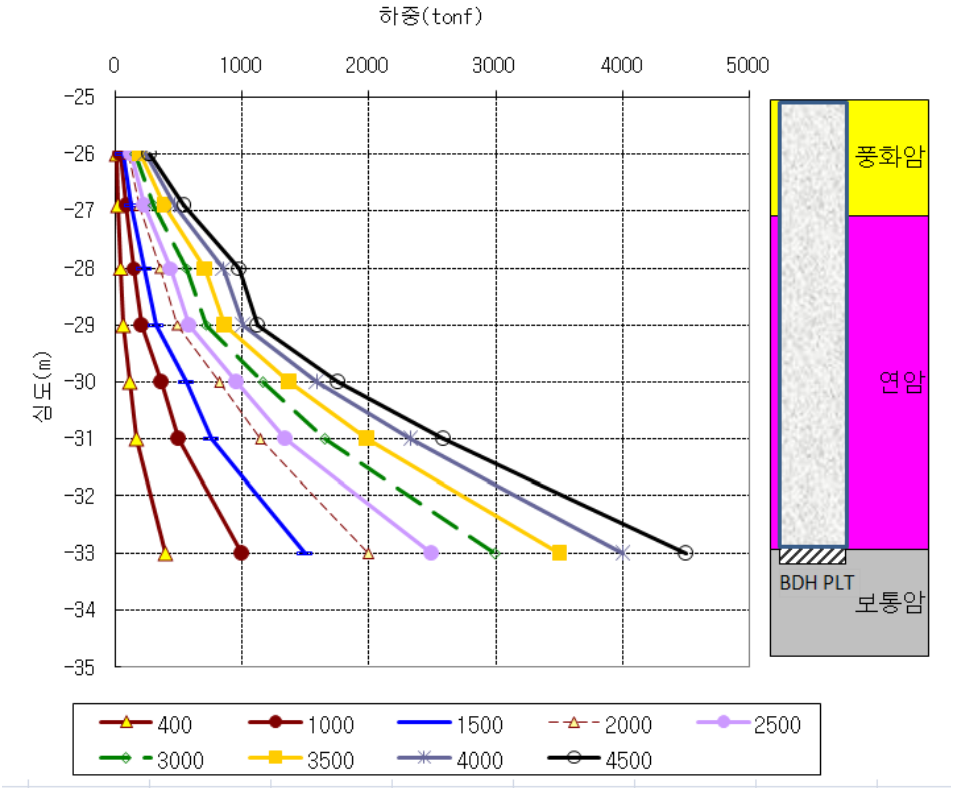



그림 3.7.2.14 연암 소켓 말뚝의 마찰력 분포도(ITP3-1)

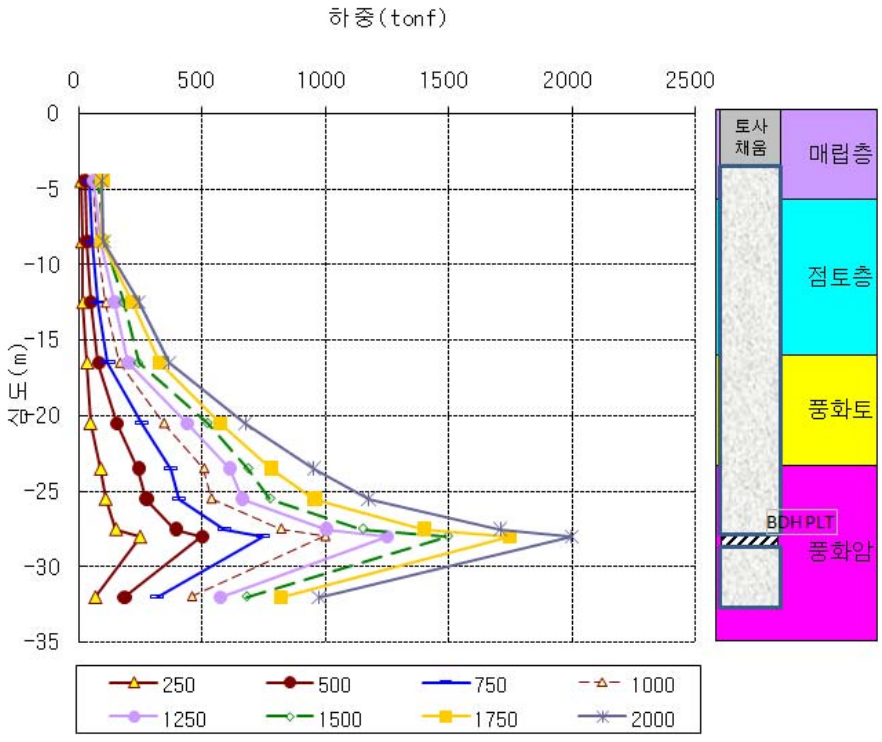
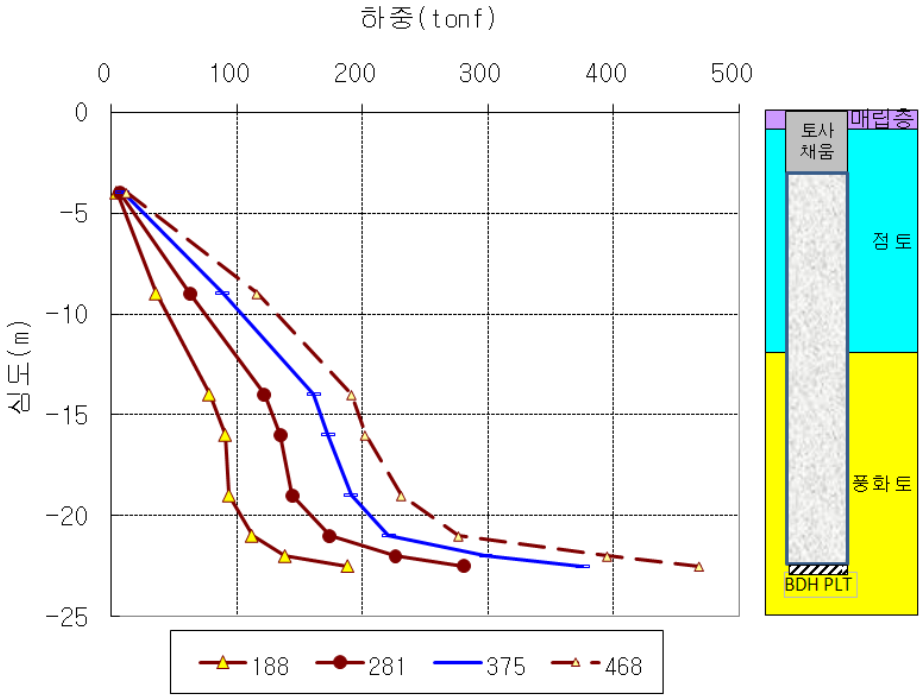
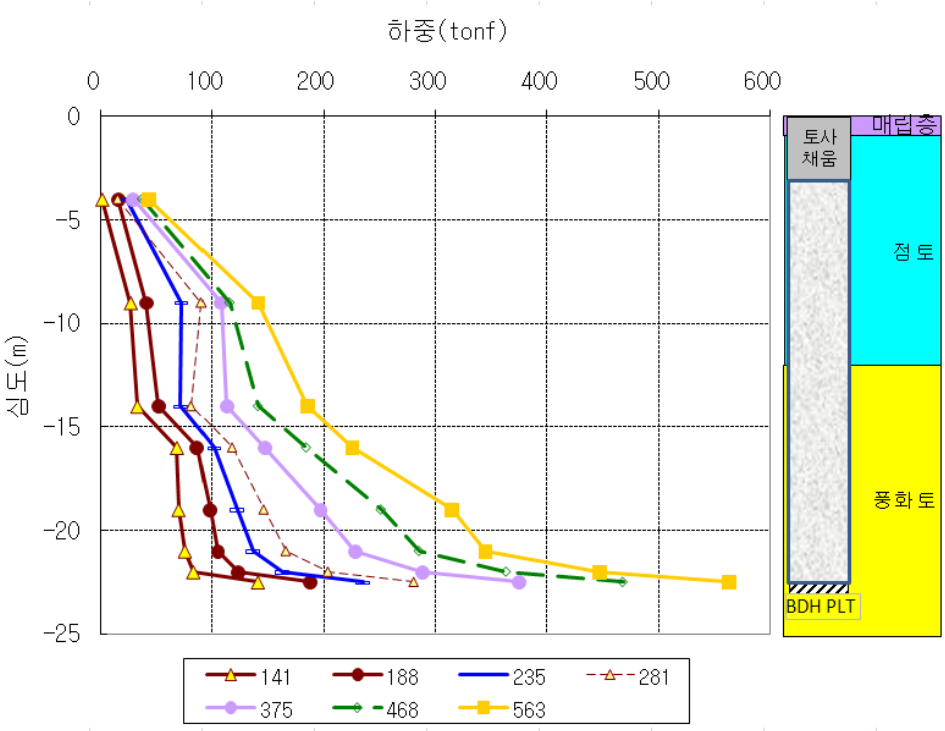



그림 3.7.2.15 풍화암 소켓 말뚝의 마찰력 분포도(ITP3-2)




(a) 선단 보강 전




(b) 선단 보강 후

그림 3.7.2.16 풍화토 소켓 말뚝의 마찰력 분포(TP3-3)

(나) 축하중분포도

양방향 말뚝재하시험의 축하중 분포도 결정방법을 통하여 본 시험의 축하중 분포도를 나타내었다(그림 3.7.2.17 ~ 3.7.2.19 참조).

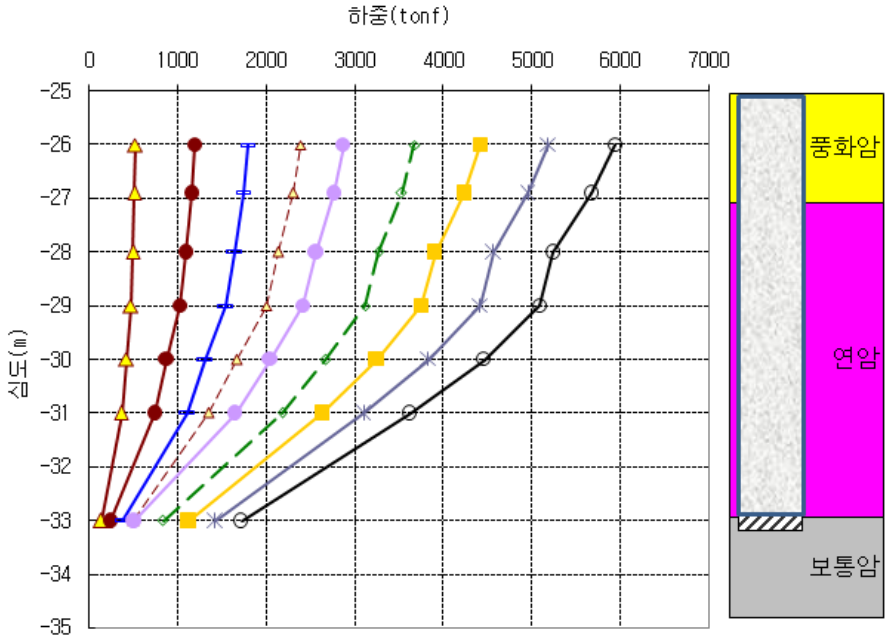



그림 3.7.2.17 연암 소켓 말뚝의 축하중 분포도(ITP3-1)

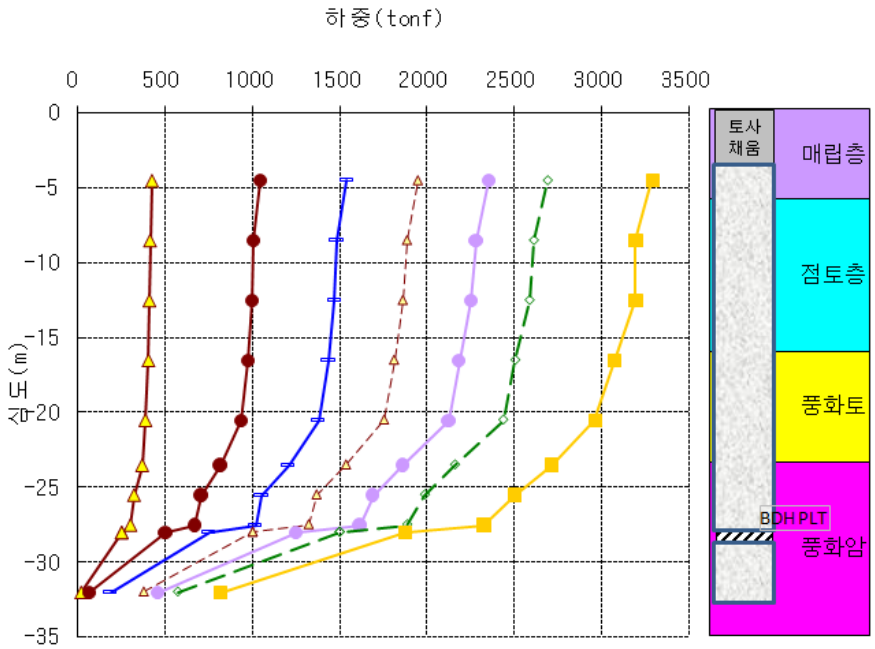
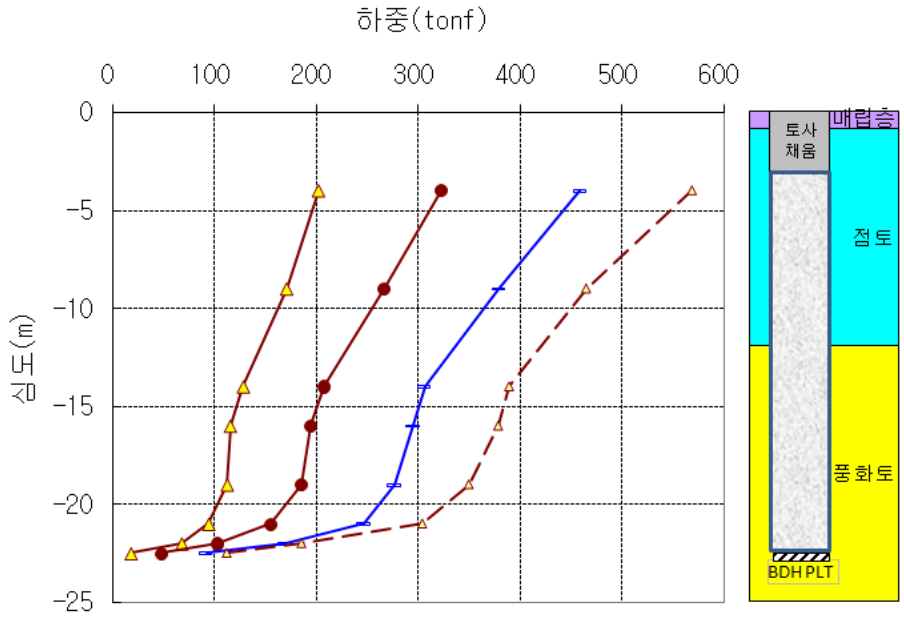
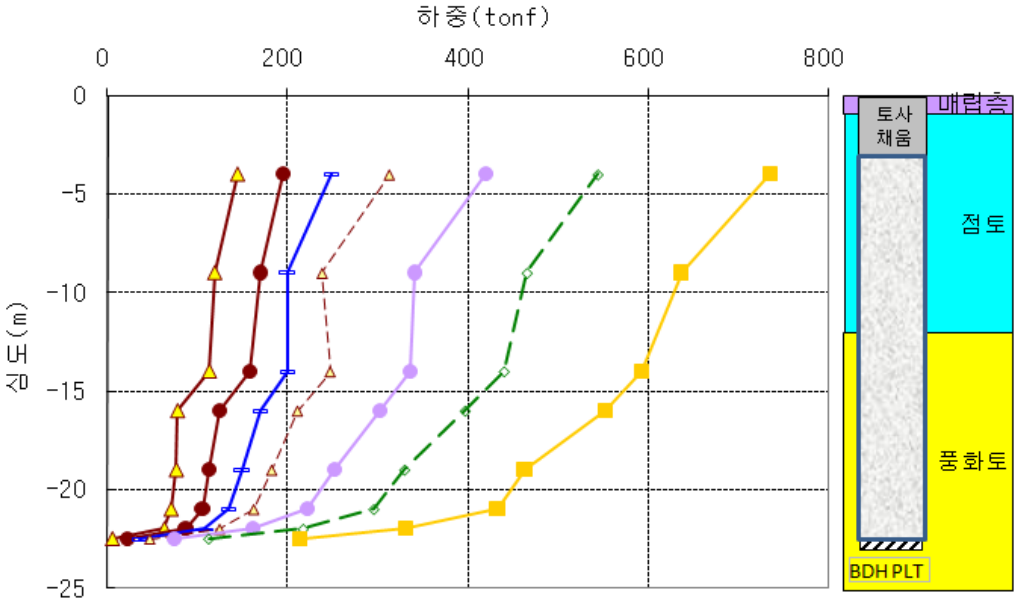



그림 3.7.2.18 풍화암 소켓 말뚝의 축하중 분포도(ITP3-2)




(a) 선단 보강 전




(b) 선단 보강 후

그림 3.7.2.19 풍화암 소켓 말뚝의 축하중 분포도(TP3-3)

(다) 마찰응력 분포 양상

축하중 분포도(그림 3.7.2.17~3.7.2.19)를 이용하여 각 지층별 평균마찰응력의 분포도를 도시하면 그림 3.7.2.20 ~ 3.7.2.22과 같다.

각 지층별 마찰지지응력의 크기를 식 (3.7.3.1)에 의해 계산할 수 있다.

$$f_{si} = \frac{\Delta Q_{si}}{\pi \cdot D \cdot \Delta L_i} \qquad (3.7.3.1)$$

여기서, ΔQsi = 각 지층에서 발휘된 마찰력

D = 말뚝직경

ΔLi = 각 지층의 토층 두께

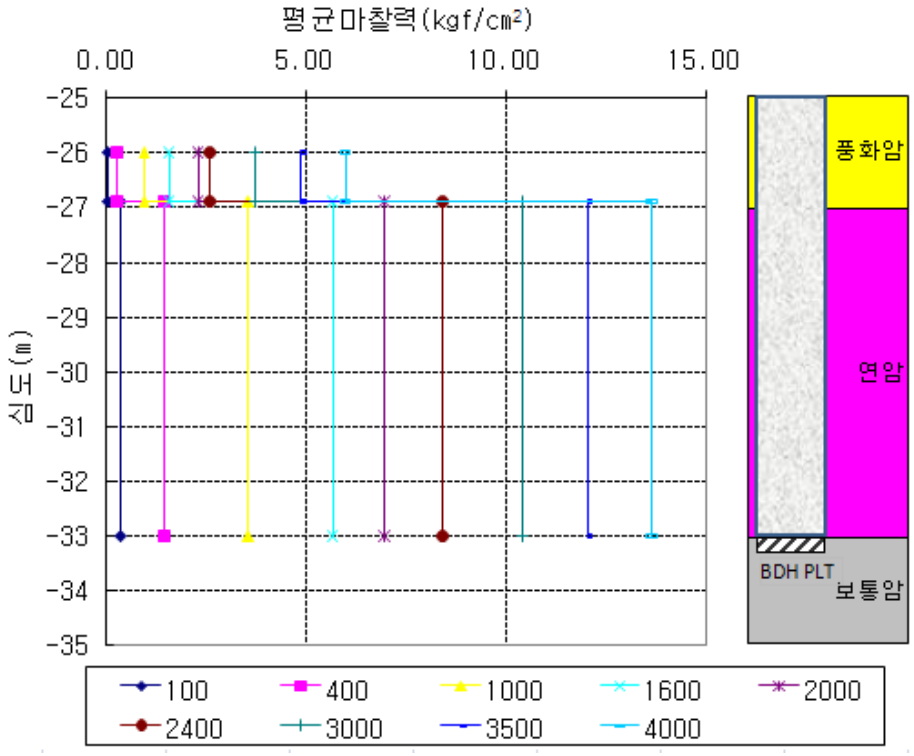



그림 3.7.2.20 연암 소켓 말뚝(ITP3-1)의 지층별 평균 마찰응력

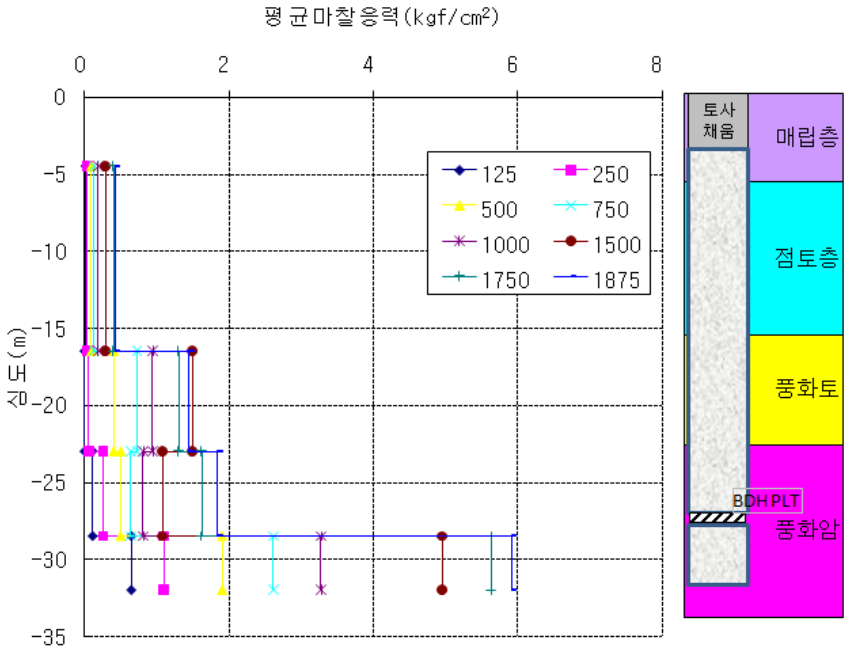
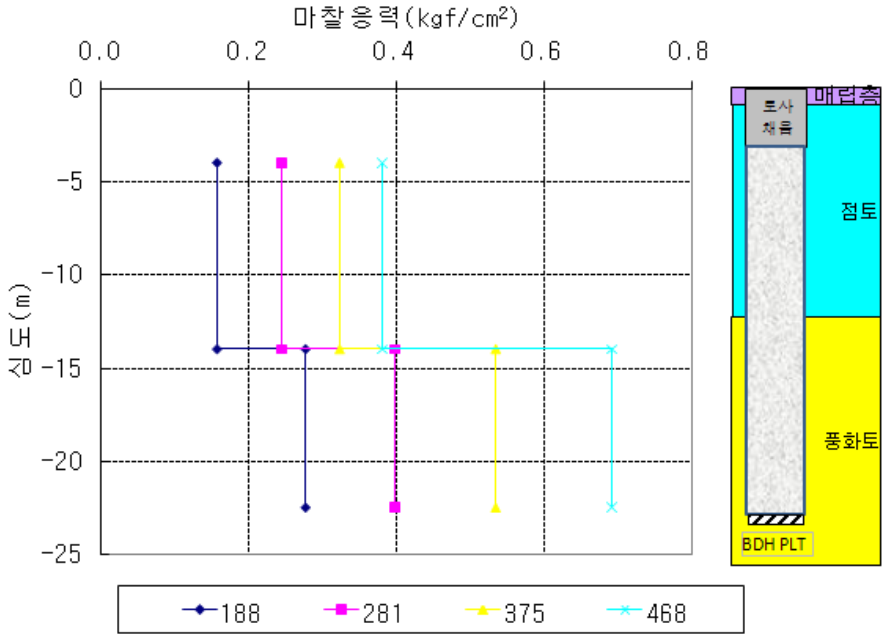
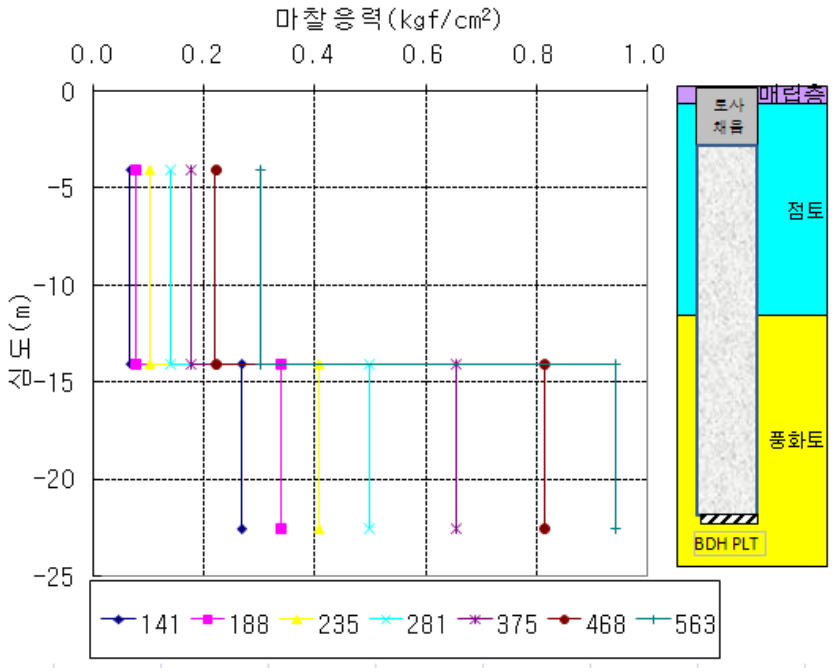



그림 3.7.2.21 풍화암 소켓 말뚝(ITP3-2)의 지층별 평균 마찰응력




(a) 보강 전




(b) 보강 후

그림 3.7.2.22 풍화토 소켓 말뚝(ITP3-3)의 지층별 평균 마찰응력

ITP3-1의 최대재하하중(4500tonf)에서의 지층별 평균마찰응력은 풍화암 5.98 $kgf/cm^2$, 연암 13.65 $kgf/cm^2$으로 나타났다.

ITP3-2의 경우 최대재하하중(1875tonf)에서 점토층 0.44 $kgf/cm^2$, 풍화토에서 1.46 $kgf/cm^2$, 재하장치 상부 풍화암에서 1.85 $kgf/cm^2$, 재하장치 하부 풍화암에서 5.92 $kgf/cm^2$ 만큼 발생되었다.

ITP3-3의 경우 보강전 재하하중 468tonf에서 점토질모래에서 0.38 $kgf/cm^2$, 풍화토에서 0.69 $kgf/cm^2$이었으나, 보강후 재하하중 563tonf에서 점토질모래에서 0.30 $kgf/cm^2$, 풍화토에서 0.94 $kgf/cm^2$으로 나타났다.

(라) t-z, q-z 곡선

지층별 평균마찰력 분포도와 하중-변위 곡선을 이용하여 시험말뚝별 t-z곡선을 나타내었다(그림 3.7.2.23 ~ 3.7.2.25참조).

연암소켓 시험말뚝(ITP3-1)에서 연암의 마찰응력이 풍화암보다 동일 변위에서 약 2배 정도 크게 나타났다(그림 3.7.2.23).

풍화암 시험말뚝(ITP3-2)에서는 상부 및 하부 풍화암에서 변위가 증가하면서 평균주면마찰응력이 증가하는 형태를 나타내었으며, 풍화토 및 점토층의 평균주면마찰응력은 10mm내외의 변위에서 수렴하는 경향을 나타내었다.

풍화토 소켓 시험말뚝(IP3-3)에서도 풍화토 및 점토질모래층의 주면마찰력 변위 증가하면서 증가하는 것으로 나타났다(그림 3.7.2.25).

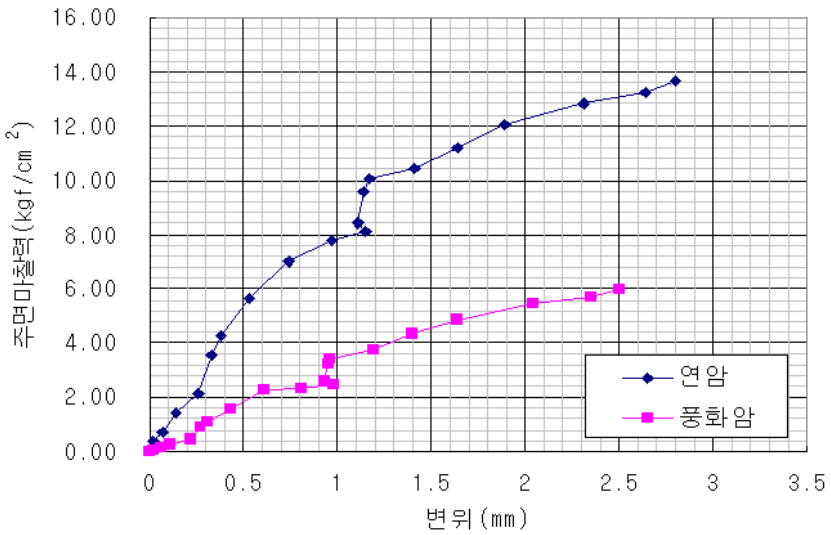



그림 3.7.2.23 연암 소켓 말뚝(ITP3-1)의 t-z 곡선

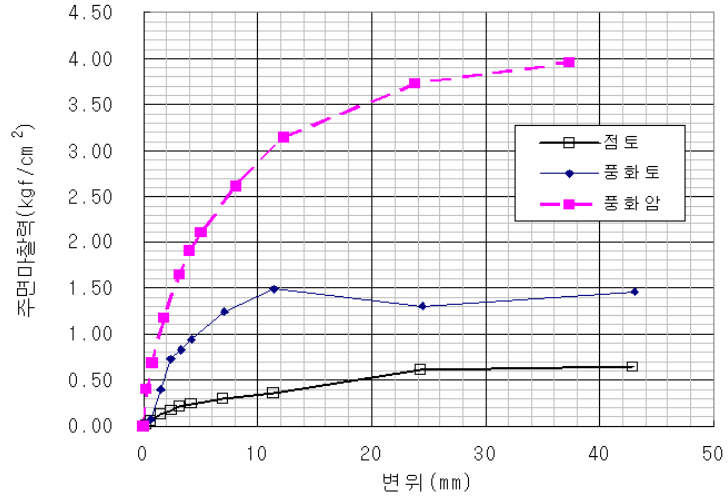
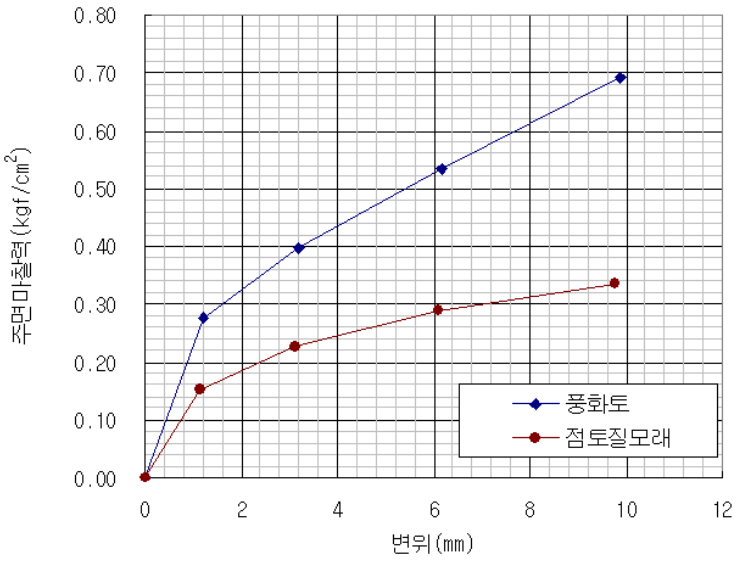
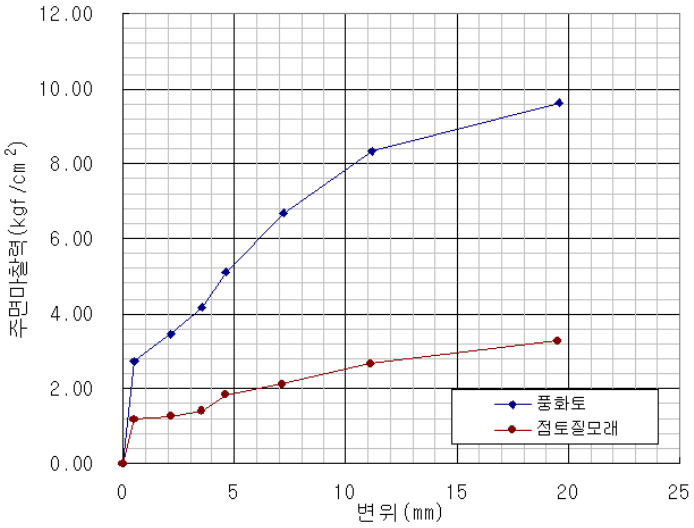



그림 3.7.2.24 풍화암 소켓 말뚝(ITP3-2)의 t-z 곡선




(a) 선단 보강 전

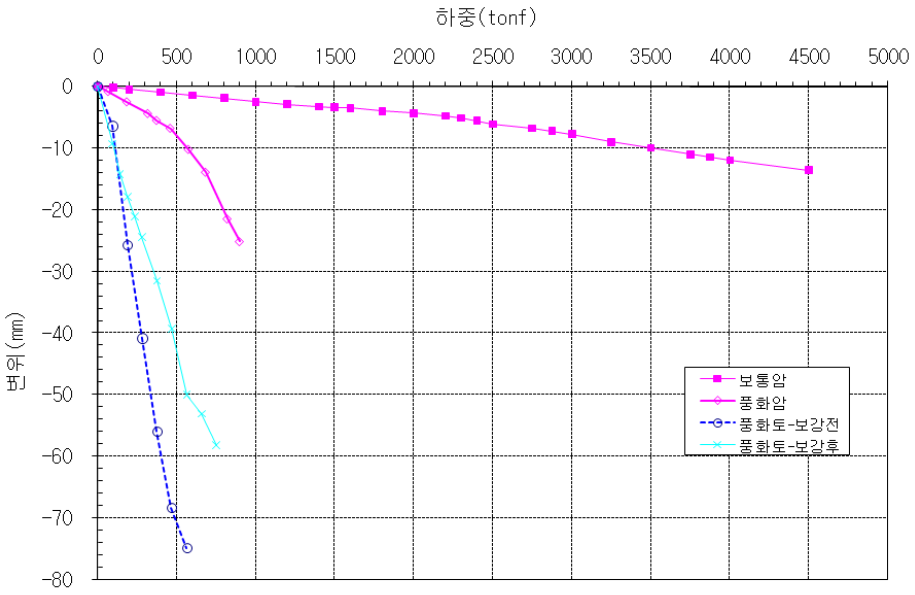



(b) 선단 보강 후

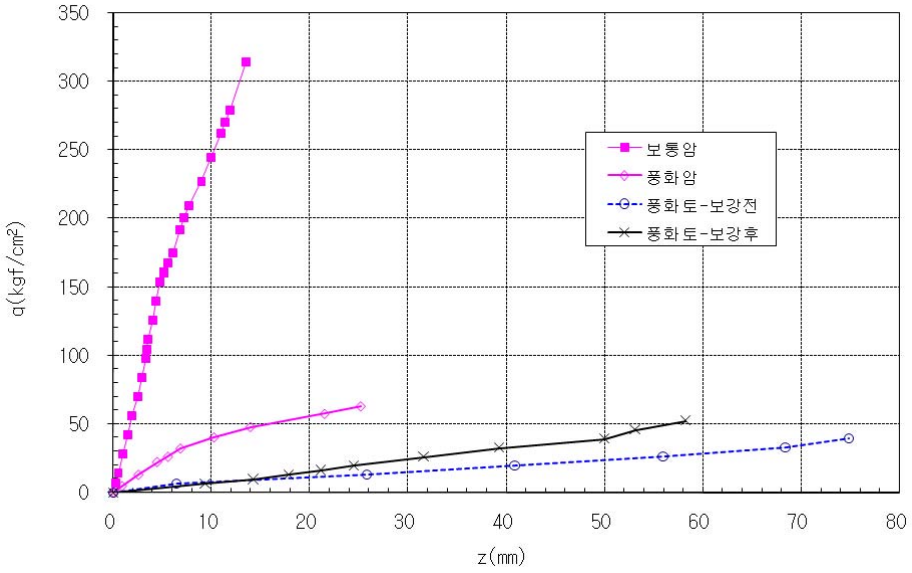
그림 3.7.2.25 풍화토 소켓 말뚝(ITP3-2)의 t-z 관계

ITP3-1 ~ 3의 경우 축하중분포도(그림 3.7.2.17 ~ 3.7.2.19)를 이용하여 q-z관계를 도시할 수 있었으며 그 결과를 그림 3.7.2.26에 나타내었다.

ITP3-1과 ITP3-3의 경우 재하장치가 말뚝선단에 설치되었으므로 하판재하하중과 하판변위를 선단지반의 재하하중과 변위로 가정할 수 있었다. 반면, ITP3-2의 경우 재하장치가 말뚝선단에서 약 3.5m 상부에 설치됨으로 말뚝선단의 변위와 하판의 변위를 동일하게 가정할 수 있었다. 따라서, 축하중분포도에서 말뚝선단에 전달된 하중과 측정된 말뚝선단의 변위를 통하여 풍화암의 선단재하하중과 변위관계를 그림 3.7.2.26(a)에 나타내었다. 선단재하하중에 재하단면적을 나누어 q를 구할수 있으며, q와 선단변위를 이용하여 작도된 q-w 곡선을 그림 3.7.2.26(b)에 나타내었다.




(a) 선단재하하중 - 변위 곡선




(b) q-w 곡선

그림 3.7.2.26 q-w 곡선

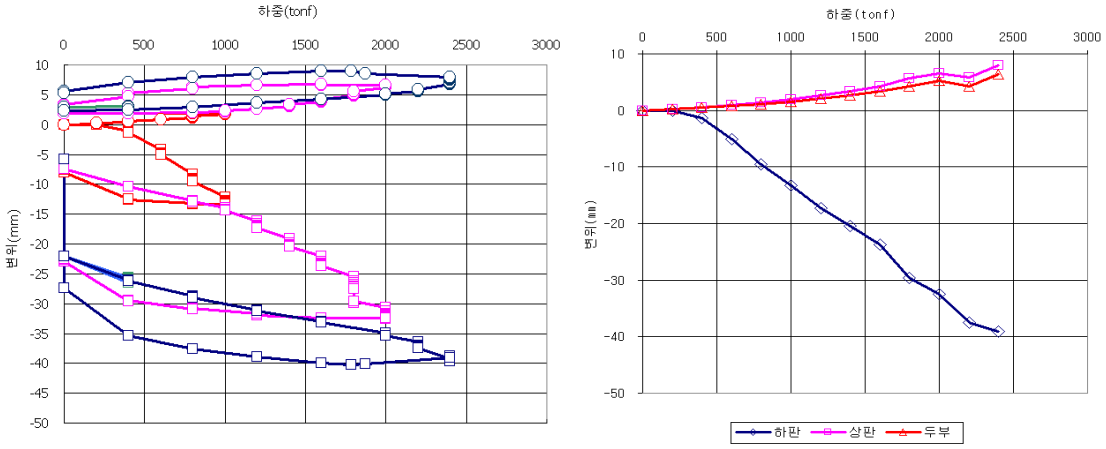
## 다. 여수우회도로

(1) 각 시험말뚝별 주기별 상향 -하향 침하량

연암 소켓 말뚝과 선단보강과 선단무보강 풍화토 소켓 말뚝에 대한 양방향 고유압 말뚝재하시험의 결과를 그림 3.7.3.27~3.7.3.29에 나타내었다.

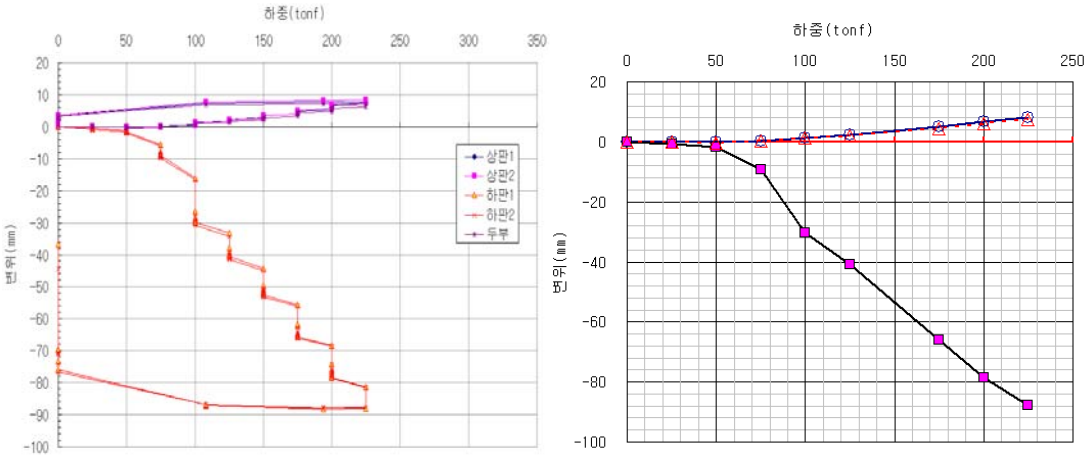
연암에 소켓된 시험말뚝(YTP1)의 하중-침하량은 그림 3.7.3.27에 나타내었으며, 말뚝선단에 설치한 재하장치의 최대재하하중 2400tonf일때 하향변위는 39.6mm, 상향변위는 7.93mm로 나타났으며, 주면마찰력과 선단지지력에서 뚜렷한 항복상태가 나타나지 않았다.

선단무보강 풍화토 소켓 시험말뚝(YTP2)은 225 tonf에서 하판변위는 87.87mm 발생하였고 상판변위는 7.1mm 발생하였다. 또한, 선단팽이보강 풍화토 소켓 말뚝(YTP3)의 경우 325 tonf에서 하판변위는 94.0mm, 상판변위는 3.5mm가 발생하였다. 풍화토 소켓 말뚝 모두 하향변위 즉 선단지지력이 매우 작게 나타났으나, 동일 변위 20mm에 대하여 무보강 말뚝과 보강말뚝의 지지력은 각각 85tonf, 132tonf으로 나타났다. 따라서, 팽이형 콘크리트부재를 이용하여 말뚝선단을 보강한 경우 약 55%의 지지력 증대효가를 나타내었다.



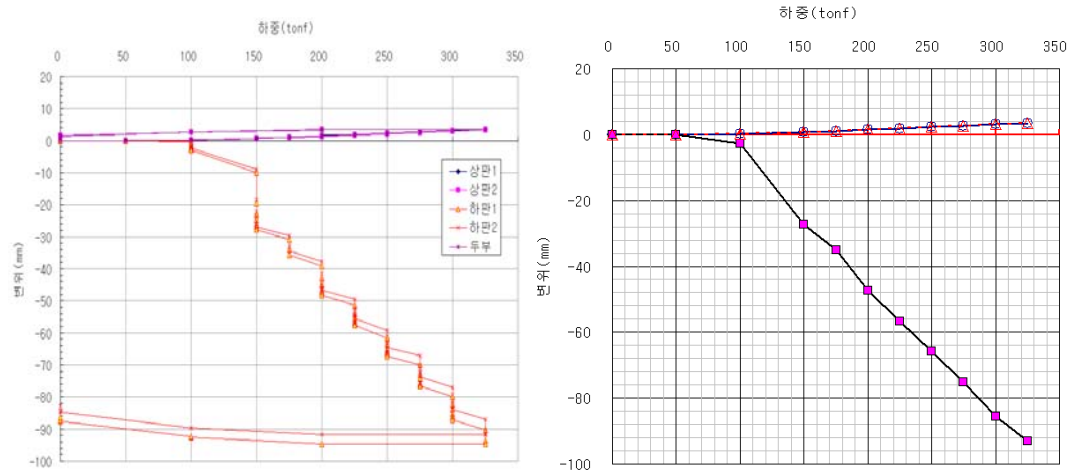

(a) 주기별 하중-침하량 (b) 하중-침하량

그림 3.7.2.27 연암 소켓 말뚝(YTP-1)의 하중-침하량 관계




(a) 주기별 하중-침하량 (b) 하중-침하량

그림 3.7.2.28 풍화토 소켓 말뚝(YTP-2)의 하중-침하량 관계

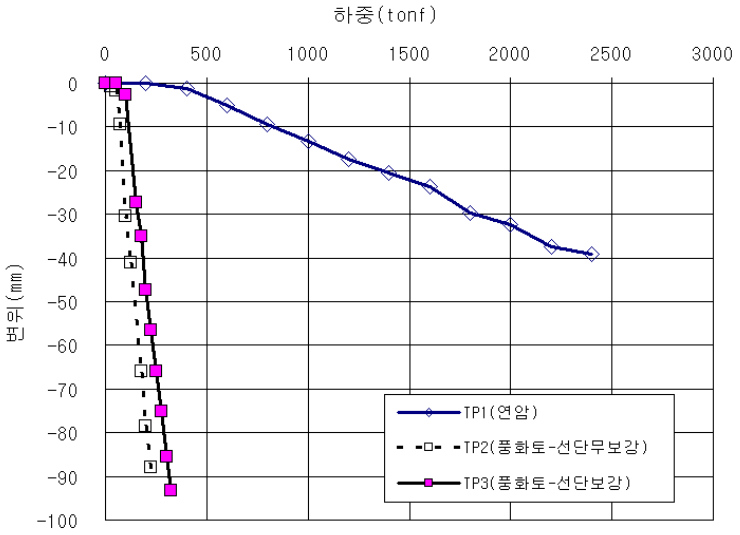



(a) 주기별 하중-침하량 (b) 하중-침하량

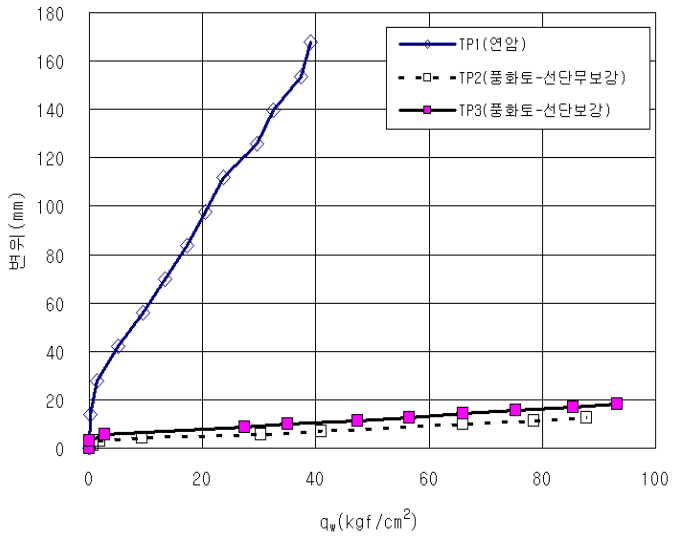
그림 3.7.2.29 풍화토 소켓 말뚝(YTP-3)의 하중-침하량 관계

(5) q-w 분석

본 현장의 3개의 시험말뚝에서는 양방향 말뚝재하장치가 말뚝선단에 설치되었으므로, 하판변위를 말뚝선단지반의 변위로 볼 수 있으며, 각각의 시험말뚝의 하향변위, 즉 선단지반의 하중-변위의 관계를 그림 3.7.2.30(a)에 나타내었으며, 그림 3.7.2.30(b)에는 단위선단지지력과 변위(q-w)의 관계를 나타내었다.




(a) 선단지지력 - 변위




(b) 단위선단지지력 - 변위

그림 3.7.2.30 선단지지력과 변위 관계

## 3. 시험시공 결과 분석

### 가. 풍화암 소켓 말뚝

(1) 시험시공순서

풍화암 소켓 시험말뚝의 시공순서는 다음과 같다.

1) 시험말뚝의 시공법은 베노토(Benoto)공법으로 케이싱을 오실레이터로 선 압입 시키고 해머그랩으로 내부 토사를 굴착하였다. 풍화암 소켓 시험말뚝(TP3-2)은 GL.-31m까지 케이싱을 먼저 압입시키고 해머그랩으로 풍화암을 굴착할 수 있었으며, 약 1m를 RCD로 굴착하여 총 32m를 굴착하였다.
2) 철근망을 굴착공 내에 설치하기 전까지 계속해서 공내수위를 지하수위보다 약 2m이상 높게 유지하였다.
3) 굴착완료 후 말뚝선단의 슬라임을 제거하기 위하여 메카닉펌프를 이용하여 슬라임을 제거 하였으며, 굴착공의 심도를 확인하고 약 12시간 지난후 심도를 확인 시 큰변화는 없었다.
4) 철근망의 설치 시 양방향 말뚝재하장치 하부의 철근망을 케이싱에 고정하여 1차철근망의 상부에 재하장치를 조립하였다. 조립할 때에는 재하장치하판에 부착되어 있는 까치발에 용접을 하였다. 이 후 재하장치 상부 철근망을 재하장치의 상판에 조립하였다.
5) 축하중 시험용 센서는 철근망이 조립된 후 소정의 위치에 설치하였으며, 재하장치 하부 철근망에 있는 센서의 전선이 재하장치의 팽창에 의해 단선되는 것을 보호하기 위한 처리를 하였다.
6) 상부철근망까지 조립을 하고 유압호스 및 센서 전선을 철근망의 주철근에 고정하면서 철근망을 근입시켰다.
7) 양방향 고유압 말뚝재하장치가 조립된 철근망을 굴착공 내에 안착시키고 변위봉 보호용 케이싱과 주철근에 전선 및 유압호스를 고정하여 콘크리트타설 및 케이싱의 인발 작업에 영향을 미치지 않도록 하였다.
8) 콘크리트의 배합규격은 20-450-18으로서 수중콘크리트의 배합규격 범위였으며, 수중에서 재료분리 현상을 막기위하여 버켓을 이용하여 콘크리트를 연속

적으로 타설하였다. 버켓을 트레미관의 상부에 넣고, 마개를 설치하여 콘크리트가 깔대기에 일정량이상 채워지면 마개를 제거하여 콘크리트가 트레미관을 통해 내려가면서 트레미관내부의 물을 선단으로 밀어내고 콘크리트가 연속적으로 타설될 수 있도록 하였다.

(2) 건전도 평가

말뚝건전도 시험결과 풍화암 소켓 시험말뚝에서는 초음파 속도를 분석한 결과 미소한 속도변화가 나타나는 경우도 있으나 프랑스 “FRENCH NORM NF P 94-160-1″의 등급 판정기준을 적용할 때 초음파 전파속도는 모두 3,660m/s 이상으로서 말뚝의 결함을 나타내는 속도변화는 나타나지 않았다. 따라서, 풍화암 소켓 말뚝을 현재의 시공법으로 시공하여도 말뚝부재에는 결함이 발생하지 않을 것으로 판단되었다(그림 3.7.3.1 참조).

.

(3) 지지력 평가

양방향 고유압 말뚝재하시험을 통한 지지력확인 결과 풍화암 소켓부 3.5m의 주면마찰력과 풍화암 선단의 지지력으로 재하하중 19.6MN에서 27mm의 변위가 발생하였으나 뚜렷한 항복을 확인하지 못하였다. 그러므로, 본 시험말뚝에 적용된 시공법으로 시공된 풍화암 소켓 말뚝의 지지력은 충분히 발휘될 수 있을 것으로 판단되었다.

**나. 풍화토 소켓 말뚝**

(1) 시험시공순서

풍화토 소켓 시험 말뚝 시공과정은 다음과 같다.

1) 풍화암 소켓 말뚝과 동일하게 베노토(Benoto)공법으로 케이싱을 오실레이터로 선압입 하고 해머그랩으로 내부 토사를 굴착하였다. 풍화토 소켓 말뚝(TP3-3)은 해머그랩으로 충분히 굴착이 가능하여 말뚝 전구간(23m)을 케이싱을 선압입하고 해머그랩으로 굴착하였다.
2) 철근망을 굴착공 내에 설치하기 전까지 계속해서 공내수위를 지하수위보다 약 2m이상 높게 유지하였다.

3) 굴착완료 후 말뚝선단의 슬라임을 제거하기 위하여 메카닉펌프를 이용하여 슬라임을 제거 하였으며, 굴착공의 심도를 확인하고 약 12시간 지난 후 40cm 정도 심도가 상승하여 해머그랩으로 선단부를 1회 굴착하고 철근망의 근입과 콘크리트를 타설하였다.

4) 풍화토 소켓 말뚝의 경우 양방향 말뚝재하장치를 말뚝의 선단에 설치하므로 재하장치에 철근망을 조립하여 굴착공 내로 근입하였다.

5) 축하중 시험용 센서는 철근망이 조립된 후 소정의 위치에 설치하였으며, 철근망 근입 시 유압호스 및 센서 전선을 철근망의 주철근에 고정하면서 철근망을 근입시켰다.

6) 양방향 고유압 말뚝재하장치가 조립된 철근망을 굴착공 내에 안착시키고 변위봉 보호용 케이싱과 주철근에 전선 및 유압호스를 고정하여 콘크리트타설 및 케이싱의 인발 작업에 영향을 미치지 않도록 하였다.

7) 풍화암의 콘크리트의 배합규격 보다 슬럼프값이 2cm 큰 20-450-20이었으며, 이 배합규격도 수중콘크리트의 배합규격 범위였다. 수중에서 재료분리 현상을 막기 위하여 풍화암의 콘크리트타설 방법과 동일하게 시공하였다.

(2) 건전도 평가

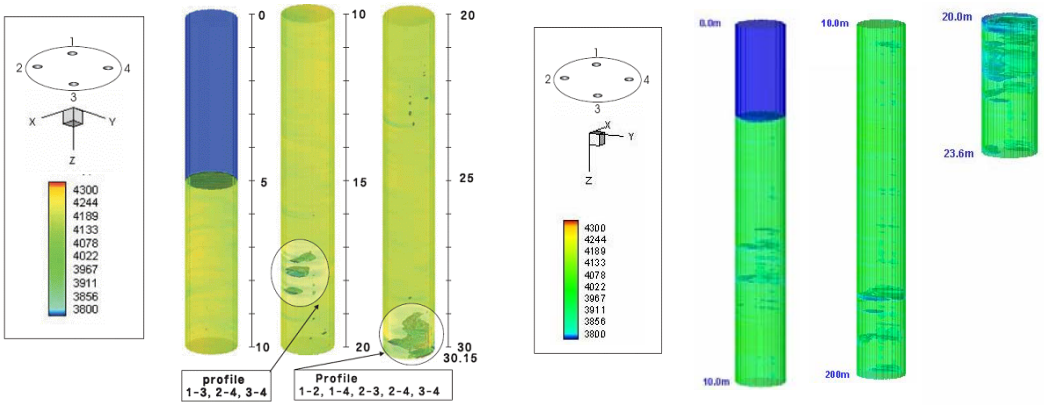
시험시공된 풍화토 소켓말뚝(TP3-3)의 건전도 시험 결과(그림 3.7.3.1) 풍화토 소켓 말뚝도 풍화암 소켓 말뚝과 동일하게 현재의 시공법으로도 말뚝부재에는 결함이 발생하지 않았다.

(3) 지지력 평가

풍화토 소켓 말뚝(TP3-3)의 경우 선단지지력이 매우 작게 나타났다. 또한, 말뚝선단하부를 일반 그라우팅으로 보강여 선단지지력을 확인하였다. 그 결과 침하량 기준(25.4mm)으로 극한지지력을 결정하였을 때, 선단보강효과는 약 55%로 나타났으나 보강효과는 정량적으로 거의 나타나지 않았다. 보강 전과 보강 후의 선단지지력은 도로교시방서 규정에서 제시하는 사질토의 선단지지력 보다 작게 나타났으며, 본 시험말뚝에 적용된 시공법으로 풍화토 소켓 말뚝을 시공하여 선단지지력을 발휘하기는 어려운 것으로 판단되었다.

풍화토 소켓 현장타설말뚝에 대한 양방향 말뚝재하시험 수행 시 선단하부지

반의 보강은 반드시 이루어져야 하며, 선단지반 보강공법에 대한 추가적인 연구가 이루어져야 할 것으로 판단되었다.




(a) TP3-2 (b) TP3-3

그림 3.7.3.1 풍화대 소켓 말뚝의 건전도 시험결과

**다. 풍화토 소켓 말뚝의 선단 보강공법 개발**

(1) 팽이형 콘크리트 부재를 이용 말뚝선단 보강공법

2차년도 시험말뚝의 시험시공 결과를 통하여 풍화토 소켓 말뚝의 선단지반의 연약화를 방지할 수 있는 공법이 필요하게 되었다. 즉, 말뚝선단의 선단의 슬라임을 처리할 수 있으며, 선단부의 보링현상을 최소화 할 수 있는 방안을 검토하였다.

이에 말뚝선단지반을 다짐과 말뚝선단의 보링현상을 막을 수 있는 팽이형 콘크리트 부재를 이용한 보강공법을 고려하게 되었다. 이 공법은 말뚝의 선단이 풍화토 또는 모래자갈층에 소켓되는 경우 적용하면 말뚝선단의 지지력을 증가시키며, 불확실한 선단부 슬라임처리의 문제를 해결할 수 있을 뿐만아니라, 지하수차이에 의한 말뚝선단의 보링현상을 최소화 할 수 있을 것으로 판단하였다.

팽이형 콘크리트 말뚝을 이용한 말뚝선단의 보강방법의 시공 순서는 다음과 같다.

1) 풍화토 또는 모래자갈층의 굴착이 완료된 말뚝에 1차적으로 메카닉펌프로 슬라임을 제거한다.

2) 케이싱의 선단에 일정량 쇄석 또는 모래를 해머그랩으로 운반하여 말뚝선단

에 투하한다.

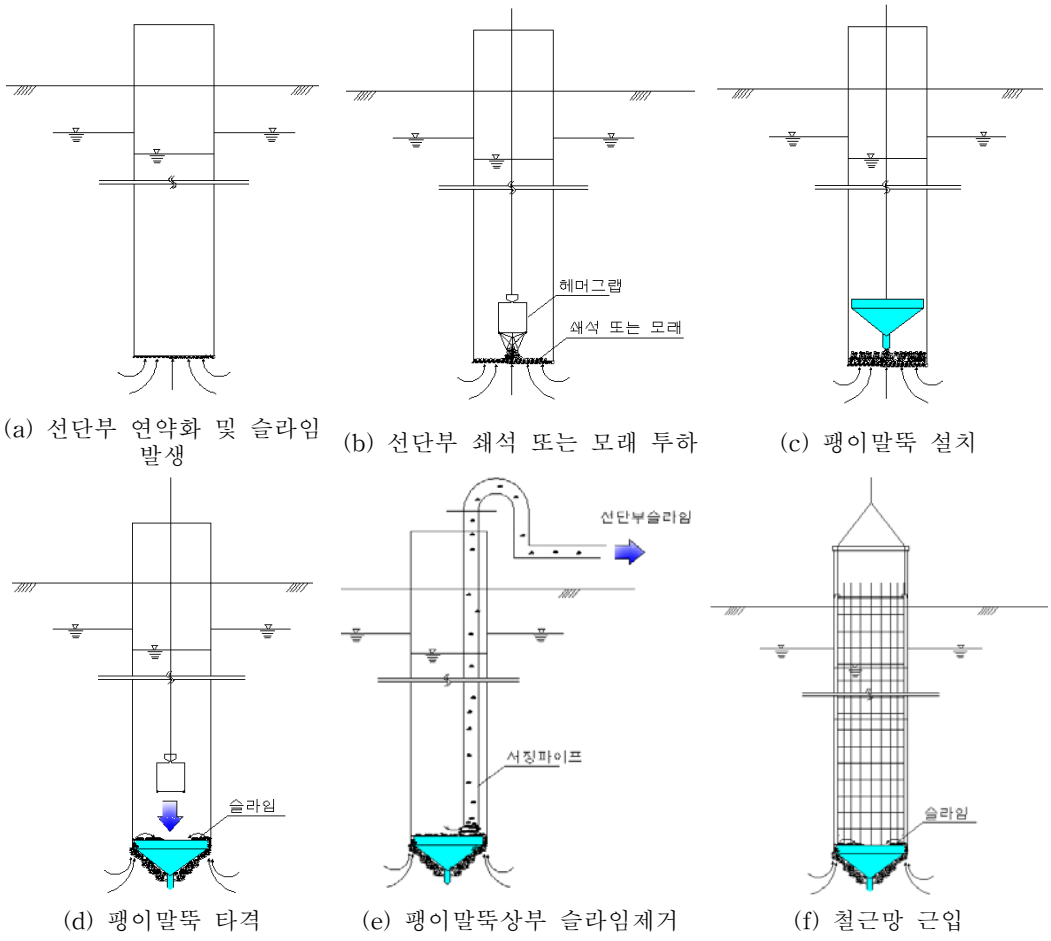
3) 케이싱 내부로 팽이말뚝을 근입하여 말뚝선단에 설치한다.

4) 설치된 팽이말뚝을 해머그랩 또는 치즐로 팽이말뚝의 두부를 타격한다. 단, 팽이말뚝의 부재가 파손되지 않도록 하며, 여기서, 타격을 선단의 슬라임이나 연약화된 지반을 압입하는 정도의 하중이 가해지도록 한다.

5) 팽이말뚝의 압입 시 선단부의 슬라임은 팽이말뚝의 두부 쪽으로 이동할 것이며, 이 때 팽이말뚝상부의 슬라임을 제거하면 이후 선단부에서 발생되는 슬라임은 매우 작을 것이며, 말뚝선단부의 연약화를 막을 수 있을 것이다.

6) 팽이말뚝의 설치후 철근망을 근입시키고 슬라임의 발생여부를 확인하고 콘크리트 타설 직전에 서징함으로서 말뚝선단의 슬라임을 대부분을 제거할 수 있을 것이다.

7) 상기 방법에 의한 지지력의 증대효과를 검토하기 위하여 양방향 말뚝재하시험을 적용하여 지지력의 증가여부를 판별하여야 할 것이다.




(a) 선단부 연약화 및 슬라임 발생 (b) 선단부 쇄석 또는 모래 투하 (c) 팽이말뚝 설치

(d) 팽이말뚝 타격 (e) 팽이말뚝상부 슬라임제거 (f) 철근망 근입

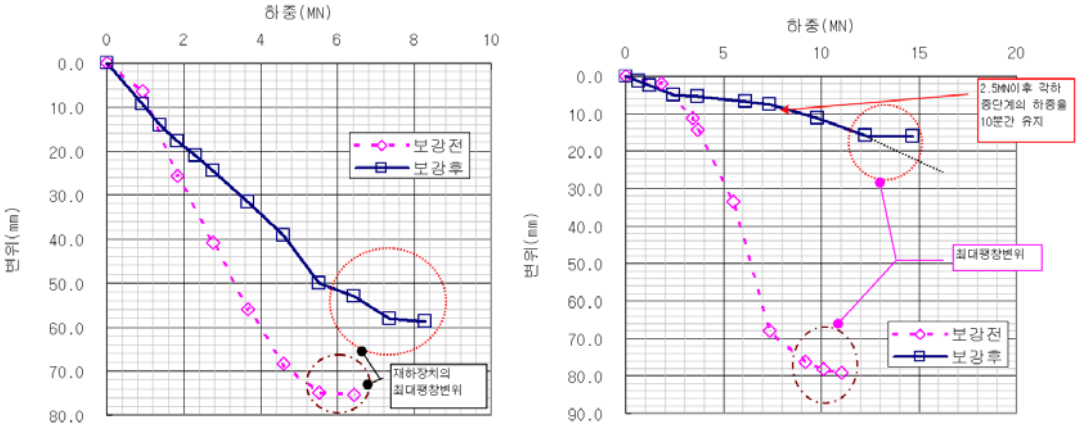
그림 3.7.3.2 선단부 연약화 방지기술

(2) 선단지반 그라우트를 이용한 말뚝선단 보강공법

2차년도 본 과제의 풍화토 소켓 말뚝(사례 1 : TP3-3)과 타현장의 풍화토 소켓 말뚝(사례 2)시공현장의 자료를 참고하여 풍화토 소켓 말뚝 선단의 그라우트 보강 전·후의 지지력에 대한 연구가 수행되었다(최용규 등, 2006).

두 사례 모두 풍화토에 말뚝선단이 지지되었으며, 말뚝선단 그라우트 전에는 사례 1의 경우 5.5MN에서의 상향변위는 11.7mm, 하향변위는 74.8mm 발생하였다. 그리고 사례 2의 경우 7.4MN에서 상향변위는 10mm, 하향변위는 70mm로 나타났다. 특히 사례 1의 경우 말뚝의 시공완료 후 12시간 이상을 방치하였으나, 사례 2의 경우에는 굴착후 서징작업 및 공내지하수 교체 작업에 소요된 2시간 후에 철근망의 근입 및 콘크리트의 타설이 시작되었기 때문에 사례 1의 경우 지지력이 사례 2 보다 적게 나타나는 것으로 판단되었

다. 사례 1과 2 모두 시험완료 후 실린더를 복원 시키고 선단지반을 일반적인 그라우트 압력(약 10kgf/cm$^2$)의 압력으로 그라우트를 하여 양방향 말뚝재하시험을 다시 수행하였다(그림 3.7.3.3 참조). 그 결과, 사례 1에서는 일방향 재하하중 7.4MN에서 상판변위 : 22.5mm, 하판변위 : 58.2mm으로 나타났다. 사례 2의 경우 12.5MN에서 하판변위는 약 16mm, 상판변위는 약 8mm가 발생하였다. 사례 2의 경우 하중유지시간을 10분으로 매우짧게 유지하여 하향변위가 작게 나타난 것으로 판단된다.




(a) TP1의 P-S　　(b) TP2의 P-S

(a) 사례 1　　(b) 사례 2

그림 3.7.3.3 풍화토 소켓 말뚝의 하중 - 침하량 관계

상기의 시험결과를 통하여 말뚝선단의 그라우트를 통한 선단지지력의 증대효과가 크게 나타나지 않아 비경제적이라고 판단하였다. 그러나, Dr. Osama Safaqah, P.E., Rovert Bittner, P.E. & Xigang Zhang(2007), Mullins, G. And Winters, D. and Dapp, S., (2006)의 연구를 검토하였을 때, 말뚝의 길이에 따라 최소 그라우트의 압력이 변하는 것을 확인하였으며, 증가시키고자 하는 지지력에 따라 그라우트의 압력을 달리 적용하여야 하는 것을 확인하였다.(그림 3.7.3.4 참조).

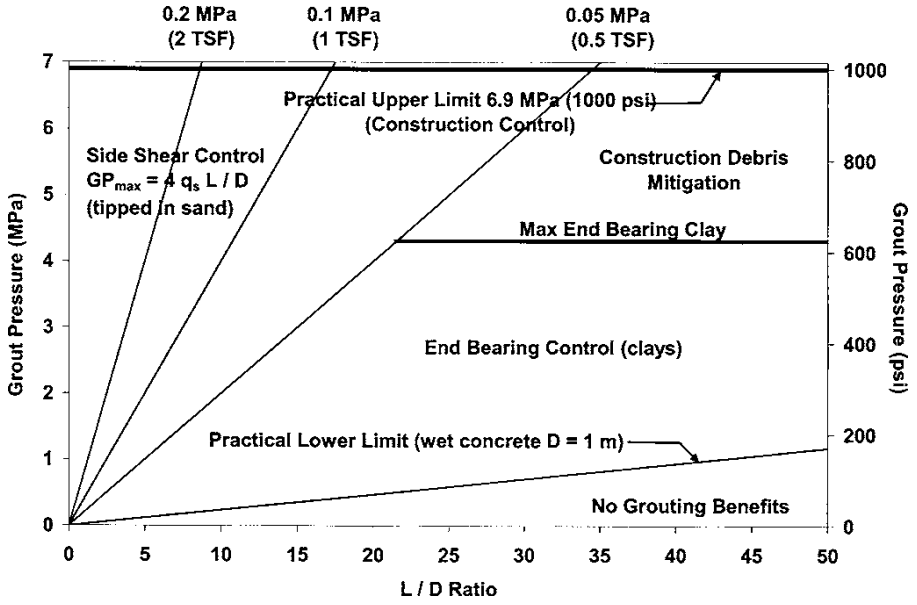



그림 3.7.3.4 깊에 따른 그라우트 압력(Mullins, G. ; Winters, D. ; Dapp, S., 2006)

Mullins, G. And Winters, D. and Dapp, S., (2006)의 선단그라우트에 의한 말뚝의 지지력 예증방법에 따라 본 과제의 시험말뚝의 허용침하량을 20mm로 가정한다면 적용하여야 하는 그라우트 압력은 4MPa로 계산되었다.

선단그라우트 현장타설말뚝의 선단지지력 예측방법(Mullins 등, 2006)

① 그라우트 전의 말뚝의 5%D 침하량에 대한 극한선단지지력을 계산 :

$q_{p\,Ultimate}$

$q_b = 0.057N$ ($q_b$ : 극한선단응력(MPa), N: 수정되지 않은 표준관입치) (3.7.3.1)

② 시공된 말뚝의 전체 극한주면저항력 $F_s$를 계산

③ 극한주면저항력을 말뚝 단면적으로 나누어 그라우트의 최대압력을 결정

$$GP_{\max} = \frac{F_s}{A} \quad (3.7.3.2)$$

④ ③단계에서 예상된 최대그라우트압력을 1단계에서 얻어진 말뚝선단 저항력으로 나누어 GPI를 계산

$$GH=GP_{max}\alpha\varepsilon q_{p_{Ultimate}} \quad (3.7.3.3)$$

⑤ 최대 허용 변위를 말뚝직경 비, %D로 결정

⑥ ④단계에서의 그라우트 압력계수와 ⑤단계의 허용변위를 이용하여 그림 3.7.3.5 또는 식 (3.7.3.4)을 이용하여 선단지지력배수를 결정

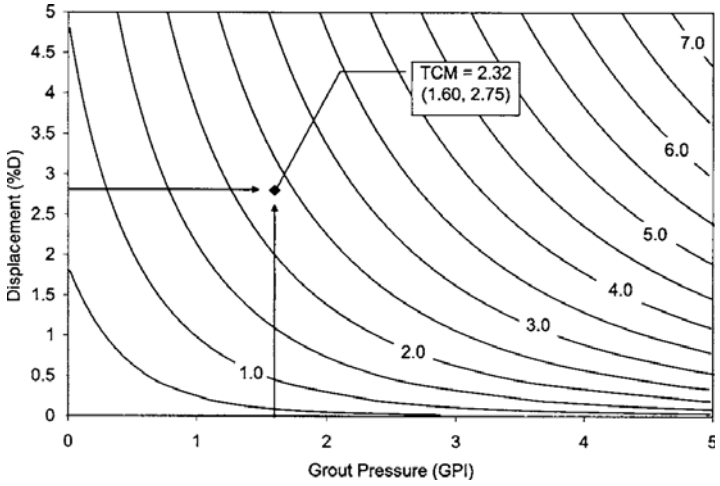



그림 3.7.3.5 압력계수와 허용변위에 의한 선단지지력배수(TCM)

(3.7.3.4)

⑦ ⑥단계에서의 선단지지력배수와 그라우트 전 극한선단지지력(①단계)으로 그라우트된 단위선단저항력을 결정

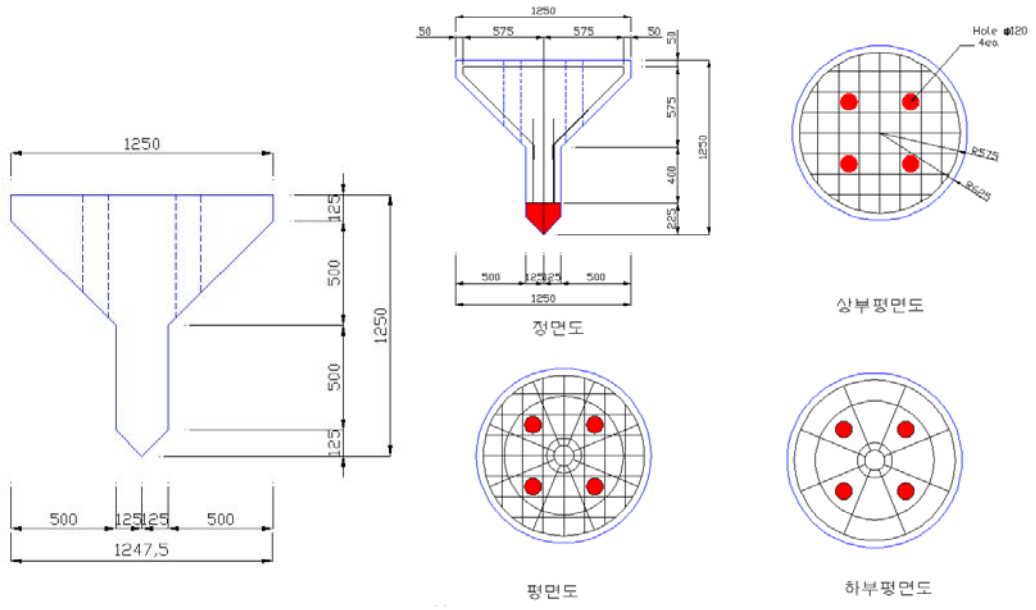
$$q_{grouted} = (TCM)(q_{pUltimate}) \quad (3.7.3.5)$$

### 라. 풍화토 소켓 말뚝의 선단 보강공법 검증

(1) 팽이형 콘크리트 부재를 이용 말뚝선단 보강공법

앞에서 제시한 풍화토 소켓 말뚝의 선단 보강공법의 현장검증을 위하여 3차년도 연구에서는 여수우회로 현장에서 팽이형콘크리트부재로 말뚝선단을 보강한 시험말뚝과 선단무보강 시험말뚝 2본을 시공하여 검증시험을 수행하였다.

팽이형 콘크리트 부재의 제원은 그림 3.7.3.6에 나타내었다. 여기에서 타격 시 콘크리트부재가 손상되는 것을 막기 위하여 철근망을 조립하여 팽이형콘크리트부재를 제작하였다.




(a) 일반도 (b) 철근망 상세도

그림 3.7.3.6. 팽이형 콘크리트 부재

각각의 시험말뚝을 굴착완료 후 14시간 방치하였으며, 이 때 말뚝선단의 슬라임 발생량을 측정하였다(표 3.7.3.1 참조).

표 3.7.3.1에서와 같이 TP2의 굴착공에서는 슬라임의 측정높이는 50cm로 나타났으나, 말뚝주면의 케이싱에 의해 공벽주면에서 슬라임이 발생하는 것이 아니라 말뚝선단지반의 연약화 현상에 의해 슬라임이 발생하게 되었다. 반면 TP3에서는 팽이형 콘크리트부재 상부에 10cm 정도의 슬라임이 발생하여, 무보강 상태의 시험말뚝의 슬라임량 보다 현저히 작게 발생함을 확인하였다.

표 3.7.3.1 풍화토 소켓 말뚝의 시공 및 슬라임 측정

| 구 분 | TP2 | | TP3 | | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|
| | 심도 (GL.-m) | 공내수 (GL.-m) | 심도 (GL.-m) | 공내수 (GL.-m) | |
| 케이싱 압입 | 15 | | 15 | | |
| 헤머그랩 굴착 | 15.4 | | 15 | 13 | TP3 :<br>13m 굴착후(12시) 4시간후<br>15m까지 굴착(16시) |
| R.C.D 굴착 | - | | - | - | |
| 측정된 굴착 바닥 | 15.4 | 15.4 | 15 | 13 | TP2 : 굴착완료 30분후<br>지하수 발생 |
| 쇄석 투입(25mm) | 14.4 | | | | |
| 자중에 의한 팽이말뚝상부 | 13.5 | | | | |
| 치즐 타격후 팽이말뚝상부 | 14 | 13.9 | - | | 치즐중량 : 5tonf<br>다짐높이: 0.7m(10회) |
| 최종말뚝선단 | 14 | 13.9 | 15 | 13 | |
| 14시간 경과후 선단 | 13.9 | 9.7 | 14.4/14.9 | 10.8 | TP3 : 네트 측정<br>- 1차걸림/2차걸림 |
| 최종 헤머그램 굴착 | | | 15 | | |
| 장치 선단 안착 | 14 | | 15 | | |

팽이형 콘크리트부재를 이용한 선단보강 말뚝과 선단무보강 말뚝의 양방향 말뚝재하시험의 하중-침하량의 관계를 그림 3.7.3.7에 나타내었다. 여기서, 말뚝선단의 침하량 20mm에 대한 지지하중은 각각 1.42MN(선단보강), 0.85MN(무보강)으로 나타나, 약 67%만큼 지지력이 증가되는 것으로 나타났다. 따라서, 말뚝선단이 풍화토 또는 모래자갈층과 같은 굴착공의 선단이 연약화 가능성 있어 슬라임의 과다발생이 우려되고, 철근망의 적정심도에서의 설치가 어려운 현장에서의 적용성이 뛰어날 것으로 판단되었다.

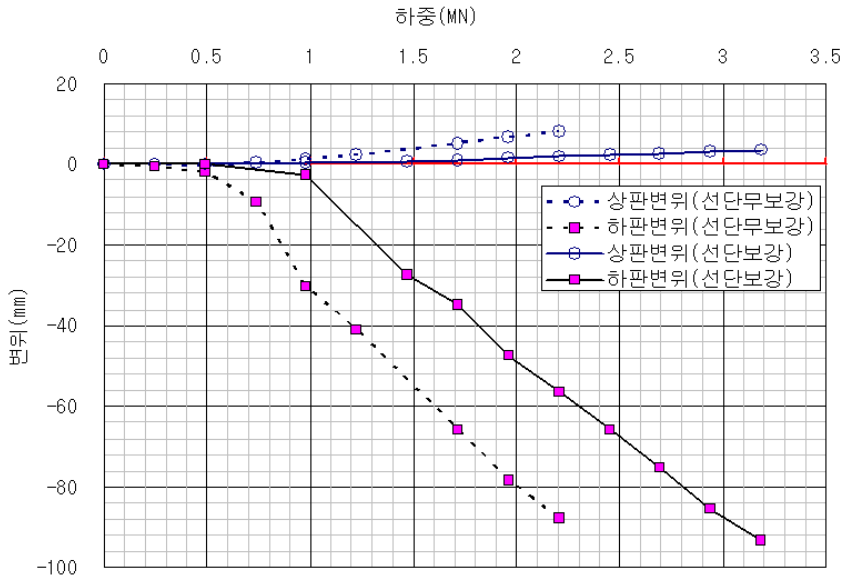



그림 3.7.3.7 선단보강(팽이형콘크리트 부재) 및 무보강 말뚝의 양방향 말뚝재하시험(여수우회도로현장)

(2) 선단지반 그라우트를 이용한 말뚝선단 보강공법

말뚝선단 그라우트에 의한 말뚝선단 보강공법은 본 과제의 연구에서 저압( 1 MPa 이하)의 그라우트압력으로 그라우트 되어 선단지지력의 증대효과가 크게 나타나지 못하였으나, 추후 풍화토 소켓 말뚝의 시공사례가 있을 시 선단그라우트 보강전과 후에 양방향 말뚝재하시험을 통하여 지지력의 증대효과를 검토하고자 하며, 국외의 사례(Dr. Osama Safaqah, etc., 2007)를 소개하였다.

(가) 현장개요

- Sutong Bridg (중국 양쯔강하류)
- 최장 스팬길이 : 1,088m, 타워의 높이 : 306m
- 양쯔강의 폭 : 6km
- 북쪽(교각 4)과 남쪽(교가 5) 주탑 : 수심 30m, 16m 유속 3.0m/sec

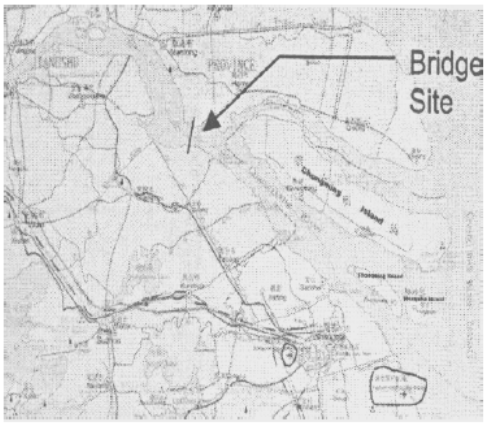



그림 3.7.3.8 수통(Sutong)강 대교 현장



그림 3.7.3.9 주탑부 교량

(나) 설계지지력

- 주탑부 하부기초
- D = 2.5m, 수량 131ea,
- 주탑기초의 최대 소요 연직하중 : 44.0MN
- 주탑말뚝의 설계축하중 : 88.0MN (안전율 2 적용)
- 현장타설말뚝의 극한하중을 결정(중국 기준)은 아래의 3가지중 최소 하중으로 함
    1) 말뚝의 침하량 80mm의 하중
    2) 24시간 하중재하의 마지막에 0.2mm/hr 크리프의 하중
    3) 하중-침하량 곡선에서 급격히 변화하는 하중

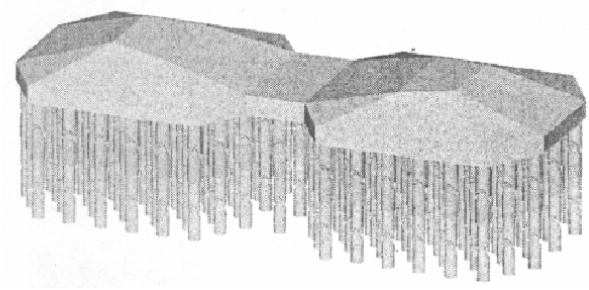


그림 3.7.3.10 수통대교의 하부기초

(다) 말뚝선단 그라우트

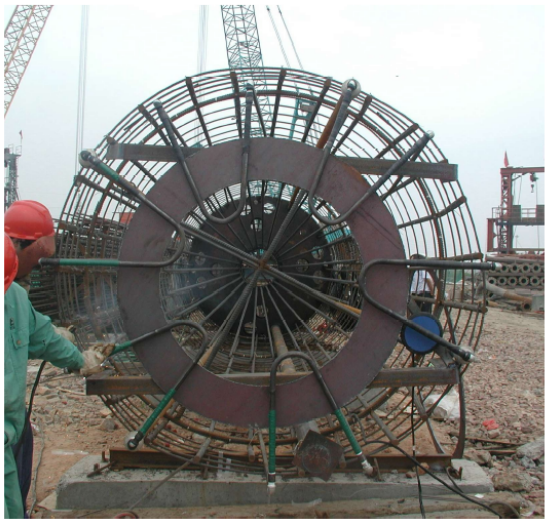


그림 3.7.3.11 말뚝선단 그라우트 파이프 설치전경

- 국내의 현장타설콘크리트 말뚝의 그라우트 관은 연직방향으로 2개소 정도를 설치하고 연직파이프의 방사방향으로 그라우트하지만 그림 3.7.3.11에서와 같이 본 현장에서는 말뚝선단 면의 전체 부분을 그라우팅을 실시하였다.
- 말뚝선 포스트 그라우팅에서 그라우트 시스템을 설계하는 것보다 그라우트의 압력과 그라우트 양을 결정하는 것이 중요(Mullins et al(2006) 참조)하게 고려되었다.
- 그라우트 유지시간 : 목표 압력도달하면 최소 5분을 유지하며, 설계된 그라우트 양의 80%를 주입하였다.
- 그라우트 압력은 극한주면마찰력이 발생할 때 까지 가압할 수 있다(그라우트 시 말뚝두부의 변위를 측정함으로서 시공말뚝의 축방향지지력을 확인).
- 그라우트 압력결정

; 앞에서 설명된 선단그라우트 현장타설말뚝의 선단지지력 예측방법을 통하여 다음과 같이 그라우트 압력을 결정하였다.

① Sutong Bridge 말뚝의 주면마찰력 : 64MN

② 말뚝의 직경 : 2.5m

③ 말뚝의 최대가압가능압력 : (64MN+W)/(3.14X2.52/4) = 13MPa

④ 현장에서 적용가능한 최대 가압 : 7MPa

⑤ 상극한 최대압력은 극한주면마찰에 의해 결정되며, 추가로 말뚝선단의 수압을 초과하여야 함.

$$P_g = P_w + \xi \sum_i \gamma_i L_i \tag{3.7.3.6}$$

( $P_g$ : 펌프압력, $P_w$ : 말뚝선단위치의 수압, $\gamma_i$ : 층별단위중량, $L_i$ : 층별두께, $\xi$ : 그라우트 저항경험계수(1.5~3.0))

⑥ 펌프의 최소가압압력 : 3MPa

⑦ 최대와 최소압력이 결정되면 이를 기초로하여, 현장시험을 통해 그라우트 압력 5MPa 결정

⑧ 본 과제의 설계 과정에서는 사용되지 않았으나, 적용그라우트의 압력과 말뚝침하량의 함수로 얻을 수 있는 선단지지력을 계산(Mullins et al(2006) 참조)

$$TCM = 0.713(GPI)(\%D^{0.364}) + \frac{\%D}{0.4(\%D) + 0.3} \tag{3.7.3.7}$$

$\%D$ : 말뚝직경의 침하량 비

$TCM$ (선단지지력 배수) : 침하량비 $\%D$의 지지력과 말뚝직경의 5% 침하량에서의 선단지지력 사이의 비( $\%D$< TCM <5%)

$GPI$ (그라우트 압력계수) : 그라우트전 침하량 5 $\%D$의 선단지지력에 그라우트 압력의 비

⑨ 주탑말뚝의 그라우트전 5%D 침하량 : 3.5MPa

⑩ 적용그라우트 압력 5MPa, GPI 1.43

1%D, 3%D, 5%D -> TCM 1.2, 2.2, 2.8 -> 허용선단지지력 4.6, 7.7, 9.8 MPa

: 80mm의 변위량에 선단지지력은 최소 25MN 이상을 획득

⑪ 극한연직지지력을 얻기 위한 선단지지력은 25MPa(안전율 2적용)

⑫ 말뚝선단지반의 간극률과 그라우트 침투비에 기초한 그라우트양 :

100kN

(라) 양방향 말뚝재하시험

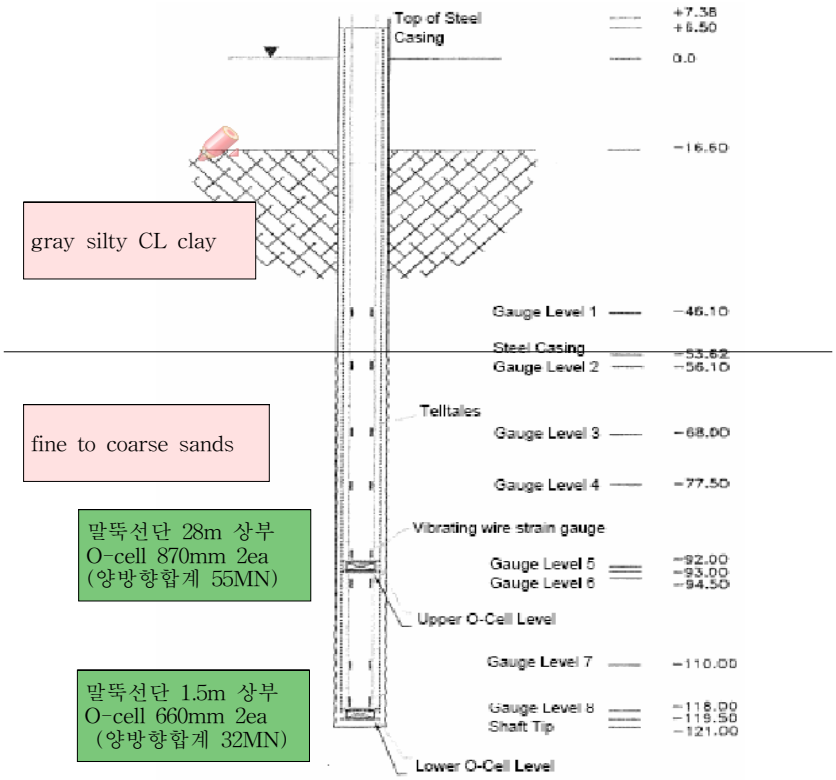



그림 3.7.3.12 시험말뚝의 지층분포 및 재하장치 위치도

- 그라우트 전 시험

1) 2003년 11월 7일 수행

2) 하부 오셀장치를 각 단계별 0.9~1.0MN의 증가하중과 30분동안의 측정으로 17단계로 증가(상부 오셀장치 : close)

3) 일방향 재하하중 16.5MN, 팽창변위 93mm(> 변위한계 80mm)

4) 5단계로 제하

- 그라우트 후 시험

1) 그라우트 5일 후 시험 수행

2) 그라우트의 과정(3단계로 수행)

a) 각 단계의 그라우트의 압력은 설계 레벨까지 가압

b) 1단계 : 순수 시멘트 그라우트양의 50%를 주입, 청정수로 그라우트 파이프를 세척

c) 2단계 : 최소 1.5시간 후 설계 그라우트 양의 30%를 주입, 파이프 세척

d) 3단계 : 최소 3.5시간 후 나머지 20%그라우트

e) 1단계와 2단계는 그라우트의 양을 더욱 중요하게 제어하고, 3단계는 그라우트의 압력을 더욱 중요하게 제어

3) 각 단계별 0.9~1.0MN, 28 단계로 재하

4) 최종재하하중 27MN, 44mm(1.8%D)

5) 1%D의 침하량에 대한 그라우트 후 측정된 선단지지력은 5.3MPa

: Mullins et al(2006)의 예측값과 유사함

(마) 지지력의 평가

그라우트 전의 항복하중은 약 12MN으로 나타났으며, 그라우트 후의 항복 또는 극한하중은 25MN으로 나타났다. 그리고, 동일침하량(20mm)에 대한 지지력은 각각 10.5MN, 25MN으로 약1.4배의 지지력 증가를 나타내었다. 따라서, 국내에서 사용되는 일반적인 그라우트압력(1MPa)이 아닌 말뚝의 지지력 증가에 따른 그라우트를 설계하여 적정의 그라우트 압력으로 시공한다면 현장타설말뚝의 경제적인 설계가 가능할 것으로 판단되었다.

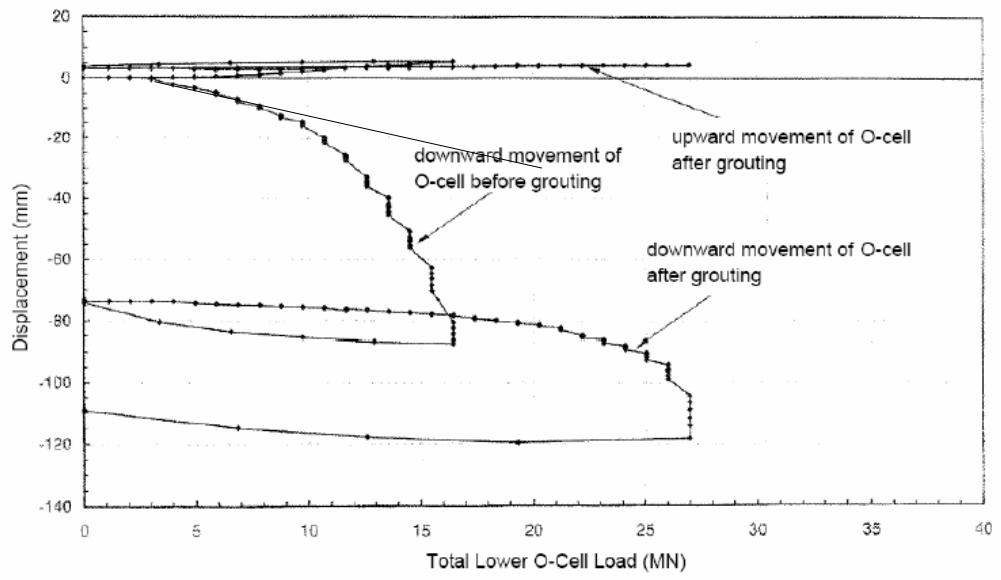



그림 3.7.3.13 선단그라우트 전·후의 말뚝선단 양방향 말뚝재하장치의 시험결과

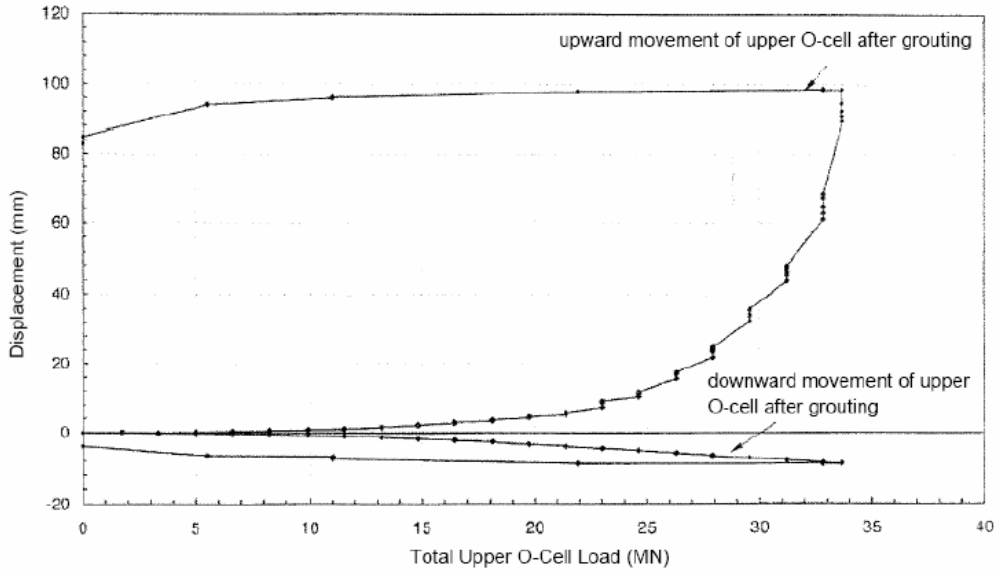



그림 3.7.3.14 선단 그라우트 후 상부 양방향 말뚝재하장치의 시험결과

# 제8절 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 설계기술

## 1. 기존 설계법 고찰

### 가. 기존 설계법 검토

현장타설말뚝은 사용하중 이내의 재하시에는 대부분의 재하하중이 주면마찰력에 의해 지지되며 하중이 점차 증가될수록 침하량이 증가하면서 선단으로의 하중전이가 이루어진다. 이는 작은 범위의 하중에 의한 침하는 말뚝 몸체의 압축으로 나타나며 이 정도의 침하에 의한 주면마찰력으로 지지할 수 있기 때문이다.

그러므로, 현장타설말뚝의 경우는 항타말뚝과는 달리, 선단지지력과 주면마찰력의 합으로 나타나는 극한지지력의 절대값 보다는 상부 구조물에 손상을 주지 않는 허용 변위내에서의 한계지지력의 확인이 필연적으로 요구되고 있다. 따라서 상부 재하하중으로 인하여 발현되는 주면마찰력과 선단지지력의 하중전이개념을 파악하는 것이 무엇보다 중요하다고 볼 수 있다.

말뚝의 침하-거동에 관한 연구는 오랜 기간동안 많은 현장재하시험을 통하여 꾸준히 진행되어 왔으며, 전산기술의 발달로 인해 초기의 경험적인 방법에서 복잡한 해석기법으로 발전되어왔다. 해석기법으로는 지반-구조물 상호작용을 고려하여 말뚝의 침하거동을 해석하는 방법으로, 대표적으로 하중전이함수법(transfer function approach), 탄성고체법(elastic solid approach) 그리고 유한요소해석법(finite element approach) 등이 있다.

하중전이해석법은 해석과정이 비교적 간단하고 그 원리상 다층지반에 적용이 용이하며 지층조건에 따라 제시된 여러 가지 형태의 하중전이함수를 이용할 수 있다는 장점이 있다. 따라서 국내의 경우와 같이 매우 복잡한 다층 지반상에 시공된 현장타설말뚝은 탄성고체법 및 유한요소해석법보다는 하중전이함수법에 의한 해석이 바람직하다. 그러나, 하중전이함수법은 지반을 탄소성스프링으로 이상화하여 지반요소간의 상호작용을 무시한다는 단점이 있으며 제시된 하중전이 함수의 제약조건 때문에 모든 지반조건에 적용하기에는 어려운 문제가 있다. 본절에서는 말뚝의 하중-침하 거동에 관한 해석방법들 중에서 현재 널리 쓰이고 있는 하중전이함수법에 대하여 고찰하고, 지반요소의 상호작용을 고려함으로써

실제 거동에 보다 부합되도록 현장재하시험을 통하여 하중전이함수를 제안하였다.

## 나. 하중전이해석방법

말뚝과 주면 흙 사이에 발생하는 마찰력은 응력-변위-시간의 특성, 말뚝-흙 시스템내에 있는 모든 요소의 파괴 특성, 그리고 말뚝의 설치 방법 등에 의해 영향을 받는다(Vesic, 1977). 하중전이해석 방법으로는 다음의 방법을 들 수 있다.

- 하중전이함수 방법(Transfer function approach)
- 탄성-고체법(Elastic-solid approach)
- 유한요소해석법(Finite-element approach)

(1) 하중전이 함수 방법

하중전이함수법은 길이방향으로 구분된 말뚝의 각 요소에서의 주면저항력 및 선단저항력과 각 말뚝요소의 변위와의 함수관계 즉, 하중전이함수를 이용하여 해석하는 방법으로서, 1957년 Seed and Reese에 의해 처음으로 제안된 후, 1966년 Coyle and Reese에 의해 현재의 해석적 방법으로 발전되었다. 하중전이함수법에서는 지반을 그림 3.8.1.1과 같이 탄소성 스프링으로 이상화하며, 말뚝의 각 요소는 서로 탄성스프링에 의해 연결된 것으로 간주하여 해석한다.

즉, n개의 요소를 갖는 말뚝은 각 요소마다 1개씩 총 n개의 독립된 주면지반스프링과 1개의 선단지반스프링에 의해 지지되며, 각 스프링의 응력-변형 거동 특성은 하중전이함수에 의해 규정된다. 따라서 이 방법은 말뚝요소로부터 지반으로 전이된 하중의 크기와 말뚝요소의 변위량 사이에는 유일한 함수관계가 있으며, 임의의 말뚝요소에 발생하는 변위량은 인접요소에 의해 지반으로 전이된 하중의 영향을 받지 않고 오직 그 요소에서 전이되는 하중의 크기에만 영향을 받는다는 가정을 기본으로 하고 있다.

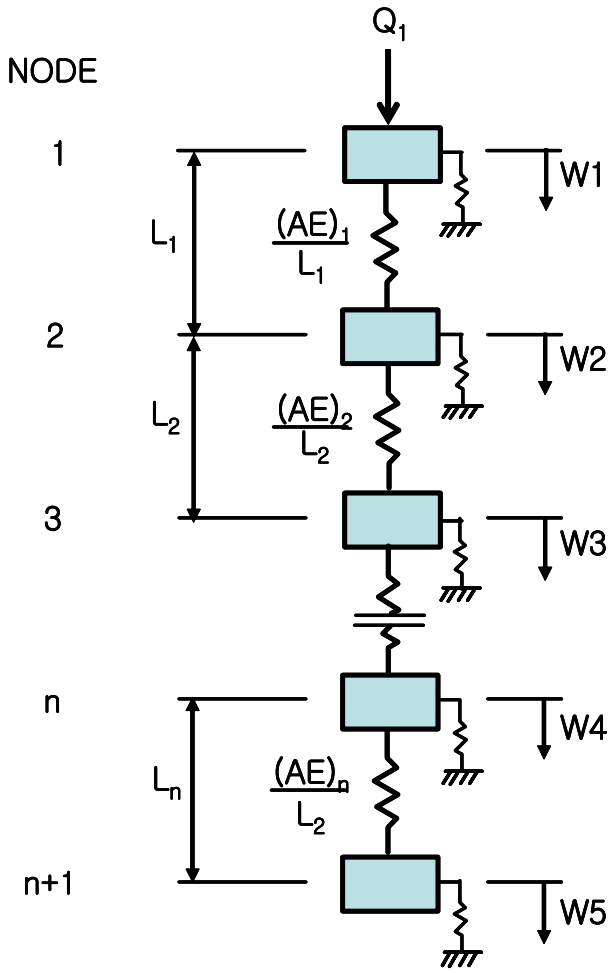



그림 3.8.1.1 하중전이해석 개념도

이러한 하중전이함수법은 해석이 간단하고 말뚝과 지반 사이의 상대변위 발생에 대한 적절한 묘사가 가능하다는 장점이 있으나, 지반을 여러 개의 독립된 탄소성 스프링으로 이상화하고 이들 지반스프링간의 상호작용을 무시함으로써 지반의 연속성을 고려하진 못한다는 단점이 있다. 하중전이함수법에 의한 해석과정은 당초 Coyle and Reese(1966)가 제안한 반복계산 방법과 유한차분법을 이용한 행렬해석 방법이 있다.

(2) Coyle and Reese(1966)의 해석과정

Coyle and Reese(1966)의 하중전이 계산법은 하중과 변위에 관한 관계로부터 시작하며 그 기본적인 내용은 다음과 같다. 말뚝의 하중전이에 관한 기본적인 유한차

분석은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$Q(z) = AE \cdot \frac{dw}{dz} \tag{3.8.1.1}$$

여기서, $AE$=말뚝의 축강성계수이다.

그리고 축하중($Q$)과 주면저항($f$)사이에는 다음의 식(3.8.1.2)가 성립한다.

$$f_i = \frac{Q_i - Q_{i-1}}{P \cdot \Delta D} = \frac{\Delta Q_i}{P \cdot \Delta D} \tag{3.8.1.2}$$

여기서, $P$=말뚝의 주면장, $\Delta D$=요소의 길이이다.

그리고 변위와 하중의 관계로부터 다음과 같은 식(3.8.1.3)이 성립된다.

$$\Delta w_i = w_{i+1} - w_i = \frac{Q_i \Delta D}{AE} \tag{3.8.1.3}$$

식 (3.8.1.2)와 식 (3.8.1.3)은 말뚝머리 변위와 말뚝 선단의 변위를 안다면 매트릭스 형태로 볼 수 있을 것이다. 이에 Reese and Coyle(1966)은 이러한 지반의 비선형적인 특성을 해결하기 위해 전이함수라 불리는 하중전이함수법을 제안하였다. 전이함수는 기본적으로 말뚝과 지반의 비선형적인 특성을 이용하여 해를 반복계산, 말뚝머리에서의 하중 변위관계를 산출해 낼 수 있으며 말뚝을 탄성체로 가정하고 말뚝주면의 단위마찰력을 말뚝 주면과 지반 사이의 상대변위의 함수로, 그리고 말뚝선단저항은 선단침하량의 함수로 적용하여 말뚝의 하중-침하량을 해석하였다. 이러한 하중전이함수법의 반복적 계산방법은 그림 3.8.1.2에서 보는 바와 같이 말뚝 선단의 침하량, $w_b$를 가정하여 이에 상응하는 선단저항력, $Q_b$를 선단하중전이함수로부터 산정한 후, 말뚝의 최하단 요소로부터 순차적으로 각 요소의 탄성변형량 및 변위량, 주면전이하중 및 축하중을 반복계산법으로 구하여 최종적으로 말뚝 두부의 하중 및 변위량을 산정하는 방법으로, 각 계산과정을 상술하면 다음과 같다.

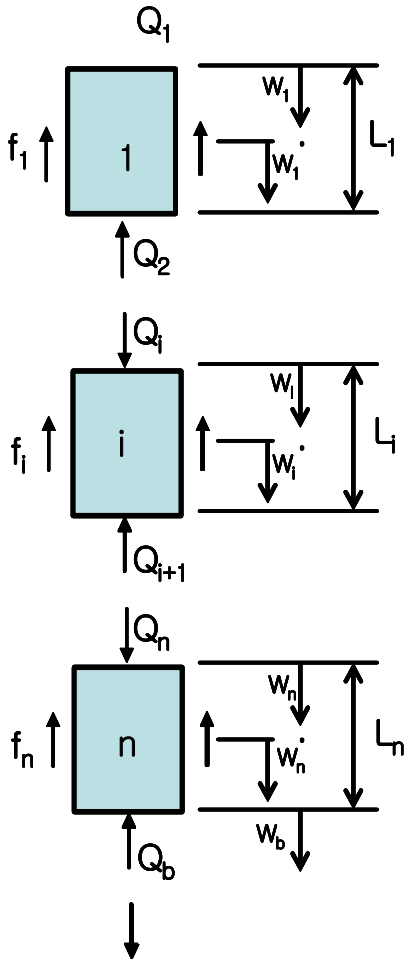



그림 3.8.1.2 말뚝요소의 응력 및 변위

① 말뚝을 n개의 요소로 나눈다.

② 선단부 침하량, $w_b$를 가정한다.

③ 가정된 선단침하량, $w_b$에 상응하는 선단저항력, $Q_b$를 선단하중전이함수로부터 산정한다.

④ 최하단인 n번째 말뚝요소 중간점에서의 변위량, $w_n^*$를 가정한다. 일반적으로 $w_n^* = w_b$를 사용한다.

⑤ 가정한 $w_n^*$로부터 주면하중전이함수를 이용하여 n번째 말뚝요소의 주면저항력, $f_n$을 구한다.

⑥ 요소 n의 상단 절점에서의 축하중, $Q_n$을 다음 식(3.8.1.4)로부터 산정한다.

$$Q_n = Q_b + f_n L_n C_p \tag{3.8.1.4}$$

여기서, $L_n$과 $C_p$는 각각 요소 n의 길이 및 평균주면장이다.

⑦ 요소 내의 축하중 분포를 선형적이라 가정하여 식(3.8.1.5)로부터 요소 중심에서의 축하중, $Q_{mn}$을 산정하고, 요소 중심에서의 탄성변형량, $\Delta w_n$을 식(3.8.1.6)으로부터 구한다.

$$Q_{mn} = \frac{(Q_n + Q_b)}{2} \tag{3.8.1.5}$$

$$\Delta w_n = \left( \frac{Q_{mn} + Q_b}{2} \right) \left( \frac{L_n}{2 A_n E_p} \right) \tag{3.8.1.6}$$

여기서, $A_n$은 요소 n에서의 평균단면적, $E_p$는 말뚝의 탄성계수이다.

⑧ 단계 ⑦에서 구한 말뚝의 탄성변형량을 고려하여 요소 중심에서의 새로운 변위량, $w_n'$을 다음 (3.8.1.7)로부터 구한다.

$$w_n' = w_b + \Delta w_n \tag{3.8.1.7}$$

⑨ 단계 ④에서 가정한 변위량 $w_n^*$와 단계 ⑧에서 산정한 $w_n'$이 같아질 때까지 ④에서 ⑧의 단계를 반복 수행한다. 단, 다음 과정에 가정하는 $w_n^*$는 앞의 과정에서 계산된 $w_n'$를 사용한다.

⑩ 최종적으로 구해진 $Q_{mn}$으로부터 요소 n의 상단 절점변위량, $w_n$을 식(3.8.1.8)을 이용하여 산정한다.

$$w_n = w_b + \left( \frac{Q_{mn} L_n}{A_n E_p} \right) \tag{3.8.1.8}$$

⑪ 다음의 n-1번째 요소에 대해 단계 ④에서 ⑩의 과정을 수행한다. 여기서, 첫 번째 반복계산 수행시 $w_{n-1}^*$은 n번째 요소의 상단 절점변위, $w_n$으로 가정한

다.

⑫ 최상단의 요소 1 까지 위의 과정을 모두 수행하면 $Q_1$과 $u_1$이 얻어지며, 이 두값을 좌표로 하는 하중-침하량 곡선 상의 한 점이 결정된다.

⑬ 선단의 변위량, $u_b$를 여러 가지로 새롭게 가정하여 ①~⑫단계를 수행함으로써 해석 대상 말뚝에 대한 두부의 하중-침하량 곡선을 얻을 수 있다.

(3) 유한차분법에 의한 해석과정

유한차분법에 의한 하중전이 해석방법은, 말뚝 각 요소의 축하중, $Q_i$, 주면전이하중, $f_i$ 및 절점 변위, $u_i$의 세 가지 미지수를 포함하는 해석조건식의 다원 연립방정식을 행렬 형태로 구성한 후 행렬기법을 이용하여 해를 구하는 방법이다. 그림 3.8.1.3에서 보는 바와 같이 n 개의 요소를 갖는 말뚝의 경우, 미지수는 $Q_2$에서 $Q_n$까지 n-1 개의 축하중, $u_1$에서 $u_n$까지 n 개의 요소변위량, $f_i$에서 $f_n$까지 n 개의 주면저항력, 그리고 선단변위, $u_b$ 및 선단저항력 $Q_b$를 합하여 총 3n+1 개다. 한 편, 3n+1 개의 미지수에 대한 해를 구하는데 필요한 해석조건식으로는 각 요소간의 힘의 평형방정식, 각 요소의 주면저항력과 요소변위 사이의 관계를 규정하는 선단하중전이함수, 선단변위와 선단저항력 사이의 관계를 규정하는 주면하중전이함수, 선단변위와 선단저항력 사이의 관계를 규정하는 선단하중전이함수, 그리고 탄성론에 근거한 말뚝의 지배방정식을 차분화한 유한차분식이 있다.

평형방정식은 임의 절점의 축하중과 절점 상부 요소들의 주면전이하중의 합이 두부하중과 평형을 이루는 조건으로부터 결정되며, 다음의 식(3.8.1.9)로 나타낼 수 있다.

$$Q_i = Q_1 - \sum_{j=1}^{i-1} f_i L_j C_p \qquad (i \geq 2) \qquad (3.8.1.9)$$

여기서, $Q_i$는 i 요소의 상부 절점에 작용하는 축하중이며, $f_j$, $L_j$, $C_p$는 각각 $j$ 요소의 단위주면전이하중, 길이 및 주면장이다.

유한차분식은 말뚝의 응력-변형률 거동을 나타내는 지배방정식을 차분화한식이며, 여기서 지배방정식은 그림 3.8.1.3의 자유물체도로부터 탄성론을 이용하여 구할

수 잇다. 즉, 그림 3.8.1.3에서 수직 방향의 힘의 평형조건으로부터 식(3.8.1.10)을 얻을 수 있으며, 식(3.8.1.10)를 이용하여 정리하면 식(3.8.1.11)을 얻을 수 있다.

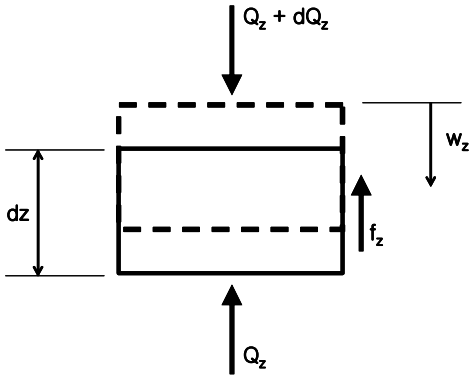



그림 3.8.1.3 말뚝요소의 자유물체도

$$dQ_z = f_z \cdot C_p \cdot dz \tag{3.8.1.10}$$

$$\frac{dQ_z}{dz} = f_z \cdot C_p \tag{3.8.1.11}$$

여기서, $Q_z$는 깊이 z에서의 축하중, $f_z$는 깊이 z에서의 단위주면전이하중이며, $C_p$는 말뚝의 주면장이다.

식(3.8.1.11)에 다음의 탄성이론식을 대입하여 정리하면 말뚝의 지배방정식인 식(3.8.1.13)을 얻을 수 있다.

$$Q_z = E_p A_p \frac{dw_z}{dz} \tag{3.8.1.10}$$

$$\frac{d^2 w_z}{dz^2} = \frac{f_z C_p}{E_p A_p} \tag{3.8.1.11}$$

여기서, $w_z$는 깊이 z에서의 말뚝의 변위이고, $E_p$와 $A_p$는 각각 말뚝의 탄성계수 및 단면적이다.

식(3.8.1.13)은 유한차분화하여 식(3.8.1.14)와 같이 나타낼 수 있으며, 단면이 원형인 말뚝의 경우 식(3.8.1.15)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\frac{1}{(\Delta L)^2}(w_{i-1}-2w_i+w_{i+1})=\frac{C_p}{E_pA_p}f_i \qquad (3.8.1.14)$$

$$\frac{1}{(\Delta L)^2}(w_{i-1}-2w_i+w_{i+1})=\frac{4}{DE_p}f_i \qquad (3.8.1.15)$$

여기서, $w_i$와 $f_i$는 각각 I번째 말뚝 요소의 변위량과 단위주면전이하중이다. $\Delta L$은 말뚝 요소의 길이이며, 유한차분법에 의한 하중전이해석시 $\Delta L$은 말뚝 직경의 1~2배로 하는 것이 일반적이다.

이상에서 살펴본 바와 같이 n 개의 요소를 갖는 말뚝의 경우, n 개의 평형방정식과 n 개의 유한차분식, 그리고 n 개의 주면하중전이함수식과 1개의 선단하중전이함수식을 합하여 총 3n+1개의 해석조건이 존재한다. 따라서, 이들 해석조건의 연립방정식을 행렬 형태로 구성하여 풀면 3n+1 개의 미지수에 대한 해, 즉 임의의 두부하중에 의해 발생하는 말뚝 두부변위, 각각의 말뚝 요소의 축하중, 주면전이하중, 절점 변위 및 선단전이하중과 선단변위를 구할 수 있다.

(4) 탄성고체법(Elastic-solid approach)

탄성고체법에 의한 말뚝의 침하거동 해석방법은, 말뚝의 응력-변위 관계를 나타내는 지배방정식, 지반내의 응력과 지반변위 사이의 관계식 및 말뚝변위와 지반변위 사이의 적합조건을 이용한 해석방법이다. 이러한 탄성고체법은 여러 학자들에 의해 제안된 바 있으나, 대부분의 경우 지반응력과 지반변위 사이의 관계식으로서 Mindlin(1936)의 해를 이용한다는 점에서 서로 유사하며, 단지 말뚝요소에 작용하는 주면전단응력의 분포를 가정하는 방법에 차이가 있다.

탄성고체법에서는 하중전이함수 방법의 결점을 보완하기 위해 주변 흙의 마찰력으로 분산된 축하중, $\Delta Q_i$의 영향을 고려하고, 말뚝요소의 변위( $_pw_i$)가 인접 흙의 변위와 다를 수도 있다고 가정한다. 또한, 탄성계수( $E_s$)와 포아슨비( $v_s$)에 의해 그 거동이 규정되는 균등, 탄성, 등방성을 가지는 고체인 흙을 통하여 하중을 전달할 수 있다고 가정한다. 이와 같은 가정들을 이용하여 전이 함수식대신에 다음과 같은 식을 얻을 수 있다.

$$(_sw_i)=\frac{D}{E_s}=(\sum_{j=1}^{n}I_{ij}f_j+I_{ip}q_p) \qquad (3.8.1.16)$$

여기서 말뚝 선단부의 변위를 나타내는 식을 추가하면 다음과 같다.

$$(w_p)=\frac{D}{E_s}(\sum_{j=1}^{n} I_{\pi} f_j + I_{pp} q_p) \tag{3.8.1.17}$$

여기서, $f_z$, $q_p$ : 단위 마찰응력, 단위 선단지지력

D : 말뚝의 직경

$I_{ij}$ : 하중에 의해 생긴 요소 의 침하에 대한 영향계수이며, 이것은 고체내부에서 선단 하중의 영향을 받는 반무한 고체의 변위와 응력에 대한 Mindlin 해를 사용하여 계산한다.

식(3.8.1.16)과 (3.8.1.17)이외에 말뚝과 흙 사이에서 미끄러짐이 생기지 않는다고 가정하면(즉 ${}_s w_i = {}_p w_i$이면), 다음과 같은 n개의 식이 구하여진다.

$${}_p w_i - {}_p w_{i-1} = \frac{\Delta Q_i \Delta L}{E_p A} \tag{3.8.1.18}$$

만일, 미끄러짐이 생긴다면 식(8.1.2.18)는 다음과 같이 바뀌어진다.

$$\Delta Q_l = Q_i - Q_{i-1} = -f_s \cdot P \cdot \Delta L \tag{3.8.1.19}$$

여기서 $f_s$는 임의의 점에서 평균 마찰응력을 나타낸다. 따라서, 탄성-고체법에서는 어떤 경우라도 변위에 대한 (n+1)개의 미지수에 하중에 대한 n개의 미지수가 있고, 위에서 설명한 (2n+1)개의 방정식이 주어진다.

최근에는 컴퓨터의 급속한 발달로 인하여 수식이 복잡한 경우에도 어렵지 않게 문제를 해결할 수 있다. 그러나 이 방법은 다층지반상의 말뚝의 해석이나 말뚝과 지반사이의 상대변위 발생에 대한 적절한 해석이 곤란하다는 단점이 있으나, 하중전이함수법과는 달리 지반요소간의 상호작용을 고려할 수 있다는 장점이 있다. 이후에 다층지반에 대한 해석과 말뚝과 지반 사이의 상대변위 발생에 대한 해석이 가능한 보다 발전된 이론이 제안되었으나, 해석과정이 매우 복잡하고 까다로워 실무에는 자주 사용되지 않고 있다.

(5) 유한요소법

말뚝의 축하중 분포도를 해석하기 위하여 말뚝과 주변지반을 유한요소로 분할하여 해석할 수 있는데, Ellison(1963) 등의 연구가 대표적인 초기의 연구사례였으며, 그 이후 많은 발전이 이루어져 왔다. Ellison이 분할한 유한 요소망을 그림 3.8.1.4에 나타내었으며, Holloway등이 사용한 지반의 변형모델을 그림 3.8.1.5에 나타내었다.

유한요소 해석에서는 말뚝설치 방법에 의해 부과된 응력과 변위조건을 도입할 수 있으며, 지반내에 설치된 말뚝은 응력분포에 미치는 영향도 고려할 수 있다. 유한요소 해석에서는 지반속에 층 또는 서로 다른 특성의 지층과 렌즈(lense)와 같은 임의의 불균질도 고려할 수 있다. 그 결과들은 지금까지 꽤 고무적으로 나타난다 (Vesic, 1977).

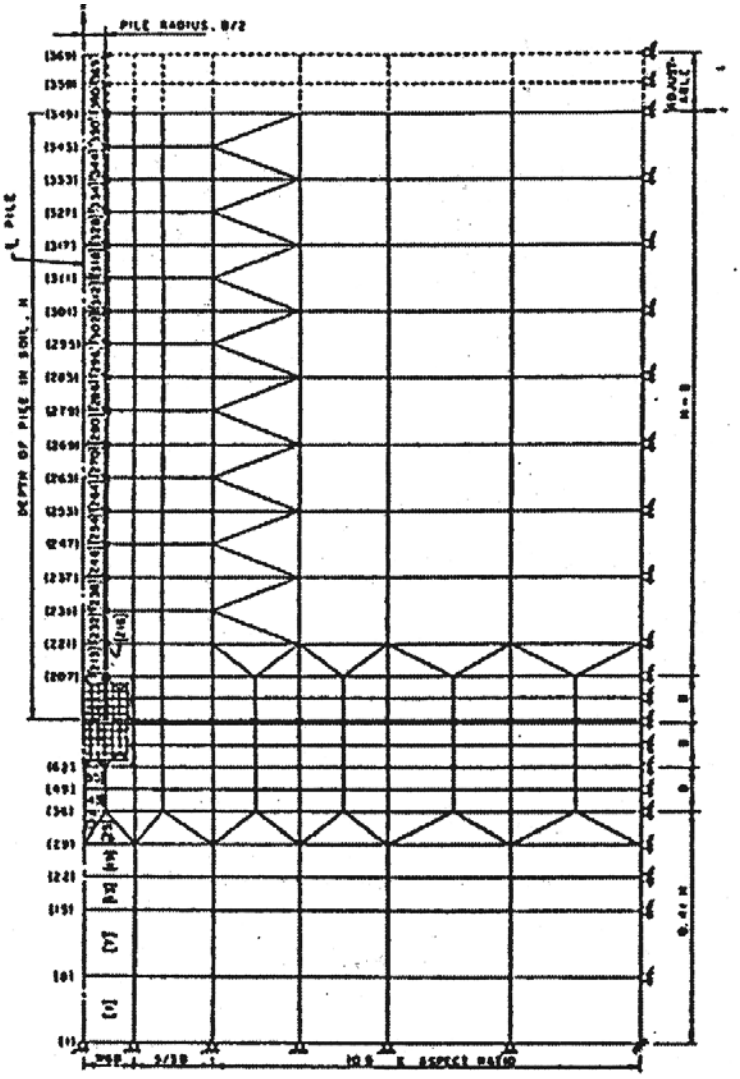


그림 3.8.1.4 유한요소망

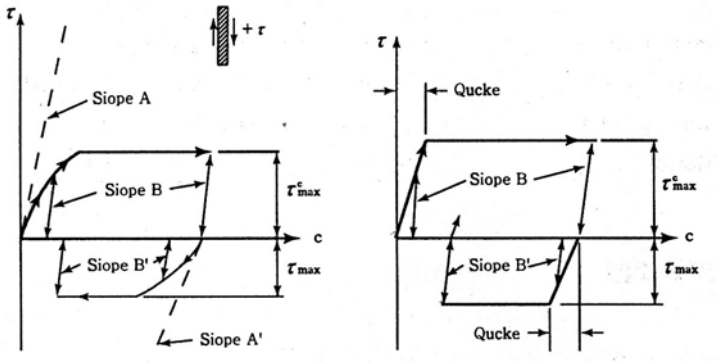



그림 3.8.1.5 하중전이 해석에 사용된 지반의 변형모델

## 다. 기존의 하중전이 함수

(1)주면하중전이(f-w)곡선 분석

말뚝의 주면저항력과 변위량과의 관계를 나타내는 주면하중전이함수($f$-$w$ curve)는 지금까지 많은 연구자들에 의해 현장재하시험을 이용한 경험적인 방법과 반이론적인 방법을 통하여 여러 가지 형태로 제안되었다. 이러한 하중전이함수는 크게 흙의 연화를 고려한 형태와 쌍곡선식으로 표현되는 형태 및 흙의 거동을 완전탄성-완전소성으로 규정하여 이중직선식으로 표현한 형태로 분류할 수 있다. 풍화토, 풍화암의 구분이 국외의 경우와 달라 국내의 풍화대에 적용할 수 있는 하중전이함수는 존재하지 않았다. 국내의 몇몇 연구에서는 풍화암에 적용할 수 있는 하중전이 곡선들을 사질토 또는 연암에서의 곡선을 사용하였다(권오성 등, 2005 ; 조성한 등, 1997).

지금까지 제안된 주면하중전이함수들에 대해 살펴보면 다음과 같다.

(가) Mosher(1984)의 하중전이법

Mosher(1984)는 Coyle and Castello(1981)의 사질토에 항타된 각기둥 강관 말뚝의 재하시험 결과를 토대로 식(3.8.1.20)과 같은 쌍곡선의 함수를 제안하였다.

$$f = \frac{w}{\frac{1}{k_f} + \frac{w}{f_{\max}}} \qquad (3.8.1.20)$$

여기서 $f_{\max}$ = 각 점에서의 최대주면마찰력

$f$= 각 점에서의 주면마찰력

$w$= 각 점에서의 말뚝의 변위

$k_f$= 초기 접선 계수

Mosher(1984)는 초기경사 $k_f$는 내부 마찰각의 함수로 표로 제공하였고, $f_{\max}$는 상대깊이( $z/2R$)의 함수로서 그림에서 제시하였다.

지하수 효과, 층상 효과, 말뚝 직경의 다양성은 상대깊이를 조절하여 접근해야 한다. 그리고 비원형 단면을 갖는 말뚝에서는 등가반지름을 사용할 수 있다. 그

러나 이 제안은 강관말뚝을 해석하는 경우의 제안이므로 현장타설말뚝에서의 사용성은 검토되어야 한다.

(나)Kraft, Ray and Kagawa(1981)의 하중전이법

이 방법에서는 말뚝/흙 체계가 방사상 대칭이라고 가정하였고, 흙이 수직적, 방사상적으로 균질한 탄성매체라는 가정하에 수행되었다. 주면마찰력과 축방향 변위 사이의 관계를 정립하기 위해 유한요소해석 뿐만 아니라 연속체역학의 원리를 사용하였다.

Kraft, Ray and Kagawa (1981)에 의해 제안된 주면마찰력-변위 관계식은 아래의 식과 같이 주어진다.

$$w = \frac{fR}{G} \ln \left[ \frac{\frac{2L\rho(1-\nu)}{R} - \frac{fR_f}{f_{\max}}}{\frac{1-fR_f}{f_{\max}}} \right] \qquad (3.8.1.21)$$

여기서, $R_f$는 대부분의 조건에서 0.9로 주어지는 곡선조정요소이다. $f_{\max}$의 값은 Mosher에 의한 곡선으로 구할 수 있다.

$f_{\max}$에 도달한 후에 곡선은 수평이 된다. 그리고 몇몇의 지반은 최대저항력에 도달한 후에 강도파괴를 보인다. 이러한 영향은 $f-w$곡선이 하향선을 그리게 된다. 주면마찰력을 감소시키는 $f_{\max}$를 넘는 변위는 주면마찰력의 감소로 인한 말뚝의 소성회복을 고려하기 위해 직접전단 변위를 식(3.8.1.22)과 같이 조정하여 구한다.

$$w = \frac{f_{\max} R}{G} \left\{ \ln \left[ \frac{\frac{2L\rho(1-\nu)}{R} - R_f}{1-R_f} \right] - \ln \left[ \frac{\frac{2L\rho(1-\nu)}{R} - \frac{f_{resid}R_f}{f_{\max}}}{1-\frac{f_{resid}R_f}{f_{\max}}} \right] \right\} \qquad (3.8.1.22)$$

$f-w$곡선은 표준화된 직접전단 곡선을 비례축소하여 그림 3.8.1.6과 같이 얻어진다.

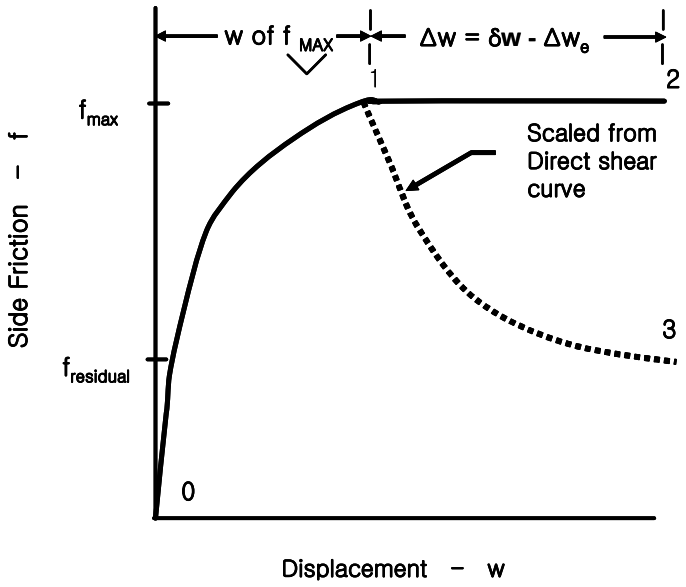



그림 3.8.1.6 Kraft, Ray and Kagawa(1981)의 f-w 곡선

(다) Vijayvergiya (1977)의 하중전이법

Vijayvergiya (1977)는 점성토와 사질토에 모두 적용 가능한 주면하정전이곡선을 다음의 그림 3.8.1.7과 같이 제안하였다. 이 모델은, 주면전이하중, $f(z)$가 그 극한치인 $f_{max}(z)$에 도달하기까지는 비선형의 탄소성거동을 하며, $f_{max}(z)$에 도달한 후에는 직선적인 연화거동(softening behavior)을 하는 형태이다.

그림 3.8.1.7의 주면하중전이곡선은 말뚝의 변위량, $w(z)$의 범위에 따라 각각 다음의 (3.8.1.22)와 같이 표현된다.

$$f(z) = f_{max}\left(2\sqrt{\frac{w(z)}{w_{max}(z)}} - \frac{w(z)}{w_{max}(z)}\right) \qquad w(z) \le w_{max}(z) \qquad (3.8.1.23)$$

$$f(z) = f_{max}(z)\left(1 - \frac{w(z) - w_{max}(z)}{50 w_{max}(z)}\right) \qquad w(z) = w_{max}(z)$$

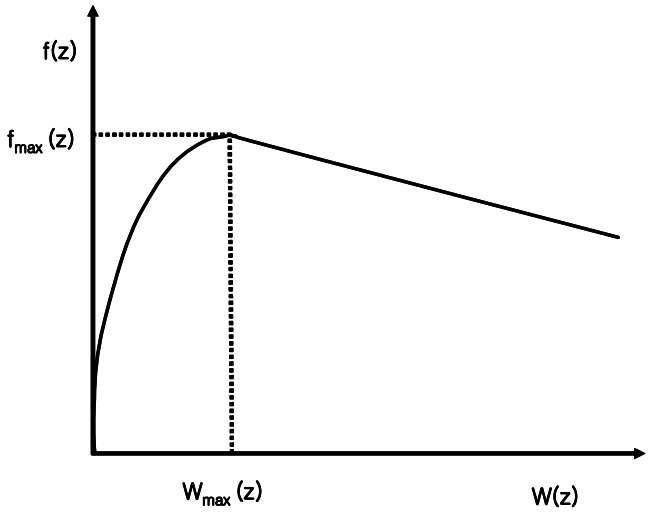



그림 3.8.1.7 Vijayvergiya의 주면하중전이곡선

여기서, $f(z)$는 임의 깊이에서의 말뚝의 단위주면저항력, $f_{max}(z)$는 극한 단위주면저항력, $u(z)$는한계변위로서 $f_{max}(z)$를 발생시키는 말뚝의 변위이다. Vijayvergiya (1977)는 많은 말뚝재하시험의 결과로부터 $f_{max}(z)$의 값을 지반의 종류에 관계없이 5mm로 사용하도록 제안하였다. 이 하중전이함수는 사용이 매우 간단하나, 탄성범위에서의 하중전이 특성을 $w_{max}(z)$ 만의 함수로 표현하여 지반의 강성에 따른 하중전이거동의 차이를 적절히 묘사하지 못하는 장점이 있다.

(라) Castelli의 하중전이법

Castelli(1992)는 수직하중이 작용하는 단독 말뚝의 해석에 사용되어 왔던 쌍곡선식을 이용하여 말뚝과 주변 지반간의 비선형 거동을 고려한 주면하중전이곡선을 다음의 그림 3.8.1.8과 같이 제안하였다.

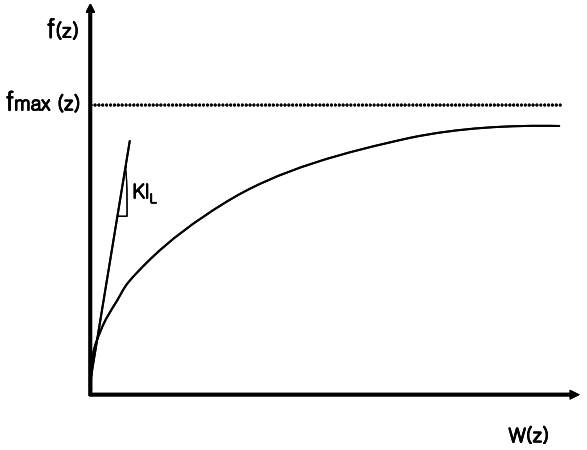



그림 3.8.1.8 Castelli의 주면하중전이곡선

이 모델은 그림 3.8.1.8에서 보는 바와 같이 말뚝의 변위가 증가함에 따라 주면저항력이 지속적으로 증가하여 그 극한값에 점근해가느 형대이며, 말뚝의 변위량, $w(z)$의 범위에 관계없이 다음의 식(3.8.1.24)와 같은 단일 함수식으로 표현된다.

$$f(z)=\frac{w(z)}{\frac{1}{KI_L}+\frac{w(z)}{f_{\max}(z)}} \tag{3.8.1.24}$$

여기서, $KI_L$은 주면하중전이곡선의 초기접선기울기로서 Randolph and Worth (1978)의 연구 결과로부터 식(3.8.1.25)과 같이 나타난다.

$$KI_L=\frac{G_s}{r_0\ln(R/r_0)} \tag{3.8.1.25}$$

여기서, R은 지반의 전단 변형이 무시될 수 있을 만큼 작아지는 방사방향의 거리로서 $R=2.5L(1-\nu_s)$와 같이 표현되며, L과 $r_0$는 각각 말뚝의 길이 및 반격, $G_s$는 지반의 초기 전단탄성계수이다. 이와 같은 쌍곡선함수식의 곡선 형태는 식(3.8.1.24)에서와 같이 초기기울기와 점근값의 두 가지에 의해 결정되는데, 지금까지 제안된 쌍곡선 형태의 여러 가지 하중전이함수식들은 $f_{\max}(z)$를 점근값으

로 하는 점에서는 모두 동일하며, 다만 초기기울기의 산정식을 서로 달리 규정하고 있다.

(마) Coyle and Sulaiman (1967)의 하중전이법

Coyle and Sulaiman (1967)은 사질토에서 모형말뚝 실험을 하였고 실내실험과 현장실험의 결과와 관련시켰다. 그들은 주면마찰력은 말뚝변위가 0.1～0.2in.에 이르기까지 말뚝 처짐과 함께 증가하고 주면마찰력에 대한 흙 전단강도의 비율은 지표면부근에서 높고 깊이가 증가함에 따라 0.5로 감소한다고 결론지었다. Coyle and Sulaiman (1967)이 제안한 방법은 그림 3.8.1.9와 같다. 여기서 곡선 A는 지표면부터 20ft 까지의 깊이에서, 그리고 곡선 B는 20ft 보다 큰 깊이에서 사용하도록 제안하였다. 실내모형실험을 통해 제안한 모델로 그래프의 형상이 매우 단순하게 나타나고 있다.

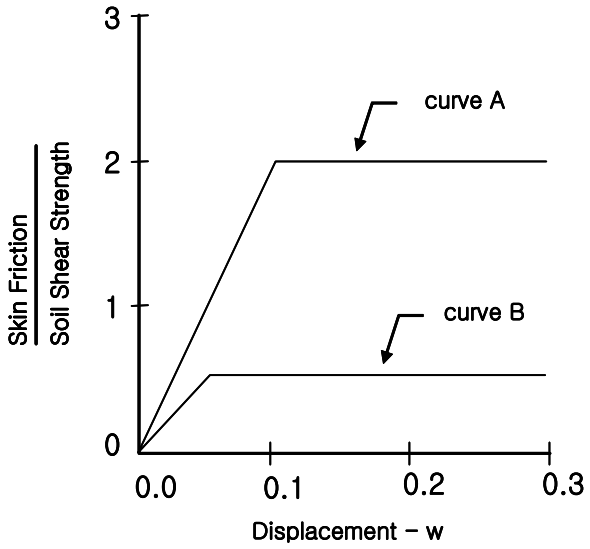



그림 3.8.1.9 Coyle and Sulaiman (1967)의 f-w곡선

(바) Briaud and Tucker (1984)의 하중전이법

Briaud and Tucker (1984)는 다른 제안자와는 달리 $f-w$곡선을 이용한 해석은 설치 과정으로 인한 말뚝/흙에서 잔류응력의 존재를 고려하였다. Briaud and Tucker (1984)는 사질토에 근입된 말뚝의 현장실험을 통하여 잔류응력을 도출해 냈다. 그림 3.8.1.10에 나타낸 쌍곡선에서 잔류응력 효과를 포함하도록 제안하였다.

$$f=\frac{W}{\frac{1}{k_f}+\frac{w}{f_{\max}-f_r}}-f_v \qquad (3.8.1.26)$$

$$k_f=5.01(N_s)^{0.27} \qquad (3.8.1.27)$$

$$f_{\max}=0.224(N_s)^{0.29} \qquad (3.8.1.28)$$

$$\Omega=k_f\frac{C}{AE} \qquad (3.8.1.29)$$

$$f_r=5.57\Omega\frac{A_t}{A_s}<f_{\max} \qquad (3.8.1.30)$$

여기서

$N$= 표준관입시험에서 30cm당 타격 수

$C=2\pi R$= 말뚝 원주

$A$= 말뚝 단면적

$E$= 말뚝 탄성계수

$L$=말뚝의 길이

$A_t$=선단 반동 면적

$A_s=CL$=말뚝-흙 접촉면의 면적 (단위 $k_f$: tsf/in., $f_{\max}$와 $f_r$ : tsf)

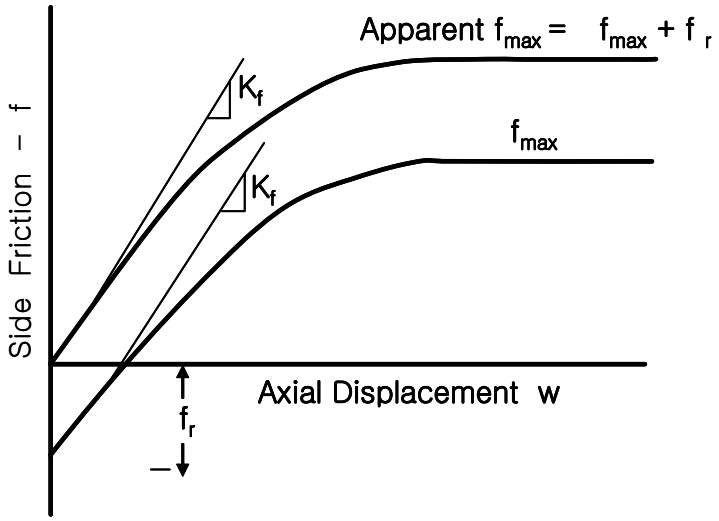



그림 3.8.1.10 Briaud and Tucker (1984)의 f-w곡선

(사) O′Neill and Hassan (1994)의 하중전이법

O′Neill과 Hassan(1994)은 쌍곡선 함수식을 이용하여 암반에 근입된 현장타설 말뚝의 주면하중전이함수를 다음과 같이 제안하였다.

$$f(z) = w(z) / \left\{ \frac{2.5D}{E_{mass}} + \frac{w(z)}{f_{\max}(z)} \right\} \tag{3.8.1.31}$$

여기서, $D$는 말뚝의 직경이며, $E_{mass}$는 암반체의 유효탄성계수이다.

(아) Baqulin et al.(1982)의 하중전이법

Baqulin et al.(1982)은 공내재하시험과 유한요소해석을 통하여 다음의 그림 3.8.1.11과 같은 주면하중전이곡선을 제안하였다. 이 모델은 주면의 하중전이거동을 완전탄성-완전소성으로 규정하여 이중직선(bi-linear)의 형태로 표현한 것으로서, 말뚝의 변위량이 한계변위량, $w_{\max}(z)$ 보다 작은 범위에서는 선형탄성 거동을 하며, $w_{\max}(z)$ 보다 큰 변위에서는 완전소성거동을 한다고 규정한 방법이다.

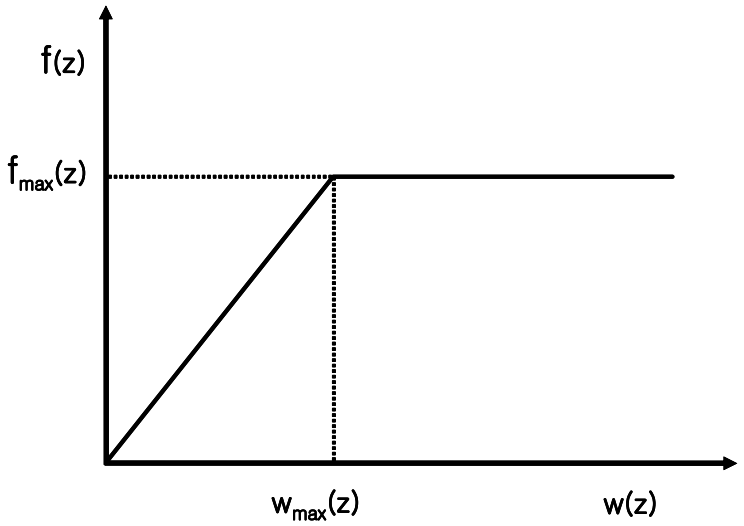



그림 3.8.1.11 Baqulin et al.(1982)의 주면하중전이곡선

그림 3.8.1.11의 주면하중전이곡선은 말뚝의 변위량, w(z)의 범위에 따라 각각 다음의 식(3.8.1.32)과 같이 표현된다.

$$f(z)=\frac{E_{SB}}{D(1+\nu_s)[1+\ln\left(\frac{L}{D}\right)}w(z) \qquad w(z)\leq w_{\max}(z) \qquad (3.8.1.33)$$

$$f(z)=f_{\max}(z) \qquad w(z)>w_{\max}(z)$$

여기서, $E_{SB}$는 공내재하시험으로부터 얻은 지반의 탄성계수, $\nu_s$는 지반의 포아송비이며, $L$과 $D$는 각각 말뚝의 근입깊이 및 직경이다. $w_{\max}(z)$는 $f(z)=f_{\max}(z)$로 하여 식(3.8.1.33)으로부터 구한다.

(자) Reese and O′Neill의 제안식

1988년 Reese and O′Neill(1988)은 많은 현장재하시험의 결과를 종합하여 점토질 지반과 모래질 지반에 시공된 현장타설말뚝의 주면하중전이곡선을 각각 그림 3.8.1.12 (a) 및 그림 3.8.1.12 (b)와 같이 제안하였다.

O′Neill and Hanssan(1944)은 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면하중전이함수를 다음의 식(3.8.1.34)와 같이 쌍곡선 함수식으로 제안하였다.

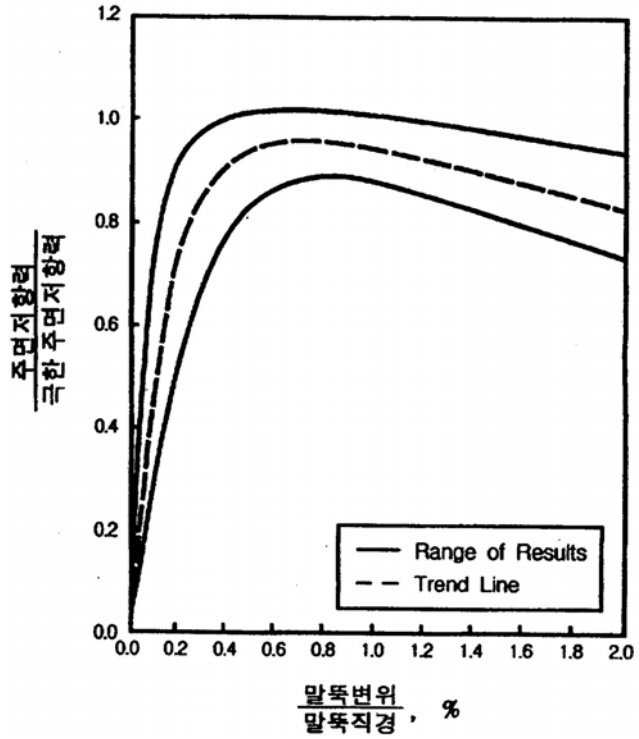



그림 3.8.1.12 Reese and O'Neill의 주면하중전이곡선(계속) - (a) 점토질 지반

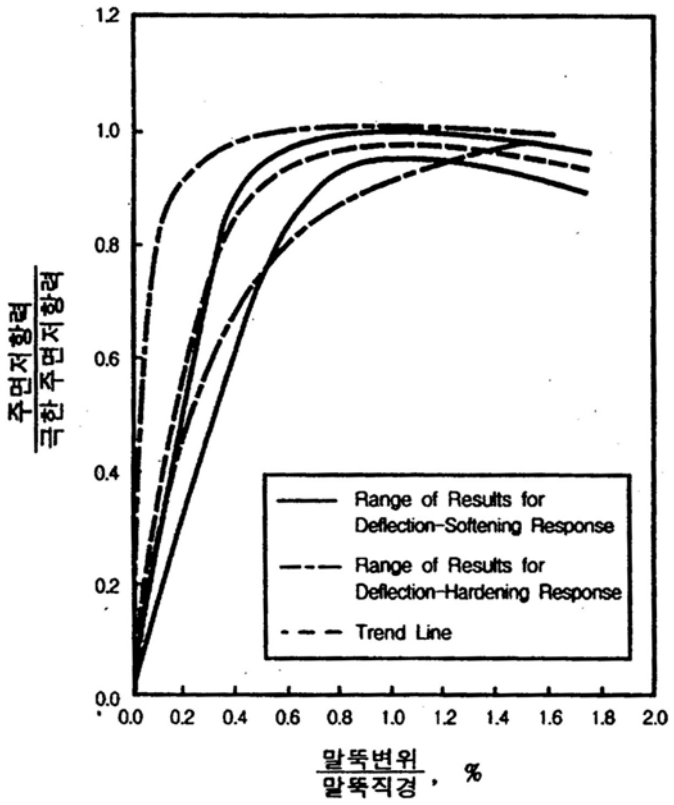



그림 3.8.1.12 Reese and O'Neill의 주면하중전이곡선(계속) - (b) 모래질 지반

$$f(z) = \frac{w(z)}{\frac{2.5D}{E_{mass}} + \frac{w(z)}{f_{\max}(z)}} \qquad (3.8.1.34)$$

여기서, D는 말뚝의 직경이며, $E_{mass}$는 암반체의 유효탄성계수이다. 쌍곡선의 초기기울기 $E_{mass}/2.5D$는 말뚝 길이, $L$을 말뚝 직경, $D$의 2배로 가정하여 Randolph and Worth(1978)의 연구 결과로부터 구한 것이다.

(차) API 규준 (1993)

API(American Petroleum Institute, 1993)에서는 해양구조물 하부기초 설계시 연직말뚝의 공용성을 평가하기 위한 하중전이 곡선을 제시하였다. 사질토의 경우에는 Coyle & Sulaiman(1967)의 곡선을 제시하였다. API규준에 따른 사질토의 $f-w$관계는 다음과 같다.

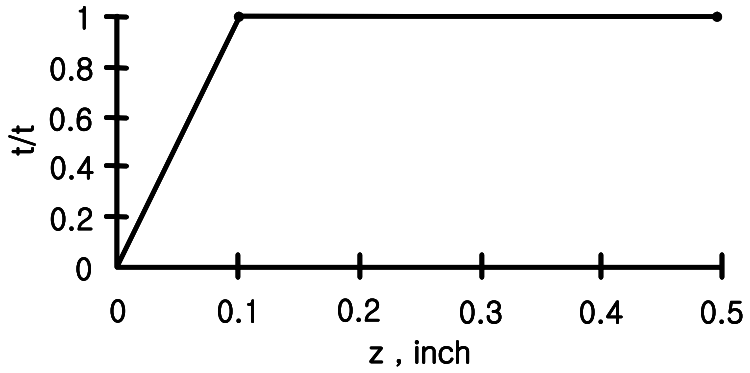



그림 3.8.1.13 API 규준 (1993)의 f-w곡선

API 규준(1993)에서 사질토의 $f-w$곡선은 말뚝의 지름과 무관하게 수직변위만의 함수로 나타나고 있다. 이 제안곡선은 강관말뚝의 경우를 하중전이 함수방법으로 해석하는데 많은 연구에서 사용하였다.

(2)선단하중전이(q-w)곡선 분석

선단하중전이한수(q-w curve)는 선단지반의 저항력과 말뚝 선단의 변위량과의 관계를 나타내는 함수로서, 지금까지 많은 연구자들에 의해 경험적 또는 이론적

인 방법을 통하여 여러 가지 형태로 제안되었다. 선단하중전이함수는 크게 완전탄성-완전소성의 형태 및 쌍곡선 형태로 구분되는데, 완전탄성-완전소성 모델의 경우 대부분이, 반무한 탄성지반상의 분포하중에 의해 발생하는 지반 변위에 대한 Timoshenko and Goodier(1970)의 탄성해를 기본으로 하여 개발되었다.

또한 쌍곡선 모델의 경우에도, 곡선의 형태를 경정하는 주요인자의 하나인 초기기울기의 산정식은 대부분 Timoshenko and Goodier(1970)의 탄성해를 기초로 하여 제안되었다. 지금까지 제안된 선단의 하중전이함수에 대해 살펴보면 다음과 같다.

(가) Vijayvergiya (1977)의 제안식

Vijayvergiya (1977)는 점성토와 사질토에 모두 적용 가능한 선단하중전이곡선을 다음의 그림 3.8.1.14와 같이 제안하였다. 이 모델은, 선단전이하중, $q$가 극한단위선단저항력, $q_{max}$에 도달하기까지는 비선형의 탄성거동을 하며, $q$가 $q_{max}$에 도달한 후에는 완전소성 거동을 하는 형태이다.

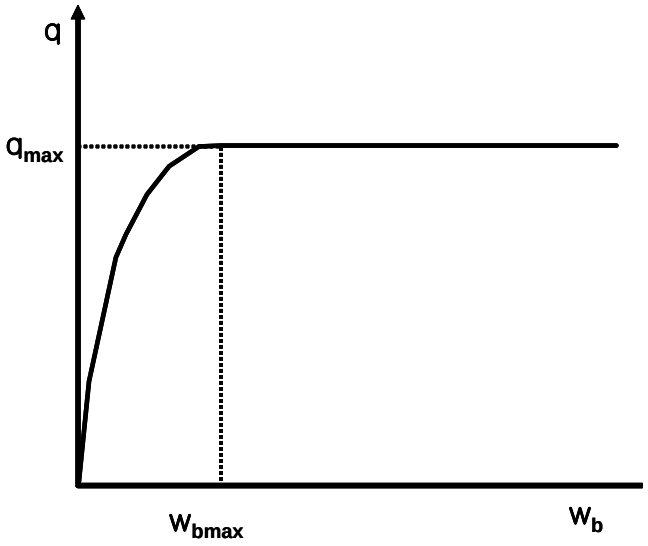



그림 3.8.1.14 Vijayvergiya의 선단하중전이곡선

그림 8.1.3.9의 선단하중전이곡선은 말뚝 선단의 변위량, $w_b$의 범위에 따라 각각 다음의 식(3.8.1.35)와 같이 표현된다.

$$q=\left(\frac{w_b}{w_{bmax}}\right)^{1/3} q_{\max} \qquad w_b \le w_{bmax} \qquad (3.8.1.35)$$
$$q=q_{\max} \qquad w_b > w_{bmax}$$

여기서, $q$는 선단전이하중, $q_{\max}$는 극한 단위선단저항력, $w_b$는 선단변위량이며, $w_{bmax}$는 한계변위량이다. 한계변위량, $w_{bmax}$는 $q_{\max}$가 발현되는데 필요한 말뚝 선단의 변위량으로, Vijayvergiya (1977)는 말뚝 선단직경의 4~6%를 사용하도록 추천하였다.

(나) Baquelin 등의 제안식

Baquelin et al. (1982)은 Timoshenko and Goodier(1970)의 탄성해를 기초로하여 선단에 대한 하중전이곡선을 다음의 그림 3.8.1.15과 같이 제안하였다.

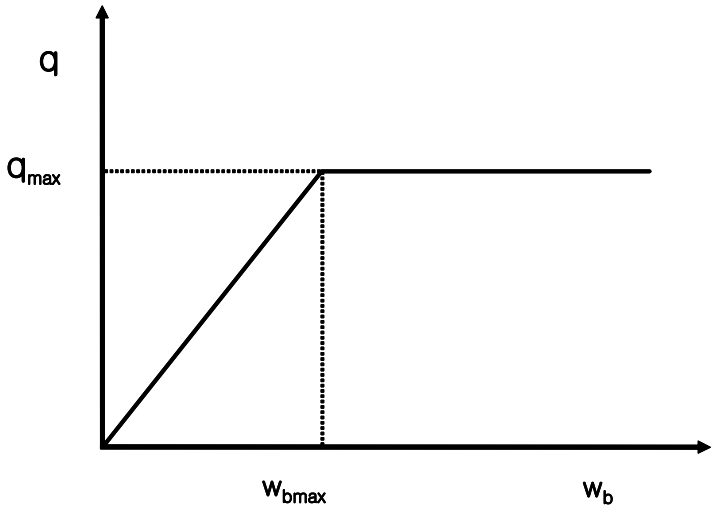



그림 3.8.1.15 Baquelin 등의 선단하중전이곡선

이 모델은 말뚝 선단의 하중전이거동을 완전탄성-완전소성으로 규정하여 이중직선(bi-linear)의 형태로 표현한 것으로서, 말뚝 선단의 변위량이 한계변위, $w_{bmax}$보다 작은 범위에서는 선형 탄성거동을 하며, $w_{bmax}$보다 큰 범위에서는 완전소성 거동을 하는 것으로 규정한 방법이다. 그림 3.8.1.15의 선단하중전이곡선은 말뚝 선단의 변위량, $w_b$의 범위에 따라 각각 다음의 식(3.8.1.36)과 같이 표현된다.

$$q=\left\{\frac{4E_s}{\pi(1-\nu_s^2)D}\right\}w_b \qquad w_b \le w_{b\max} \qquad (3.8.1.36)$$
$$q=q_{\max} \qquad w_b > w_{b\max}$$

여기서, $D$는 말뚝의 직경, $\nu_s$는 지반의 포아송비이며, $E_s$는 공내재하시험으로부터 얻은 말뚝 선단지반의 탄성계수로서, 항타말뚝의 경우에는 reloading 시의 탄성계수, 현장타설말뚝의 경우에는 초기 탄성계수값을 사용한다. 한계변위, $w_{b\max}$는 $q=q_{\max}$로 하여 식(3.8.1.36)의 첫 번째 식으로부터 구한다.

(다) Castelli의 제안식

Castelli(1992)는 선단에 대한 하중전이곡선을 주면의 하중전이곡선과 유사하게 쌍곡선 형태로써 그림 3.8.1.16과 같이 제안하였다. 이 모델은 말뚝 선단의 변위량, $w_b$가 증가함에 따라 선단저항력, $q$가 지속적으로 증가하여 극한 단위선단저항력, $q_{\max}$에 점근해가는 형태이다.

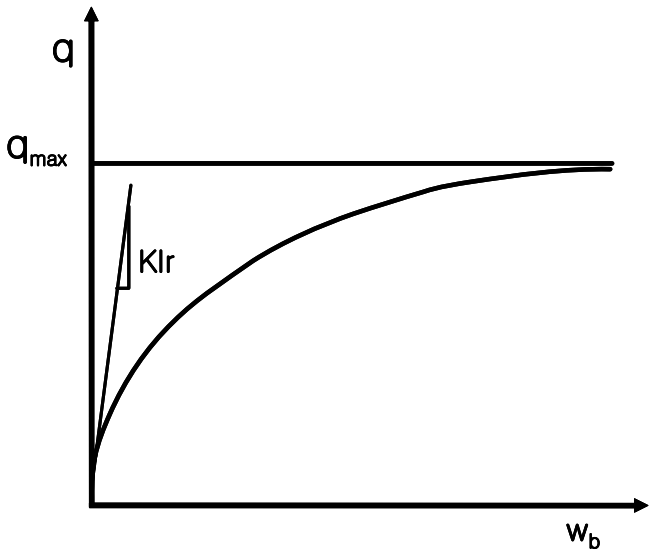



그림 3.8.1.16 Castelli의 선단하중전이곡선

그림 3.8.1.16의 선단하중전이곡선은 말뚝 선단의 변위량, $w_b$의 범위에 관계없이 다음의 (3.8.1.37)과 같은 단일 함수식으로 표현된다.

(3.8.1.37)

여기서, $KI_P$는 선단하중전이곡선의 초기접선기울기로서 Randolph and Wroth(1978)의 연구 결과로부터 식(3.8.1.38)과 같이 나타낼 수 있다.

$$KI_p = \frac{G_s}{r_0 \cdot \ln(R'/r_0)} \tag{3.8.1.38}$$

여기서, Gs는 선단지반의 초기 전단탄성계수, r0는 말뚝의 반경이며, R′은 선단지반의 전단 변형이 무시될 수 있을 만큼 작아지는 방사 방향의 거리로서 R′=(1.0～1.5)D이다.

(라) Mosher (1984)

Mosher (1984)은 사질토에 근입된 말뚝의 $q-w$ 관계를 정립하기 위하여 Coyle and Castello (1981)의 연구를 확장하여 그림 3.8.1.17의 $q-w$곡선을 제안하였다. $q_{max}$는 그림 3.8.1.18에서 상대깊이의 함수로 주어졌다.

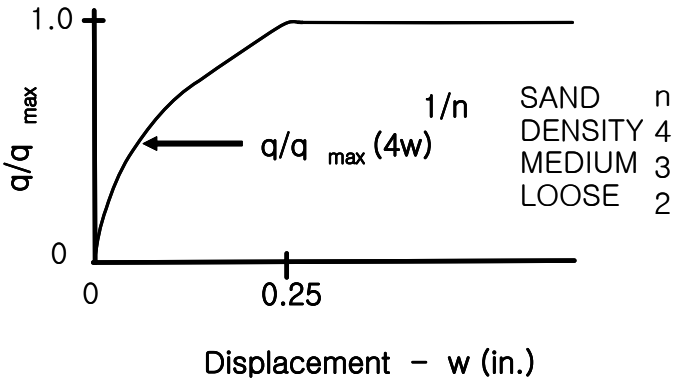



그림 3.8.1.17 Mosher (1984)의 q-w곡선

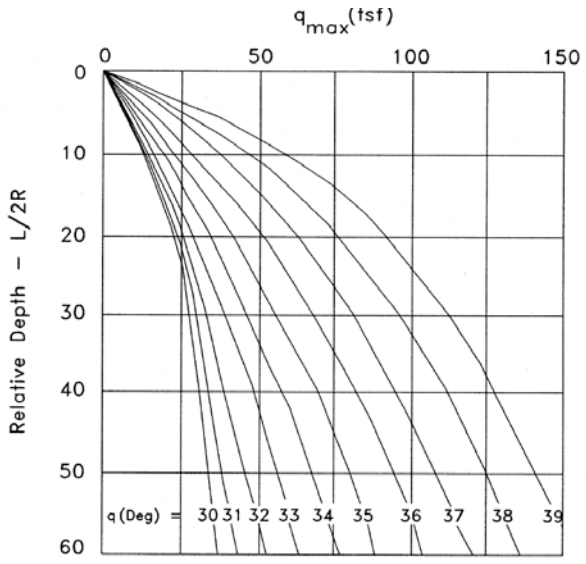



그림 3.8.1.18 상대깊이에 따른 $q_{max}$

(마) Gwizdala의 하중전이법

Gwizdala(1984)는 선단의 하중전이곡선을 그림 3.8.1.19과 같이 수정 쌍곡선의 형태로 제안하였다. 이 모델은 선단저항력, $q$가 극한 단위선단저항력, $q_{max}$에 도달하기까지는 $\alpha_1 q_{max}$에 점근하는 쌍곡선의 형태이며, $q_{max}$에 도달한 후에는 급격한 소성 변위가 발생하는 형태이다.

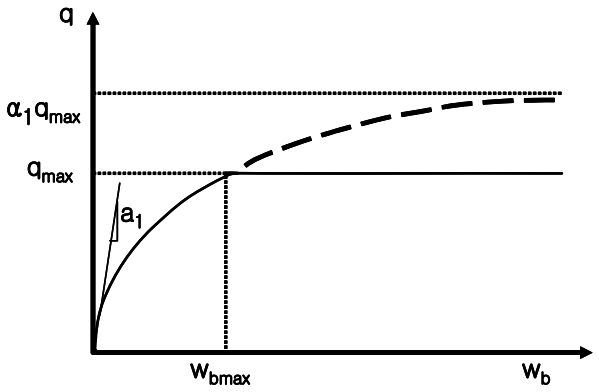



그림 3.8.1.19 Gwizdala(1984)의 선단하중전이곡선

이 모델은 다음의 식(3.8.1.39)와 같이 쌍곡선 모델과 유사한 함수식으로 표현되나. 곡선 형태에서는 탄소성-완전소성 모델의 일종으로 볼 수 있다.

$$q=\frac{w_b}{\frac{1}{a_1}+\frac{w_b}{\alpha_1 q_{max}}}, \qquad w_b \le w_{bamx} \tag{3.8.1.39}$$

$$q=q_{max}, \qquad w_b > w_{bmax}$$

여기서, 한계변위, $w_{bmax}$는 식(3.8.1.39)의 첫 번째 식으로부터 $q=q_{max}$로 하여 구하며, $\alpha_1$은 쌍곡선의 보정계수로서 1.25의 값을 사용한다. 또한, $a_1$은 선단하중전이곡선의 초기기울기로서, Gwizdala (1984)는 Timoshenko and Goodier (1970)의 탄성해를 기초로 다음의 식(3.8.1.40)과 같이 제안하였다.

$$a_1=\frac{4E_s}{\pi D(1-\nu_s^2)} \tag{3.8.1.40}$$

여기서, $E_s$와 $\nu_s$는 각각 선단지반의 탄성계수 및 포아송비이며, $D$는 말뚝의 직경이다.

(바) Briaud and Tucker (1984)

Briaud and Tucker (1984)는 말뚝 설치로 발생하는 잔류응력의 존재를 설명하는 수단을 제공하였다. 그림 3.8.1.20에서 나타난 $q-w$곡선은 식(3.8.1.41)에 의해 표현된다.

$$q=\frac{w}{\frac{1}{k_q}+\frac{w}{q_{max}-q_r}}+q_r \tag{3.8.1.41}$$

$$q_{max}=19.75(N)^{0.36} \tag{3.8.1.42}$$

$$q_r=5.57L^{\Omega} \tag{3.8.1.43}$$

$$K_q=467.1(N)^{0.0065} \tag{3.8.1.44}$$

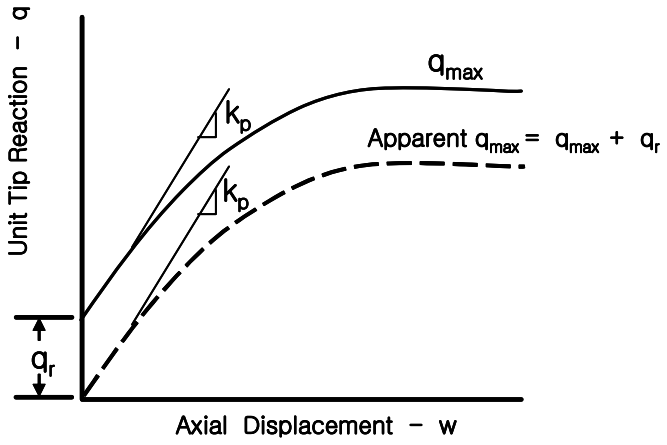



그림 3.8.1.20 Briaud and Tucker (1984)의 q-w곡선

(사) Coyle and Castello (1981)

Coyle and Castello (1981)는 그림 3.8.1.21에서 $q_{max}$를 제공하였고 그림 3.8.1.22에서 $q-w$곡선을 추천하였다.

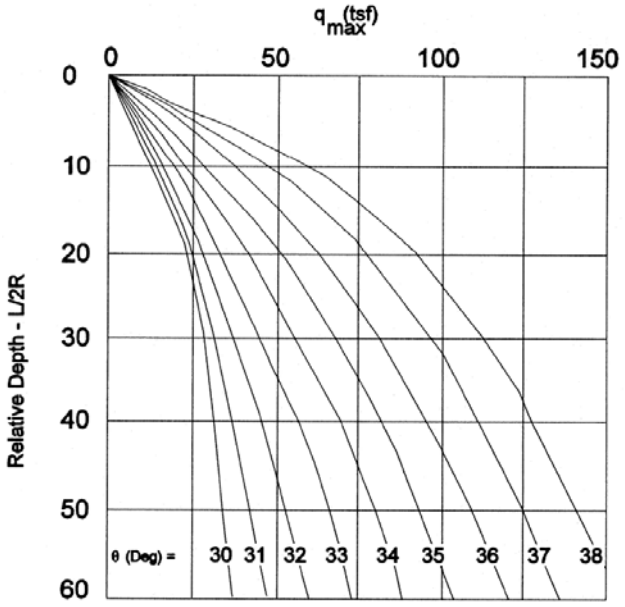



그림 3.8.1.21 상대깊에에 따른 $q_{max}$

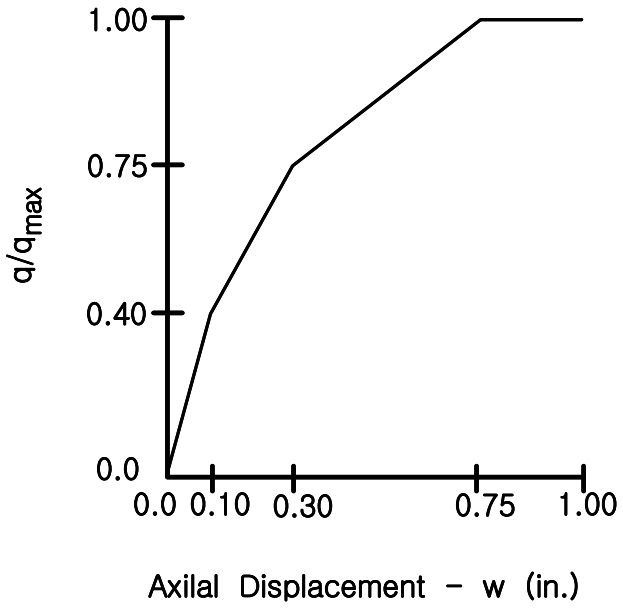



그림 3.8.1.22 Coyle and Castello (1981)의 q-w곡선

(아) Baquelin (1982)

1982년 Baquelin 등은 Timoshenko and Goodier(1970)의 탄성해를 기초로 하여 선단에 대한 하중전이곡선을 다음의 그림 3.8.1.23과 같이 제안하였다.

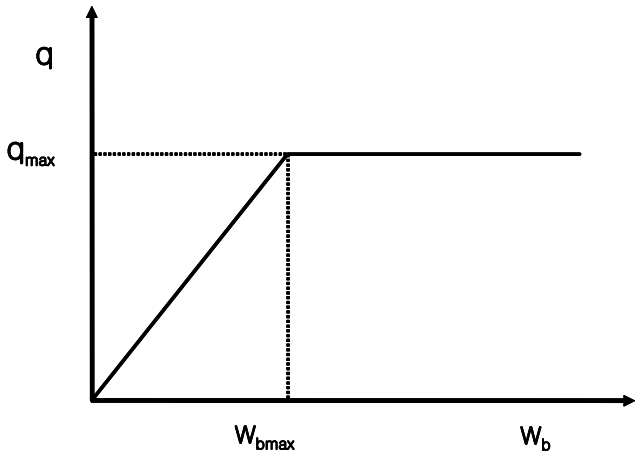



그림 3.8.1.23 Baquelin 등의 선단하중전이곡선

이 모델은 말뚝 선단의 하중전이거동을 완전탄성-완전소성으로 규정하여 이중직선(bi-linear)의 형태로 표현한 것으로서, 말뚝 선단의 변위량이 한계변위,

$w_{bmax}$보다 작은 범위에서는 선형탄성거동을 하며, $w_{bmax}$보다 큰 범위에서는 완전소성 거동을 하는 것으로 규정한 방법이다. 그림의 곡선은 말뚝 선단의 변위량, $w_b$의 범위에 따라 각각 다음의 식으로 표현될 수 있다.

$$q=\left\{\frac{4E_s}{\pi(1-\nu_s^2)D}\right\} \qquad w_b \le w_{bmax}$$
$$q=q_{max} \qquad w_b > w_{bmax} \qquad (3.8.1.45)$$

여기서, $D$는 말뚝의 직경, $\nu_s$는 지반의 포아송비이며, $E_s$는 공내재하시험으로부터 얻은 말뚝 선단지반의 탄성계수로서, 항타말뚝의 경우에는 reloading시의 탄성계수, 현장타설말뚝의 경우에는 초기탄성계수값을 사용한다. 한계변위, $w_{bmax}$는 $q=q_{max}$로 하여 식(3.8.1.45)의 첫 번째 식으로부터 구한다.

(자) API 규준 (1993)

API(American Petroleum Institute 1993)에서는 해양구조물 하부기초 설계시 연직말뚝의 공용성을 평가하기 위한 하중전이 곡선을 제시하였다. API규준에 따른 점성토의 $q-w$관계는 다음과 같다.

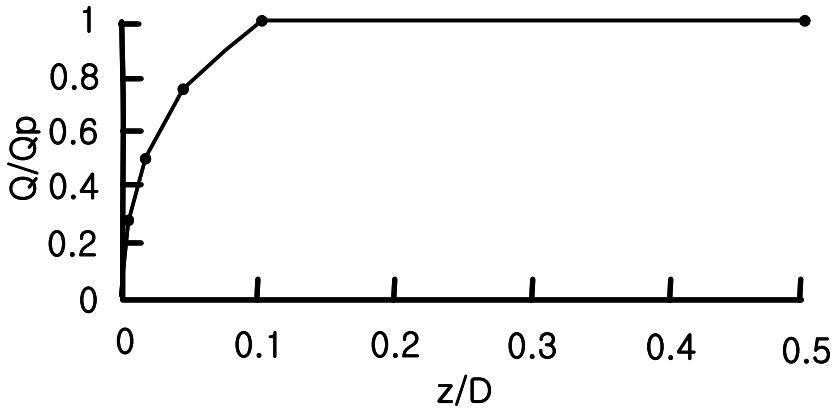


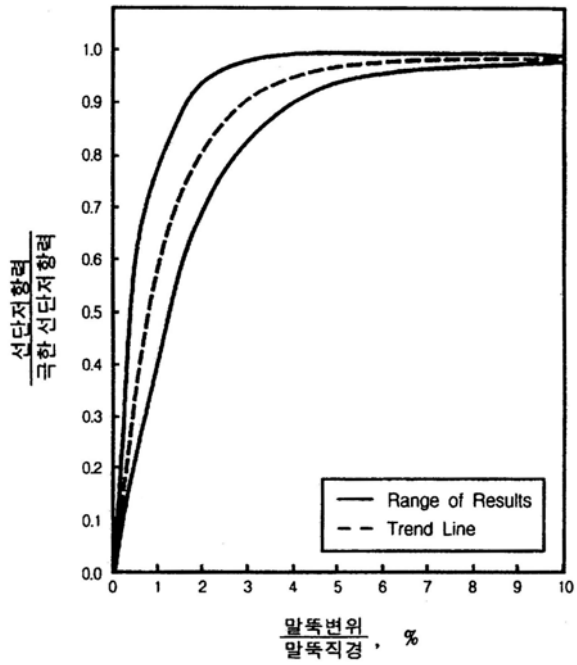

그림 3.8.1.24 API 규준 (1993)의 q-w곡선

API 규준(1993)에서 $q-w$곡선은 점성토와 사질토에 관계없이 동일하게 제시하였다.

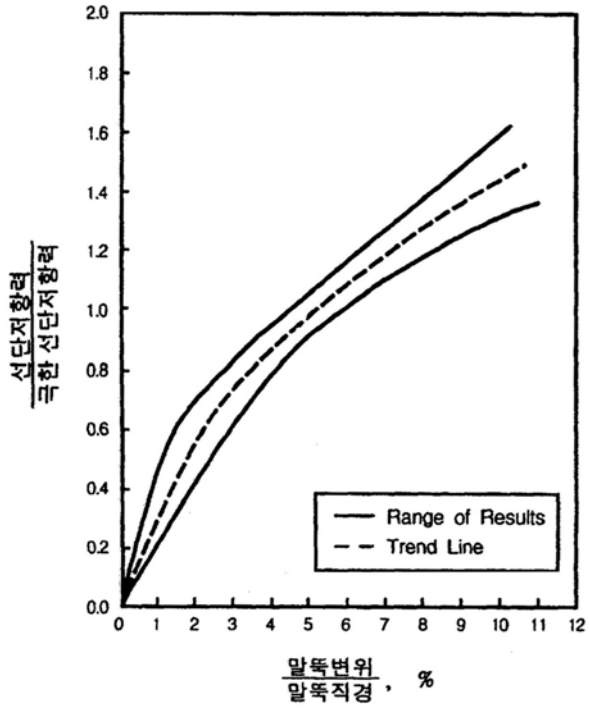
(차) Reese and O'Neill (1988)의 하중전이법

Reese and O'Neill (1988)은 많은 현장재하시험의 결과를 종합하여 점토질 지

반과 모래질 지반에 시공된 현장타설말뚝의 선단하중전이곡선을 각각 다음의 그림 3.8.1.25 (a) 및 그림 3.8.1.25 (b)와 같이 제안하였다.




(a) 점토질 지반




(b) 모래질 지반

그림 3.8.1.25 Reese and O'Neill(1988)의 선단하중전이곡선

(카) Castelli (1992)

Castelli(1992)는 선단에 대한 하중전이곡선을 주면의 하중전이곡선과 유사하게 쌍곡선 형태로써 제안하였다. 여기에서는 $R$의 값을 주면하중전이곡선의 경우와 다르게 $R=(1.0\sim1.5)D$로 주었다.

## 라. 기존 최대지지력 연구

본 절에서는 기존의 설계기법을 조사하고 그 방법의 적용범위와 적용상의 문제점 등을 분석하여 문헌조사와 설계자료를 통하여 적용가능한 설계법을 제안하고자 하였다.

풍화상태가 상대적으로 양호한 암반에서의 지지력 산정방법, 그리고 풍화암, 풍화토 등 풍화상태가 불량한 풍화대지반에서의 지지력 산정방법으로 나누어 표로 정리 하였다. 국내의 시방서 중 도로교 설계기준(2001)과 구조물 기초 설계기준(2003)을 분석하였고, 국외 설계기준으로 American Association of State Highway and Transportation (AASHTO, 2004)와 Canadian Foundation Engineering Manual(CFEM, 1985)을 분석하였다. 그 외 FHWA(1999)와 TxDOT(2000), Reese and O′Neill 등의 연구 보고서에서 소개한 여러 가지 지지력 산정 방법을 정리하였다. 특히 FHWA(1999)에 소개된 IGM 지반의 평가방법을 분석하여 우리나라의 풍화대에 적용 가능한 평가방법을 제안하기 위해 정리된 식들을 이용하여 지지력을 추정해보고 그 값들을 비교 분석하는 방법을 채택하였다.

(1) 사질토지반의 선단지지력

(가) 설계기준

① 구조물기초 설계기준(1997)

사질토 지반의 경우 $c=0$이므로 다음과 같은 식으로 구할 수 있다.

$$q_p=\sigma_v' N_q \tag{3.8.1.46}$$

균질한 사질토 지반의 경우 말뚝의 관입깊이가 깊어지면 말뚝선단부 위치에서의 유효상재압 $\sigma_v'$는 직선적으로 증가하므로 단위면적당 극한 선단지지력도 직선적으로 증가하여야 한다. 그러나 말뚝의 실제 극한 선단지지력은 관입깊이가 깊어짐에 따라, 초기에는 직선 증가 구간이 나타나지만 어느 정도의 깊이가 되면 그 값이 한계에 도달하고 그 이상의 깊이가 되어도 더 이상 증가하지 않는다. 이와 같이 말뚝의 극한선단지지력 도달에 필요한 최소관입깊이를 한계관입깊이라고 한다. 아래 표에는 타입말뚝과 현장타설말뚝에 적용할 수 있는 지지력 계수를 제시하였다. 이 값을 적용하여 사질토 지반에서의 말뚝의 선단지지력을 개략적으로 추정할 때는 한계관입깊이를 $20B$로 보고, $D_f > 20B$ 인경우에도, $q' = \gamma' D_f$ (여기서, $D_f = 20B$)를 사용하여 계산한다. 그리고 허용지지력을 계산할 때는 3 이상의 안전율을 적용하며 추후 시험시공 또는 실제 시공시에 말뚝재하시험을 실시하여 설계지지력을 확인하여야 한다.

표 3.8.1.1 내부마찰각($\phi$)과 지지력계수($N_q$)의 관계(NAVFAC DM 7-2, 1982)

| $\phi$ | 26 | 28 | 30 | 31 | 32 | 33 | 34 | 35 | 36 | 37 | 38 | 39 | 40 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $N_q$ (타입말뚝) | 10 | 15 | 21 | 24 | 29 | 35 | 42 | 50 | 62 | 77 | 86 | 120 | 145 |
| $N_q$(현장타설말뚝) | 5 | 8 | 10 | 12 | 14 | 17 | 21 | 25 | 30 | 38 | 43 | 60 | 72 |

SPT를 이용한 말뚝지지력 추정방법으로 Meyerhof(1976)가 제안한 방법을 제시하였다.

$$q_p = mN_{60}' \tag{3.8.1.47}$$

여기서, $N_{60}' = C_N \cdot N_{60}$

$N_{60}$ : 말뚝선단부 부근의 $N$값 (표준관입시험에서 해머의 타격에너지효율을 실측하여 60%로 보정한 $N$값)

$$C_N = (p_a/\sigma'_w)^{0.5}$$

여기서, $p_a$ = 1기압(102.3 kPa)

$\sigma'_{vo}$ = 표준관입시험을 행한 위치에서의 유효수직응력

타입말뚝에서,

$$m = 3\left(\frac{L_b}{B}\right) \leq 30, \text{ 여기서 } mN_{60}' \leq 1500 \text{t/m}^2$$

선굴착말뚝의 지지력을 계산할 때에는 선굴착직경, 주면고정 및 선단부고정을 위한 시멘트풀 주입여부, 최종 항타의 정도 등에 따라 상이한 계수 m이 사용되고 있다. 일반적으로 선굴착기성말뚝의 경우 타입말뚝의 1/3~1/2정도 되는 것으로 알려져 있다.

현장타설 콘크리트말뚝 또는 피어의 지지력에서도 타입말뚝의 1/2정도의 값을 적용한다. 이 때 안전율을 3.0이상을 사용한다.

② 도로교 설계기준 해설(2001)

사질토에 설치된 말뚝의 극한지지력은 경험적인 유효응력방법 (예를 들면, Nordlund, 1963)을 사용하거나, CPT (예를 들면, Schmertmann, 1978)이나 프레셔미터시험 (예를 들면, Baguelin, 1978)과 같은 원위치시험방법을 사용하여 계산할 수 있다.

사질토에 시공된 현장타설말뚝의 경우나 점성토에 시공된 현장타설말뚝의 유효응력해석을 해야 할 경우, 극한선단 지지력은 다음 식에 의해 예측할 수 있다.

$q_p$의 값은 말뚝선단으로부터 $2B$이내에서 보정하지 않은 $N$치를 사용하여 구할 수 있으며 $q_p$에 대한 추천값을 아래 표에 나타내었다.

$B_p$가 1.3m보다 크고, 침하량을 예측할 수 없다면 $q_p$값은 $q_{pr}$로 나타내어야 한다.

$$q_{pr} = (50/12 B_p)\, q_p \qquad (3.8.1.48)$$

표 3.8.1.2 사질토에서의 $q_p$의 추천값* (Reese & O'Neill, 1988)

| 비보정 $N$치 | $q_p$값 |
|---|---|
| 0~75 | $1.20\,N$ |
| 75이상 | 90 |

* 극한값 또는 선단 직경의 5% 침하량에서의 값

③ AASHTO(2004)

AASHTO(2004)에서는 사질토의 선단지지력을 구하는 방법으로 SPT를 이용한 Meyerhof(1976)의 방법과 CPT를 이용한 Nottingham and Schmertmann(1975)의 방법을 채택하고 있다.

• Meyerhof(1976) - SPT이용

이 방법은 사질토와 비소성실트에 적용할 수 있다. 단위는 MPa이다.

$$q_p = \frac{0.038 N_{corr} D_b}{D} \le q_l \tag{3.8.1.49}$$

여기서, $N_{corr} = \left[0.77 \log\left(\frac{1.92}{\sigma_v'}\right)\right] N$ (3.8.1.50)

$N_{corr}$=재하압력 $\sigma_v'$에 보정된 말뚝선단부근의 대표적인 SPT (회/300mm)

$N$=측정된 SPT (회/300mm)

$D$=말뚝의 직경 또는 폭

$D_b$=지지층에 근입된 깊이

$q_l$=극한값, 사질토에서는 $0.4\,N_{corr}$(MPa), 비소성 실트질 에서는 $0.3\,N_{corr}$ (MPa)

• Nottingham & Schmertmann(1975) - CPT이용

이 방법은 점성토에서 선단지지력을 구하는 방법으로도 쓰인다.

그림 3.8.1.26에 도시되어 있는 것과 같이 말뚝 선단에 하부로 $4D$ 상부로 $8D$ 범위에서 $q_c$의 변화를 나타내고 다음과 같은 과정을 실시한다.

1. 말뚝 선단에서 하부로 $yD$만큼 떨어진 곳의 $q_c$값을 평균한다. 이것은 $a-b-c$ 경로에 의해서 실시한다. 하부로 이동하는 경로 $a-b$(실제경로)와 상부로 이동하는 경로 $b-c$(최소경로)의 $q_c$값을 합한다. $0.7 < y < 4$일 경우 $q_c$값의 평균값을 최소값 $q_{c1}$으로 결정한다.

2. 말뚝선단과 말뚝선단에서 상부로 $8D$까지의 경로 $c-d-e-f-g$에서 $q_c$값을 평균하여 $q_{c2}$라 한다.

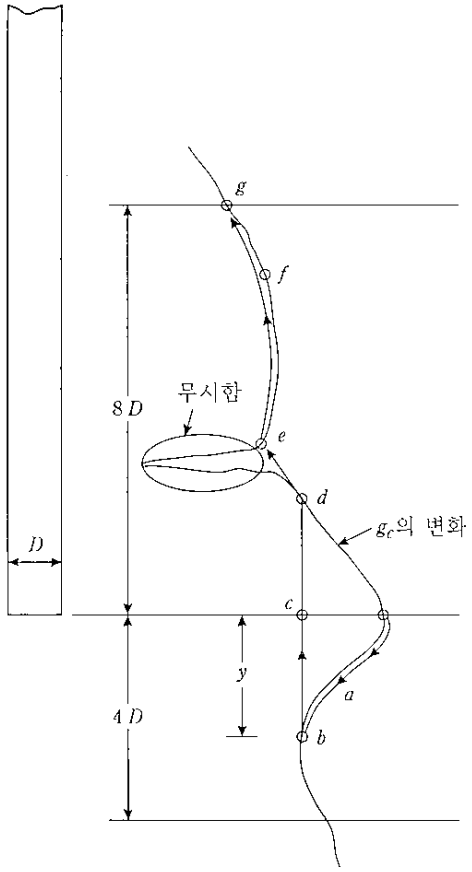



그림 3.8.1.26 말뚝 선단저항력 계산절차(Nottingham & Schmertmann(1975))

그 결과 얻어진 $q_{c1}$과 $q_{c2}$의 평균값이 구하고자 하는 $q_p$의 값이 된다. 즉

.

$$q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \text{ (MPa)} \qquad (3.8.1.51)$$

- Canadial Foundation Engineering Manual(CFEM, 1992)

$$q_p = N_q \sigma_b' \qquad (3.8.1.52)$$

여기서, $N_q$ : 지지력계수

$\sigma_b'$ : 말뚝 선단부에서의 유효 연직응력

앞굽 지지력 계수 $N_q$는 입자크기 분포, 입자의 형상과 광물학, 자연상태의 흙의 밀도, 말뚝설치로 인한 밀도의 변화, 그리고 다른 요인들에 의한 흙 구성에 달려있다. 전형적인 $N_q$의 범위는 표 3.8.1.3에서 주어진다.

표 3.8.1.3 $N_q$의 범위

| 흙 종류 | 현장타설말뚝 | 항타말뚝 |
|---|---|---|
| 실트 | 10-30 | 20-40 |
| 느슨한 모래 | 20-30 | 30-80 |
| 중간 모래 | 30-60 | 50-120 |
| 조밀한 모래 | 50-100 | 100-120 |
| 자갈 | 80-150 | 150-300 |

재하시험이 행하여지지 않았다면 안전율은 어떤 이론적 계산에서는 3이상이 적용되어야 한다.

입상토에서의 단일말뚝의 지지력은 Meyerhof(1976)에 의해 제안된 SPT의 결과로부터 추정되어질 수 있다.

$$q_p = mN$$

여기서, $N$ : 말뚝선단의 SPT값

$m$ : 항타말뚝에서는 400, 타설말뚝에서는 120과 같은 경험적인 계수

표준관입시험은 많은 오류에 의해 영향을 받고, 그 실험 결과를 사용할 때 많은 주의가 필요되어야 한다. 이러한 이유에서 최소 안전율 4가 지지력을 계산할 때 적용되어진다.

(나) 이론식

① Meyerhof(1976)

사질토에서 말뚝의 선단지지력($q_p$)은 일반적으로 지지층에 박히는 말뚝의 깊이에 따라 증가하며, 근입비가 $(L_b/D)=(L_b/D)_{cr}$ 일 때 최고값에 다달한다. 균질한 흙에서 $L_b$는 말뚝길이($L$)과 같다. 임계근입비 $(L_b/D)_{cr}$을 넘어서 $q_p$값은 일정($q_p=q_l$)하게 유지된다. 그림 3.8.1.27에 나타난 것과 같이 균질한 흙에서 $L=L_b$이다.

사질토에 관입된 경우 $c'=0$이므로

$$Q_p=A_pq_p=A_pq'N_q^* \tag{3.8.1.53}$$

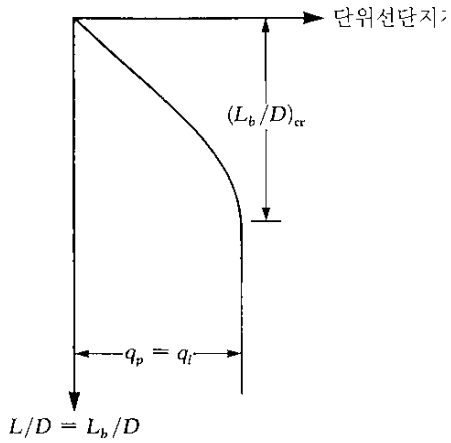



그림 3.8.1.27 균질한 지반에서의 단위 선단지지력의 변화형상

흙의 마찰각($\phi$)에 대한 $N_q^*$의 값은 그림 3.8.1.28에서 나타내고 있다. 그러나, $Q_p$는 한계값 $A_pq_l$를 초과해서는 안된다. 그러므로, 식(3.8.1.54)과 같이 나타낼 수 있다.

$$Q_p=A_pq'N_q^*\leq A_pq_l \tag{3.8.1.54}$$

극한 선단지지력은 다음과 같다.

$$q_l = 0.5 p_a N_q^* \tan\Phi' \qquad (3.8.1.55)$$

여기서, $p_a$= 대기압( =10 t/m$^2$)

$\Phi'$ = 지지층의 유효내부마찰각

Meyerhof(1976)는 현장 계측을 근거로, 균질한 사질토( $L=L_b$)에서 극한 선단저항력( $q_p$)은 표준관입저항치로부터 얻을 수 있다고 제안하였다.

$$q_l = 0.4 p_a (N_1)_{60} \frac{L}{D} \le 4 p_a (N_1)_{60} \qquad (3.8.1.56)$$

여기서, $(N_1)_{60}$=말뚝 선단부근의 평균 수정표준관입치(선단부 위쪽으로 10 $D$ 깊이에서 선단부 아래 4 $D$깊이부근)

$p_a$=대기압(=10t/m$^2$)

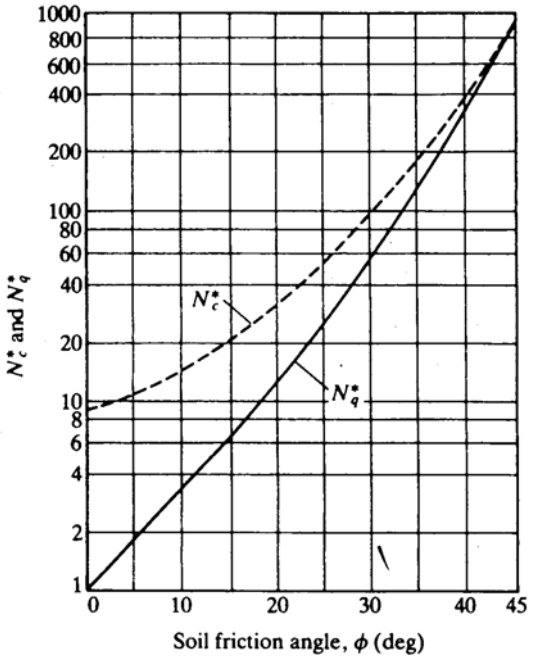



그림 3.8.1.28 흙의 마찰각에 따른 $N_c^*$와 $N_q^*$의 최대값의 분포 (Meyerhof, 1976)

② Janbu(1976)

$$Q_p = A_p(c' N_c^* + q' N_q^*) \tag{3.8.1.57}$$

말뚝선단에 있는 지반에서 파괴면이 발생된다고 가정하여 계산하였다.

$$N_q^* = (\tan\Phi' + \sqrt{1+\tan^2\Phi'})^2 (e^{2\eta' \tan\Phi'}) \tag{3.8.1.58}$$

$$N_c^* = (N_q^* - 1)\cot\Phi' \tag{3.8.1.59}$$

각 $\eta'$은 도식적으로 정의를 내렸다. 점성토에서의 $\eta'$ 값이 60°인 반면 조밀한 사질토에서는 달리 약 105°정도이다. 실무에서 적용시에는 다음과 같은 범위에서 사용하는 것이 바람직하다.

$$60° \le \eta' \le 90°$$

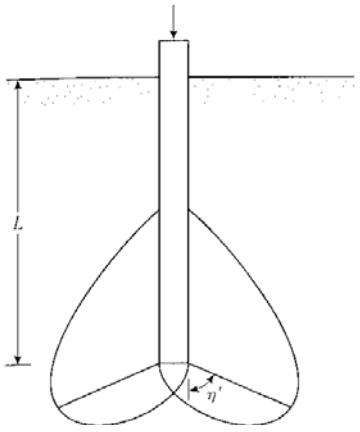



그림 3.8.1.29 말뚝 선단의 파괴양상

다음 표는 $\eta' = 60°$, 75°, 그리고 90°일 때 $N_c^*$와 $N_q^*$의 값을 나타내고 있다.

표 3.8.1.4 Janbu의 지지력계수

| | $\eta=60°$ | | $\eta=75°$ | | $\eta=90°$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $\phi'°$ | $N_c^*$ | $N_q^*$ | $N_c^*$ | $N_q^*$ | $N_c^*$ | $N_q^*$ |
| 0 | 5.74 | 1.0 | 5.74 | 1.0 | 5.74 | 1.0 |
| 10 | 5.95 | 2.05 | 7.11 | 2.25 | 8.34 | 2.47 |
| 20 | 9.26 | 4.37 | 11.78 | 5.29 | 14.83 | 6.40 |
| 30 | 19.43 | 10.05 | 21.82 | 13.60 | 30.14 | 18.40 |
| 40 | 30.58 | 26.66 | 48.11 | 41.37 | 75.31 | 64.20 |
| 45 | 46.32 | 47.32 | 78.90 | 79.90 | 133.87 | 134.87 |

③ Coyle & Castello(1981)

Coyle와 Castello(1981)는 사질토 지반에 타입한 24개 말뚝의 실물크기 재하시험 결과로부터, 사질토 지반에 대한 다음 방정식을 제안하였다.

$$Q_p = q' N_q^* A_p \tag{3.8.1.60}$$

여기서, $q'$ =말뚝 선단에서의 유효 연직응력

$N_q^*$ =지지력계수

그림 3.8.1.30는 $L/D$와 흙의 마찰각($\phi'$)에 따른 $N_q^*$의 값을 도식적으로 나타내고 있다.

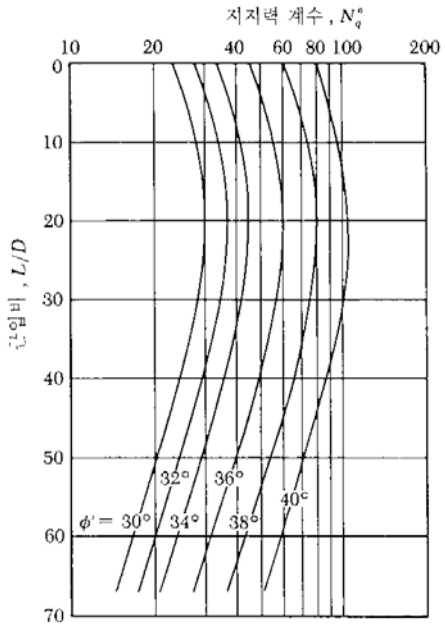



그림 3.8.1.30 $L/D$에 따른 $N_q^*$의 변화 (Coyle와 Castello, 1981)

④ Vesic(1997)

Vesic(1977)은 공동팽창(expansion of cavities)이론을 근거로 선단지지력을 산정하는 방법을 제안하였다.

$$Q_p = A_p(c' N_c^* + \overline{\sigma_0}' N_\sigma^*) \tag{3.8.1.61}$$

여기서, $\overline{\sigma'_0}$=말뚝선단 지점에서 지반의 평균 유효 연직응력 $=\left(\frac{1+2K_0}{3}\right)q'$

$K_0$=정지토압계수 $=1-\sin\Phi'$

$N_c^*$, $N_\sigma^*$=지지력계수

$$N_\sigma^* = \frac{3N_q^*}{(1+2K_0)} \tag{3.8.1.62}$$

$$N_c^* = (N_q^* - 1)\cot\Phi' \tag{3.8.1.63}$$

Vesic의 이론에 따르면

$$N_\sigma^* = f(I_{rr}) \tag{3.8.1.64}$$

여기서, $I_{rr}$=흙의 감소된 강성지수 $=\frac{I_r}{1+I_r\Delta}$ (3.8.1.65)

$I_r$=강성지수 $=\frac{E_s}{2(1+\mu_s)(c'+q'\tan\Phi')}=\frac{G_s}{c'+q'\tan\Phi'}$ (3.8.1.66)

$E_s$=흙의 탄성계수

$\mu_s$=흙의 포아송비

$G_s$=흙의 전단계수

$\Delta$=말뚝 선단아래 소성영역에서의 평균 체적 변형률(조밀한 모래지반이나 포화된 점토에서, $\Delta=0$이므로 $I_r=I_{rr}$)

흙의 여러 가지 마찰각($\phi$)과 $I_{rr}$에 따른 $N_c^*$와 $N_\Phi^*$의 값을 표로 제시하였다. $\Phi=0$일 때(비배수상태),

$$N_c^*=\frac{4}{3}(\ln I_{rr}+1)+\frac{\pi}{2}+1 \quad (3.8.1.67)$$

$I_r$값은 적절한 응력 수준에 상응하는 실험에서의 압밀시험이나 삼축시험으로부터 구할 수 있다. 예비 설계에 사용할 수 있는 $I_r$의 값을 다음과 같이 추천하였다.

| 흙의 종류 | $I_r$ |
|---|---|
| 모래 | 70~150 |
| 실트 및 점토(배수상태) | 50~100 |
| 점토(비배수상태) | 100~200 |

(다) 현장시험 결과치를 이용한 경험식

① Meyerhof(1971)

$$q_d=\frac{1.3N_{corr}D_b}{D_p} \quad (3.8.1.68)$$

여기서, $N_{corr}$=상재하중에 대하여 보정한 $N$값

- 모래의 경우 : $q_d<13N_{corr}$
- 비소성 실트의 경우 : $q_d<9.6N_{corr}$

② Reese and Wright (1977)

표준관입시험(SPT)의 $N$치를 이용하여 선단력을 구하였다.

$$q_d = 6.4N \qquad N \geq 60$$
$$= 380 \qquad N < 60$$

③ DeRuiter와 Beringen(1979)

Schmertmann(1978)에 의해 수정된 Nottingham & Schmertmann(1975)의 방법에 OCR에 따라 $k_b'$값을 달리 적용하여 구하는 방법을 제안하였다.

$$q_p = \frac{(q_{c1} + q_{c2})}{2} k_b' \leq 150 p_a \qquad (3.8.1.69)$$

여기서, $p_a$=대기압 (10t/m$^2$)

DeRuiter와 Beringen(1979)은 모래지반에서 $k_b'$값을 다음과 같이 제안하였다.

- OCR(overconsolidation ratio) = 1일 경우, $k_b' = 1$
- OCR = 2~4일 경우, $k_b' = 0.67$

④ Shioi & Fukui(1982)

Shioi & Fukui(1982)는 지반과 말뚝의 형태에 따라 $q_p$를 다음과 같이 제안하였다.

현장타설, 모래지반 $q_p = 3p_a$

천공말뚝, 모래지반 $q_p = 0.1 p_a N_{60}$

천공말뚝, 자갈섞인 모래지반 $q_p = 0.15 p_a N_{60}$

타입식말뚝, 모든 흙에 적용 $q_p = 0.3 p_a N_{60}$

여기서, $N_{60}$= 표준관입치 (말뚝 선단의 평균값)

⑤ Bustanante & Gianeselli (1982)

$$q_p = q_{c(eq)} k_b \qquad (3.8.1.70)$$

여기서, $q_{c(eq)}$=등가평균 콘관입저항치

$k_b$=경험적인 지지력 계수

$q_{c(eq)}$는 다음과 같은 방법에 의해서 산정할 수 있다.

1. 말뚝선단에서부터 하부로 1.5 $D$와 상부 1.5 $D$ 내에서의 콘관입저항치 $q_c$로 산정
2. 그림 3.8.1.31에 도시된 영역안에 있는 $q_c$[ $q_{c(av)}$]의 평균값을 산정
3. $q_c$값에서 1.3 $q_{c(av)}$보다 높은 값과 $0.7q_{c(av)}$보다 낮은 값을 제거한다.
4. 남은 $q_c$값을 평균하여 그 값을 $q_{c(eq)}$로 한다.

Briaud와 Miran(1991)는 점토나 실트지반에서와는 달리 모래나 자갈지반일 경우 $k_b$값을 0.375로 제안하였다.

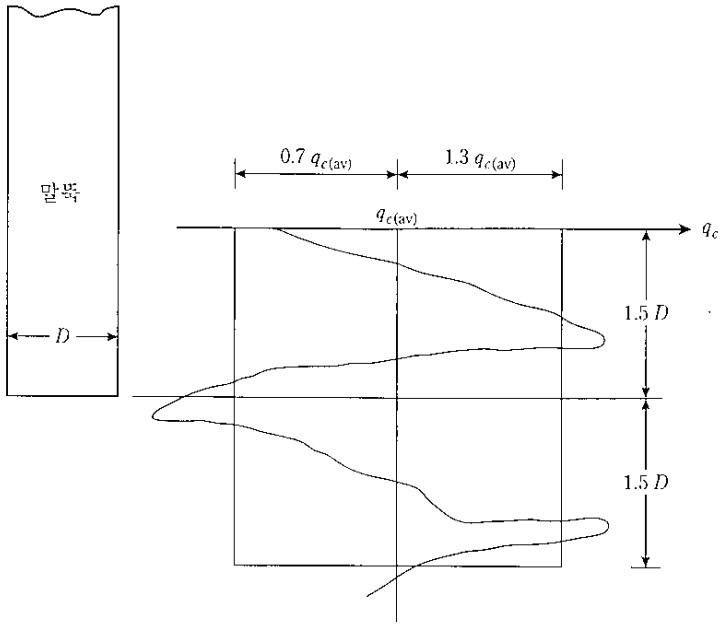



그림 3.8.1.31 Bustanante & Gianeselli (1982) 방법

⑥ Briaud 등.(1985)

Briaud 등.(1985)은 모래지반에서의 단위선단지지력 $q_p$를 다음과 같이 제안하였다.

$$q_p = 19.7 p_a (N_{60})^{0.36} \qquad (3.8.1.71)$$

여기서, $N_{60}$ = 표준관입치 (말뚝 선단의 평균값)

⑦ Reese and O'Neill (1988)

Reese and Wright (1977)의 식을 수정하여 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$q_b = 7.5N \qquad N \leq 75$$
$$= 430 \qquad N > 75$$

(2) 사질토지반의 주면마찰력

(가) 설계기준

① 구조물설계기준(1997)

사질토에서는 $c = 0$이므로

$$f_s = K_s \overline{\sigma'_v} \tan\delta$$

(3.8.1.72)

여기서, $K_s$ : 말뚝측면에 작용하는 법선토압계수로서 표에 추천한 값을 사용한다.

$\delta$ : 말뚝과 흙사이의 마찰각으로서 표의 오스(Aas, 1966)의 추천치를 사용한다.

$\overline{\sigma'_v} = \gamma'_z$ : 말뚝측면 흙의 유효상재압

그런데, 측면마찰력 $f_s$도 선단지지력과 마찬가지로 어느 정도 깊이까지는 직선적으로 증가하지만 어느 깊이 이하에서는 그 증가를 멈추고 값을 유지한다. 이 한계깊이로서 $L_c = 20B$를 사용한다.

표 3.8.1.5 말뚝주면마찰력 산정을 위한 토압계수 $K_s$

| 말 뚝 형 태 | $K_s$ | |
|---|---|---|
| | 느슨한 모래 | 촘촘한 모래 |
| 타입 H말뚝 | 0.5 | 1.0 |
| 타입치환말뚝 | 1.0 | 1.5 |
| 타입치환쐐기형말뚝 | 1.5 | 2.0 |
| 타입사수말뚝 | 0.4 | 0.9 |
| 굴착말뚝 ($B \leq 1500mm$) | 0.7 | |

표 3.8.1.6 말뚝표면과 흙의 마찰각 $\delta$ (Aas. 1966)

| 말 뚝 재 료 | $\delta$ |
|---|---|
| 강 말 뚝 | 20° |
| 콘 크 리 트 말 뚝 | 3/4 $\phi$ |
| 나 무 말 뚝 | 3/4 $\phi$ |

SPT를 이용한 말뚝지지력 추정방법으로 Meyerhof(1976)가 제안한 방법을 제시하였다.

$$f_s = n\overline{N_{60}}$$

여기서, $\overline{N_{60}}$ : 말뚝주면부 사질토 지반의 평균 $N$값 (표준관입시험에서 해머의 타격에너지효율을 실측하여 60%로 보정한 $N$값)

타입말뚝에서,

$n=\frac{1}{5}$, 여기서 $n\overline{N} \leq 10$t/m2

선굴착말뚝의 지지력을 계산할 때에는 선굴착직경, 주면고정 및 선단부고정을 위한 시멘트풀 주입여부, 최종 항타의 정도 등에 따라 상이한 계수 n이 사용되고 있다. 일반적으로 선굴착기성말뚝의 경우 타입말뚝의 1/2정도 되는 것으로 알려져 있다.

현장타설 콘크리트말뚝 또는 피어의 지지력에서도 타입말뚝의 1/2정도의 값을 적용한다. 이 때 안전율을 3.0이상을 사용한다.

② 도로교 설계기준(2001)

사질토층에 설치된 현장타설말뚝의 경우나 배수재하조건에서 점성토에 설치된 현장타설말뚝의 유효응력해석을 할 경우, 축하중이 재하된 현장타설말뚝의 극한주면 마찰력은 다음 식을 이용하여 구할 수 있다.

$$Q_s = \pi B \cdot \sum_{i=1}^{N} (\gamma_i Z_i) \cdot \beta_i \cdot \Delta Z_i \qquad (3.8.1.73)$$

여기서, $\beta_i = 1.5 - 0.135\sqrt{Z_i}$; $\beta > 0.25$ (3.8.1.74)

$Z_i$는 임의 토층의 중앙부 위치까지 깊이이며, $\gamma_i$는 $Z_i$위치의 유효단위 중량으로 비교란시료를 채취하여 구하거나 SPT나 다른 원위치시험법들과의 상관관계로부터 구하여야 한다. 임의 깊이에서의 단위 극한 외주면 마찰응력 $f_{si}$는 $\beta_i$와 $\sigma_{vi}$의 곱과 같으며 $f_{si}$의 한계값은 4 $ksf$ 이다.

③ AASHTO(2004)

- SPT이용

- Meyerhof(1976)

MPa 단위에서 점착력이 없는 흙에 근입된 말뚝의 공칭 주면마찰력은 다음과 같이 주어진다.

- Driven displacement 말뚝 :

$$q_s = 0.0019\overline{N}$$

- Nondisplacement 말뚝 (예, H 형강 말뚝) :

$$q_s = 0.00096\overline{N}$$

여기서, $q_s$ : driven 말뚝의 단위 주면마찰력 (MPa)

$\overline{N}$ : 평균(비보정) SPT 타격치 (회/300mm)

- CPT이용 - Nottingham and Schmertmann(1975)

N단위계에서 말뚝의 공칭 주면마찰저항력은 다음처럼 주어질 수 있다.

$$Q_s = K_s\left[\sum_{i=1}^{N_1}\left(\frac{L_i}{8D_i}\right)f_{si}a_{si}h_i + \sum_{i=1}^{N_2}f_{si}a_{si}h_i\right] \quad (3.8.1.75)$$

또는, $Q_s = K_s\left(\frac{a_s}{8D}\sum_{i=1}^{N_1}L_i f_{si}h_i + a_{si}\sum_{i=1}^{N_2}f_{si}h_i\right)$ (3.8.1.76)

여기서, $K_s$=보정계수: 그림 3.8.1.32에서 사질토에서는 $K_s$

$L_i$=고려된 지점에서의 길이 간격의 중앙에서 깊이(mm)

$D_i$=고려된 지점에서의 말뚝 폭 또는 직경(mm)

$f_{si}$=고려된 지점에서의 CPT로부터의 unit local sleeve 마찰저항력 (MPa)

$a_{si}$=고려된 지점에서의 말뚝 pile 둘레의 길이(mm)

$h_i$=고려된 지점에서의 길이 간격 (mm)

$N_1$=지표면과 지표면 아래의 점 8D 사이의 간격의 수

$N_2$=지표면 아래의 점 8D와 말뚝의 끝 사이의 간격의 수

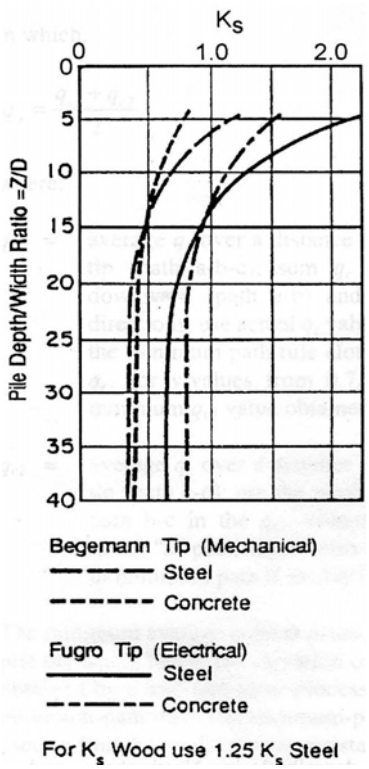



그림 3.8.1.32 보정계수 $K$의 값

④ CFEM(1992)

$$q_s = \sigma_v' K_s M \tan\Phi' = \beta\sigma_v' \qquad (3.8.1.77)$$

여기서, $\beta$ : 결합된 말뚝 저항 계수

$K_s$ : 측면부 지지력 계수

$M$ : 말뚝과 흙 사이의 마찰을 계산하기위한 요소

$K_s$의 값은 전단저항각, 설치방법, 지반의 압축성과 지반응력의 원형상태, 그리고 말뚝의 크기와 모양에 의해 영향을 받는다. $K_s$는 현장밀도와 흙의 전단저항각과 같이 증가한다. 그리고 변위량과 함께 증가한다. displacement-type 말뚝에서 $K_s$는 H-말뚝과 같은low-displacement-type 말뚝보다 크다. 보링된 파일에서 $K_s$는 대개 정지토압계수 $K_0$와 같게 추정한다. driven displacement-type 말뚝에서 $K_s$는 보통 $K_0$값의 두배로 추정한다. tapered 말뚝에서 $K_s$값은 30%~50%에 의해 감소시킨다.

조합된 말뚝 지지력계수 β는 일반적으로 Poulos and Davis(1980)의 논문에서 보여준 다음 표에 나타난 것처럼 0.20~1.5의 범위에 있다.

표 3.8.1.7 계수 β의 범위

| 흙 종류 | 현장타설말뚝 | Driven 말뚝 |
|---|---|---|
| 실트 | 0.2-0.30 | 0.3-0.5 |
| 느슨한 모래 | 0.2-0.4 | 0.3-0.8 |
| 중간 모래 | 0.3-0.5 | 0.6-1.0 |
| 조밀한 모래 | 0.4-0.6 | 0.8-1.2 |
| 자갈 | 0.4-0.7 | 0.8-1.5 |

SPT를 이용한 방법으로 구조물기초 설계기준해설(2003)에서 제시한 Meyerhof(1976)의 방법을 사용하였으나 $n$의 값을 항타말뚝에서는 2를 쓰고 천공말뚝에서는 1을 쓴다고 제시하였다.

SPT를 이용한 사질토의 선단지지력 산정방법에서 AASHTO(2004)에서 제시된 방법과 구조물기초 설계기준 해설(2003)에서 제시된 방법은 단위의 표현이 틀리나 둘다 Meyerhof(1976)의 방법을 제안하고 있다.

(나) 이론식

① Touma and Reese(1974)

Touma and Reese(1974)는 모래지지층에 근입된 깊이에 따른 하중전달계수를

곱하여 산정하는 식을 제안하였다.

$$f_i = K\sigma_v' \tan\Phi_f < 24 \qquad (3.8.1.78)$$

② Bhusan(1982)

$$f = K\sigma_0' \tan\delta \qquad (3.8.1.79)$$

Bhusan(1982)는 큰 변위가 발생하는 타입 말뚝에 적용할 수 있는 방정식을 다음과 같이 $\delta$값을 제안했다.

$$K\tan\delta = 0.18 + 0.0065D_r \qquad (3.8.1.80)$$

그리고

$$K = 0.5 + 0.008D_r \qquad (3.8.1.81)$$

여기서, $D_r$=상대밀도(%)

③ Reese and O'Neill(1988)

지표로부터의 깊이에 대한 하중 전달계수를 산정하여 주면마찰력을 산정하는 제안식을 제시하였다.

$$f_i = \beta\sigma_v' \leq 19, \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.2 \qquad (3.8.1.82)$$

여기서, $\beta = 1.5 - 0.135 \times 10^{-3\sqrt{z}}$ (3.8.1.83)

(다) 현장시험 결과치를 이용한 경험식

① Meyerhof(1976)

Meyerhof(1976)은 타입말뚝에서의 평균 단위주면마찰력($f_{av}$)를 표준관입저항

치를 구하는 식을 변위가 클 때와 변위가 작을 때를 구분하여 제안하였다.

변위가 큰 타입말뚝 : $f_{av}=0.2\overline{N}$ (3.8.1.84)

변위가 적은 타입말뚝 : $f_{av}=0.1\overline{N}$ (3.8.1.85)

여기서, $\overline{N}$=평균관입저항치

그러므로

$$Q_s=pLf_{av} \quad (3.8.1.86)$$

② Reese and Wright(1977)

N≤53일 때와 53<N≤100일 때로 구분하여 제안식을 제시하였다.

$$f_i=0.28N,\quad N\leq 53 \quad (3.8.1.87)$$

$$f_i=0.021(N-53)+15,\quad 53<N\leq 100 \quad (3.8.1.88)$$

③ Briaud et al.(1985)

Briaud et al.(1985)은 표준관입저항치와 단위주면마찰력이 다음과 같은 관계가 있다고 제안하였다.

$$f=2.24p_a(N_{60})^{0.29} \quad (3.8.1.89)$$

따라서

$$Q_s=\sum p(\Delta L)f=\sum 0.224p\,p_a(\Delta L)(N_{60})^{0.29} \quad (3.8.1.90)$$

균질한 지반의 경우, 평균표준관입저항치($N_{60}$)를 산정할 수 있다. 이 경우에

$$Q_s=pLf_{av} \quad (3.8.1.91)$$

여기서, $f_{av}=0.224p_a(N_{60})_{av}^{0.29}$ (3.8.1.92)

(3) 점토지반의 선단지지력

(가) 설계기준

① 구조물설계기준(1997)

비배수 조건의 포화 점성토 지반에서는 $\Phi_u=0$이므로 다음과 같은 식으로 표현된다.

$$q_p=c_uN_c$$

지지력계수 $N_c$값은 기초의 폭, 형태 및 관입비에 영향을 받는다. 아래 그림은 Skempton(1951)이 제안한 $N_c$값인데, 말뚝기초의 경우 일반적으로 정방형 또는 원형단면이며 관입비 또한 4이상이므로, $N_c=9$를 적용할 수 있다.

$c$와 $\Phi$를 모두 고려하는 경우(배수조건)에는 $q_p=\sigma_v'N_q+cN_c$에 의해 계산하되 $\Phi\leq30^\circ$를 적용하는 것이 보통이다.

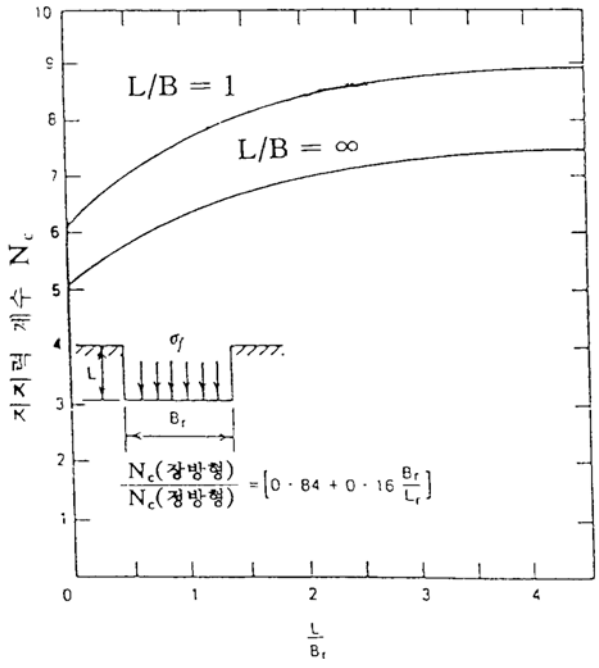



그림 3.8.1.33 지지력 계수 $N_c$ (Skempton, 1951)

② 도로교 설계기준 해설(2001)

도로교 설계기준(2001)에서는 비배수재하조건에서 점성토에 설치된 현장타설 말뚝의 선단지지력은 다음 식으로 구할 수 있다.

$$q_p = c_u N_c$$

여기서, $N_c = 6.0[1 + 0.2(D/B_B)]$; $N_c \leq 9$

단위선단 지지력($q_p = N_c \cdot s_u$)의 한계값을 80ksf(390.6 t/m2)로 제한하고 있다. $s_u$의 값은 말뚝의 선단 아래로부터 $2D$이내의 깊이에서 구하여야 하며, 원위치 시험이나 비교란시료에 대한 실내실험으로 구하여야 한다. 만약, 말뚝선단으로부터 $2D$이내의 지반이 연약하다면 $N_c$의 값은 1/3 만큼 줄여야 한다.

$B_p$가 2m보다 크고 현장타설말뚝의 침하가 평가되지 않는 경우에 감소계수 $F_r$을 적용하여 극한단위선단지지력 $q_{pr}$을 다음과 같이 제안하였다.

$$q_{pr} = F_r \cdot q_p = (2.5/[a \cdot B_p/12 + 2.5b]) \cdot q_p \; ; \; q_{pr} \leq 390.6\ \mathrm{t/m^2} \qquad (3.8.1.93)$$

여기서,
$$a = 0.0071 + 0.0021(D/B_p) \; ; \; a \leq 0.015 \qquad (3.8.1.94)$$
$$b = 0.45(s_u)^{0.5} \; ; \; 0.5 \leq b \leq 1.5 \qquad (3.8.1.95)$$

③ AASHTO(2004)

AASHTO(2004)에서는 Meyerhof(1976)의 지지력공식을 채택하였다.

AASHTO(2004)에서 채택된 경험식은 Nottingham & Schmertmann(1975)의 방법을 채택하고 있으나 $q_{c1}$과 $q_{c2}$값의 평균값으로만 산정하도록 제안하였다. 이 방법은 모든 흙에서 적용이 가능하다고 제시되어있다.

- Meyerhof(1976)

비배수 상태($\phi = 0$)의 포화된 점토에 관입된 말뚝의 선단지지력 산정식은 Meyerhof(1976)의 도표에 의해서 $N_c^*$=9가 되므로,

$$Q_p = N_c^* c_u A_p = 9 c_u A_p \qquad (3.8.1.96)$$

여기서, $c_u$=말뚝 선단 아래흙의 비배수 점착력

$A_p$=말뚝 선단의 단면적

- Nottingham & Schmertmann(1975)

그림 3.8.1.34에 도시되어 있는 것과 같이 말뚝 선단에 하부로 $4D$ 상부로 $8D$ 범위에서 $q_c$의 변화를 나타내었다. 그리고 다음과 같은 과정을 실시한다.

1. 말뚝 선단에서 하부로 $yD$만큼 떨어진 곳의 $q_c$값을 평균한다. 이것은 $a-b-c$경로에 의해서 실시한다. 하부로 이동하는 경로 $a-b$(실제경로)와 상부로 이동하는 경로 $b-c$(최소경로)의 $q_c$값을 합한다. $0.7 < y < 4$일 경우 $q_c$값의 평균값을 최소값 $q_{c1}$으로 결정한다.

2. 말뚝선단과 말뚝선단에서 상부로 $8D$까지의 경로 $c-d-e-f-g$에서 $q_c$값을 평균하여 $q_{c2}$라 한다.

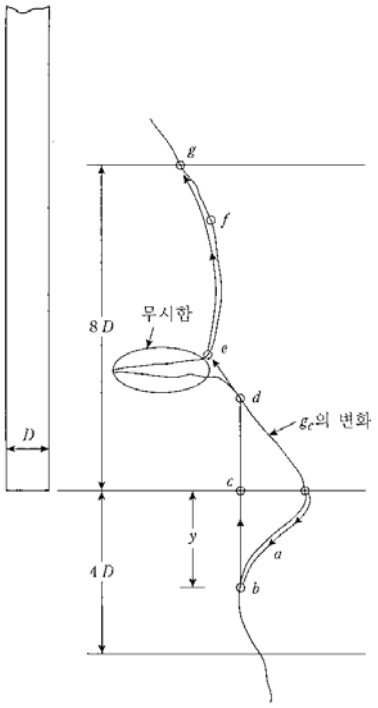



그림 3.8.1.34 말뚝 선단저항력 계산절차(Nottingham & Schmertmann(1975))

Schmertmann(1978)은 점토지반에서 $q_p$에 관하여 다음과 같은 방정식을 제안하였다.

$$q_p = R_1 R_2 \frac{(q_{c1} + q_{c2})}{2} k_b' \leq 150 p_a \qquad (3.8.1.97)$$

여기서, $R_1$=비배수 전단강도($c_u$)의 함수로서, 감소계수

$R_2$=전기식콘관입시험기일 경우 1을 적용,
역학적 콘관입시험기일 경우 0.6을 적용

$p_a$=대기압 (10t/m2)

Schmertmann(1978)은 $R_1$과 $c_u$값의 관계를 표 3.8.1.8로 나타내었다.

표 3.8.1.8 $R_1$과 $c_u$값의 관계

| $\frac{c_u}{p_a}$ | $R_1$ |
|---|---|
| | 1 |
| 0.75 | 0.64 |
| 1.0 | 0.53 |
| 1.25 | 0.42 |
| 1.5 | 0.36 |
| 1.75 | 0.33 |
| 2.0 | 0.30 |

(나) 이론식

① Janbu(1976)

$$Q_p = A_p (c' N_c^* + q' N_q^*) \qquad (3.8.1.98)$$

말뚝선단에 있는 지반에서 파괴면이 발생된다고 가정하여 계산하였다.

$$N_q^* = (\tan\Phi' + \sqrt{1 + \tan^2\Phi'})^2 (e^{2\eta' \tan\Phi'}) \qquad (3.8.1.99)$$

$$N_c^* = (N_q^* - 1)\cot\Phi' \qquad (3.8.1.100)$$

각 $\eta'$은 도식적으로 정의를 내렸다. 각 $\eta'$은 연약한 점토에서는 약 60°로 추천하고 있다. 실무에서 적용시에는 다음과 같은 범위에서 사용하는 것이 바람직하다.

$$60° \le \eta' \le 90°$$

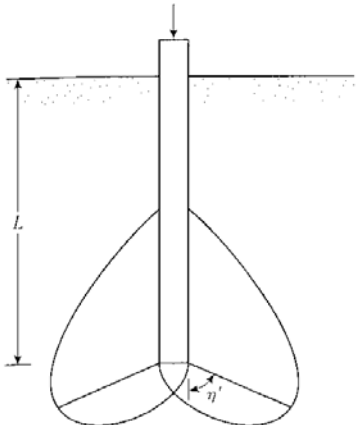



그림 3.8.1.35 말뚝 선단의 파괴양상

다음 표는 $\eta' = 60°$, 75°, 그리고 90°일 때 $N_c^*$와 $N_q^*$의 값을 나타내고 있다.

표 3.8.1.9 Janbu의 지지력계수

| | $\eta = 60°$ | | $\eta = 75°$ | | $\eta = 90°$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $\Phi'$° | $N_c^*$ | $N_q^*$ | $N_c^*$ | $N_q^*$ | $N_c^*$ | $N_q^*$ |
| 0 | 5.74 | 1.0 | 5.74 | 1.0 | 5.74 | 1.0 |
| 10 | 5.95 | 2.05 | 7.11 | 2.25 | 8.34 | 2.47 |
| 20 | 9.26 | 4.37 | 11.78 | 5.29 | 14.83 | 6.40 |
| 30 | 19.43 | 10.05 | 21.82 | 13.60 | 30.14 | 18.40 |
| 40 | 30.58 | 26.66 | 48.11 | 41.37 | 75.31 | 64.20 |
| 45 | 46.32 | 47.32 | 78.90 | 79.90 | 133.87 | 134.87 |

② Vesic(1977)

Vesic(1977)은 공동팽창(expansion of cavities)이론을 근거로 선단지지력을 산정하는 방법을 제안하였다.

$$Q_p = A_p(c'N_c^* + \overline{\sigma_0}'N_\sigma^*) \tag{3.8.1.101}$$

여기서, $\overline{\sigma'_0}$=말뚝선단 지점에서 지반의 평균 유효 연직응력

$$= \left(\frac{1+2K_0}{3}\right)q' \tag{3.8.1.102}$$

$K_0$=정지토압계수 $= 1 - \sin\Phi'$

$N_c^*$, $N_\sigma^*$=지지력계수

$$N_\sigma^* = \frac{3N_q^*}{(1+2K_0)} \tag{3.8.1.103}$$

$$N_c^* = (N_q^* - 1)\cot\Phi' \tag{3.8.1.104}$$

Vesic의 이론에 따르면

$$N_\sigma^* = f(I_{rr}) \tag{3.8.1.105}$$

여기서, $I_{rr}$=흙의 감소된 강성지수 $= \frac{I_r}{1+I_r\Delta}$ (3.8.1.106)

$$I_r = \text{강성지수} = \frac{E_s}{2(1+\mu_s)(c' + q'\tan\Phi')} = \frac{G_s}{c' + q'\tan\Phi'} \tag{3.8.1.107}$$

$E_s$=흙의 탄성계수

$\mu_s$=흙의 포아송비

$G_s$=흙의 전단계수

$\Delta$=말뚝 선단아래 소성영역에서의 평균 체적 변형률(조밀한 모래지반이나 포화된 점토에서, $\Delta = 0$이므로 $I_r = I_{rr}$)

흙의 여러 가지 마찰각($\phi$)과 $I_{rr}$에 따른 $N_c^*$와 $N_\phi^*$의 값을 표로 제시하였다. $\Phi = 0$일 때(비배수상태),

$$N_c^* = \frac{4}{3}(\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \tag{3.8.1.108}$$

$I_r$값은 적절한 응력 수준에 상응하는 실험에서의 압밀시험이나 삼축시험으로부터 구할 수 있다. 예비 설계에 사용할 수 있는 $I_r$의 값을 다음과 같이 추천하였다.

| 흙의 종류 | $I_r$ |
|---|---|
| 모래 | 70～150 |
| 실트 및 점토(배수상태) | 50～100 |
| 점토(비배수상태) | 100～200 |

③ Reese and O'Neill (1988)

Reese & O'Neill(1988)은 비배수전단강도($s_u$)가 9.6t/㎡ 이상인 점토 지반에 설치된 직경($D$) 1,900mm 이상이고 침하량이 산정되지 않은 천공 말뚝의 경우에 대한 제안식을 제시하였다. Meyerhof(1976)와 유사한 식으로써 한계치를 430.6(t/㎡)로 제한하였다.

$$q_p = N_c\, c_u \leq 430.6 \quad (\mathrm{t/m^2}) \tag{3.8.1.109}$$

여기서, $N_c = 6[1 + 0.2(L/B_b)] \leq 9$ (3.8.1.110)

(다) 현장시험 결과치를 이용한 경험식

① Bustanante & Gianeselli (1982)

$$q_p = q_{c(eq)} k_b \tag{3.8.1.111}$$

여기서, $q_{c(eq)}$=등가평균 콘관입저항치

$k_b$=경험적인 지지력 계수

$q_{c(eq)}$는 다음과 같은 방법에 의해서 산정할 수 있다.

1. 말뚝선단에서부터 하부로 1.5 $D$와 상부 1.5 $D$ 내에서의 콘관입저항치 $q_c$로 산정
2. 그림 8.1.4.11에 도시된 영역안에 있는 $q_c$[ $q_{c(av)}$]의 평균값을 산정
3. $q_c$값에서 1.3 $q_{c(av)}$보다 높은 값과 $0.7q_{c(av)}$보다 낮은 값을 제거한다.
4. 남은 $q_c$값을 평균하여 그 값을 $q_{c(eq)}$로 한다.

Briaud와 Miran(1991)는 점토나 실트지반일 경우 $k_b$값을 0.6으로 제안하였다.

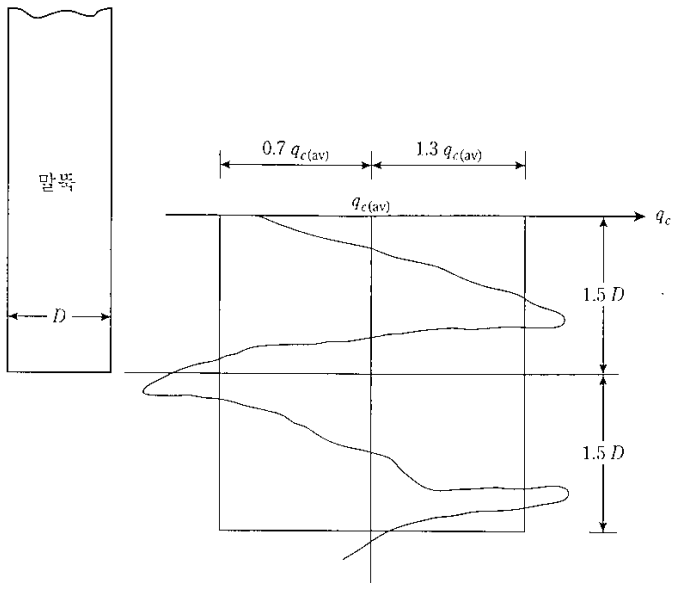



그림 3.8.1.36 Bustanante & Gianeselli (1982) 방법

(4) 점토지반의 주면마찰력

(가) 설계기준

① 구조물설계기준(1997)

구조물설계기준(1997)에서는 α방법과 β방법을 제안하였다.

비배수조건으로 α방법을 사용하였다. 말뚝이 포화 점토층에 박혀있을 때 비배수 조건에서는 $\Phi_u=0$이므로 따라서 $\delta=0$이 된다. 이 때 주면마찰력은 흙과 말뚝의 부착력만으로 표시된다.

$$f_s = c_a = \alpha c_u$$

여기서, $c_a$ : 부착력

$c_u$ : 비배수 점착력

α : 부착력 계수

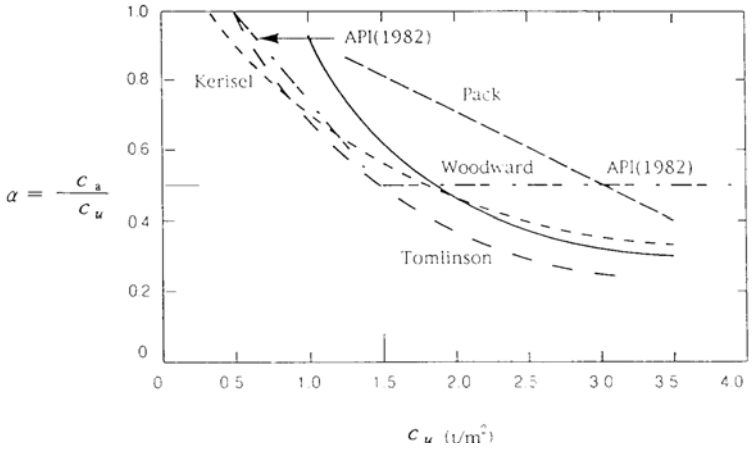



그림 3.8.1.37 타입 말뚝의 부착력 계수 α

α값은 점토층의 굳기와 말뚝종료, 크기, 시공법, 지층상태 등에 따라 그 값이 달라진다. 그림 3.8.1.37는 α계수와 비배수 점착력 $c_u$의 관계를 나타낸 몇 개의 곡선이 제시되어 있다. 육상 말뚝에 대해서는 Woodward의 곡선을, 해상구조물을 위한 긴 강관말뚝에 대해서는 API의 곡선을 사용한다[Hunt(1986)].

유효응력 해석법인 β방법은 말뚝관인에 의하여 말뚝 주위 지반이 흐트러지며 과잉간극수압이 발생되지만 어느정도 시간이 경과하면 과잉간극수압이 소산되면서 흐트러졌던 지반이 재압밀된다. 말뚝을 박은 후 과잉간극수압이 소산된 후 하중이 재하된다면 말뚝의 주면에 발생하는 마찰력은 주변지반의 배수전단강도로 표시된다.

따라서,

$$f_s = c_r' + K\overline{\sigma_v'}\Phi_r$$

여기서 $c_r'$ : 교란된 점토가 재압밀된 후의 점착력

$\phi_r'$ : 교란된 점토가 재압밀된 후의 배수전단저항각

$\overline{\sigma_v'}$ : 마찰력이 작용하는 지층의 평균 유효상재압

$K = K_0 = 1 - \sin\phi_r'$ (정규 압밀 점토) 또는

$= 1 - \sin\phi_r' \sqrt{OCR}$ (과압밀점토)

OCR : 과압밀비

윗 식에서 $c_r'$값은 일반적으로 0이므로

$f_s = K\overline{\sigma_v'}\phi_r \quad = \beta\sigma_v'$

$\beta = K\tan\phi_r'$

② 도로교 설계기준(2001) - Reese & O'Neill(1988)

비배수조건에서 점성토에 설치된 현장타설말뚝의 극한 지지력은 다음에 의해 계산될 수 있다.

$$Q_s = \pi B \cdot \sum_{i=1}^{N} \alpha_i \cdot f_{si} \cdot \Delta Z_i \qquad (3.8.1.112)$$

여기서, $f_{si}$ : 임의 깊이에서의 단위극한외주면 마찰응력

$Z_i$ : 임의 토층의 중앙부 위치까지의 깊이

임의 깊이에서 극한 단위 외주면마찰저항 $f_{si}$의 한계값에 대한 지침을 다음 표에 나타내었다. 환경적이 요인, 장기재하요인, 건설적인 요인으로 인하여 지표면으로부터 1.5m까지의 마찰력은 고려하지 않아야 하며, 말뚝선단으로부터 $1D$ (여기서, $D$ : 말뚝의 직경)까지의 마찰력도 고려하지 않아야한다.

시간의 경과에 따라 흙의 전단강도가 달라지는 경우 (예를 들면, 팽창토의 팽창이나 압밀 진행중인 점성토에 부마찰력이 발휘되는 경우)에는 유효응력방법을 사용하여야 한다.

표 3.8.1.10 α와 $f_{si}$의 추천값 (Reese & O′Neill, 1988)

| 위치 | α값 | 하중전이의 한계값, $f_{si}$ (ksf) |
|---|---|---|
| 지표면으로부터 5 ft* 깊이까지 | 0 | - |
| 말뚝선단으로부터 1D이내 | 0 | - |
| 그 외의 말뚝부분 | 0.55 | 5.5 |

* 팽창도에 설치된 경우나 수평하중이 작용하여 지반변위가 크게 발생한 경우에는 더 깊어질 수도 있음.

1 ksf = 0.488243 kgf/㎠

③ AASHTO(2004)

AASHTO(2004)에서는 Tomlinson(1987)-α방법, Esrig and Kirby(1979)-β방법, Vijayvergiya와 Focht(1972)-λ방법을 채택하고 있다. AASHTO(2004)에서는 CPT를 이용한 방법으로 Nottingham Schmertmann(1975)를 제시하고 있다.

- Tomlinson(1987) - α방법

Tomlinson(1987)은 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$q_s = \alpha s_u \tag{3.8.1.113}$$

여기서, $s_u$=평균 비배수 전단강도(MPa)

α= $s_u$에 적용되는 부착력 계수

다른 α방법과는 달리 지지층에 근입된 말뚝의 깊이($D_b$)에 따라 부착력계수(α)를 달리 측정하였다.

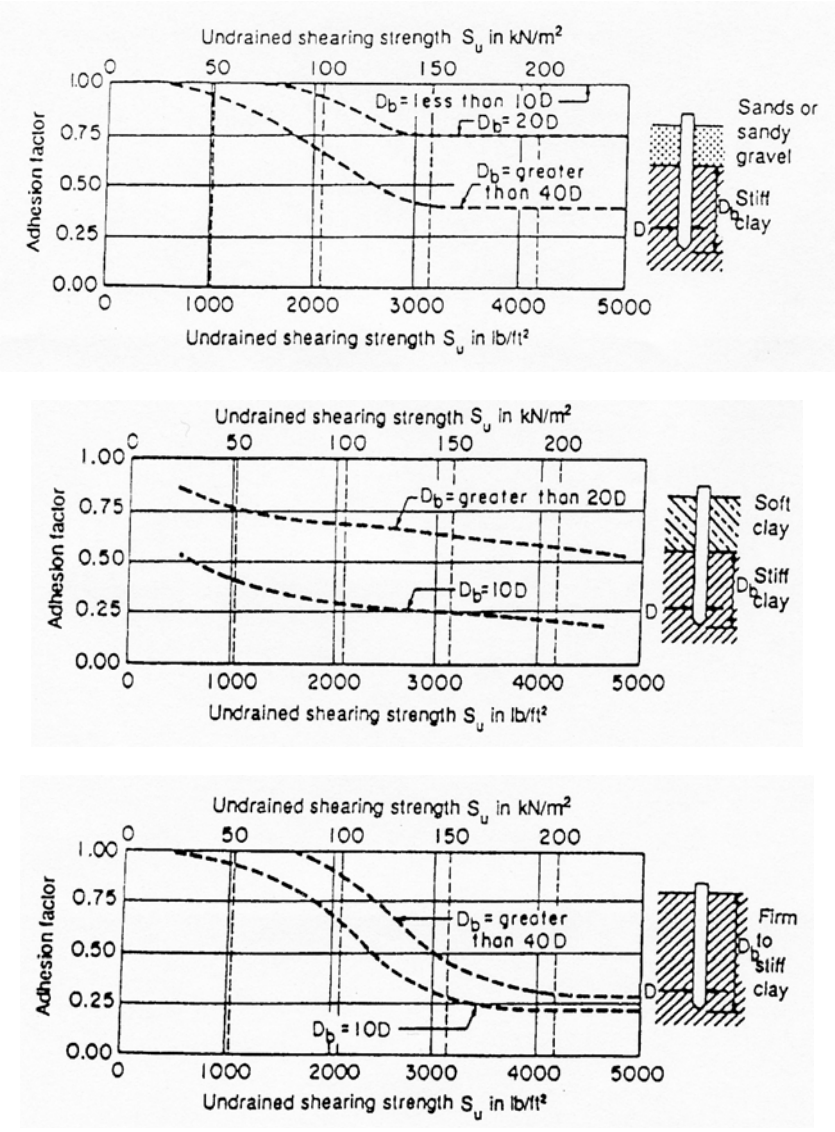



그림 3.8.1.38 Design Curves for Adhesion Factors for Piles Driven into Clay Soils after Tomlinson(1987)

• Esrig and Kirby(1979) - β방법

유효응력에 근거하여 β방법을 제시하였다.

$$f_s = \beta \sigma_v' \tag{3.8.1.114}$$

여기서, $OCR$에 따른 β값을 아래의 도표에서 구하도록 제시하였다.

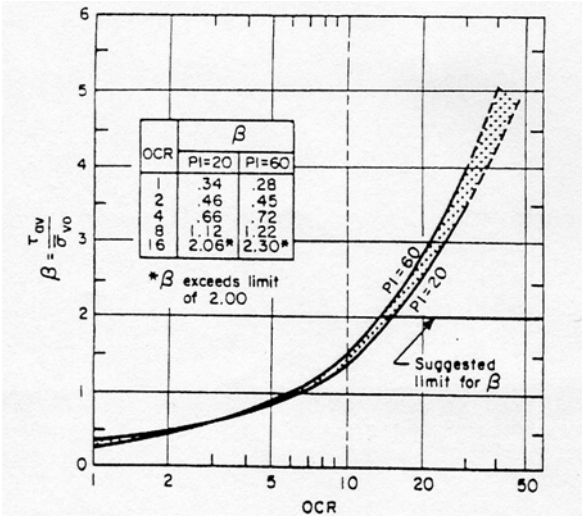



그림 3.8.1.39 β Versus OCR for Displacement Piles after Esrig and Kirby(1979)

β의 값은 다음 식으로 구할 수 있다.

$$\beta = K\tan\Phi_R \tag{3.8.1.115}$$

여기서, $\Phi_R$=교란된 점토의 배수 마찰각

$K$=토압계수

대략적으로 토압계수 $K$값은 안전측으로 사용하거나

$$K = 1-\sin\Phi_R \quad \text{(정규압밀점토)} \tag{3.8.1.116}$$

$$K = (1-\sin\Phi_R)\sqrt{OCR} \quad \text{(과압밀점토)} \tag{3.8.1.117}$$

$f$값이 결정되면, 전체 마찰 저항력은 다음과 같이 산출할 수 있다.

$$Q_s = \sum f_b \Delta L \tag{3.8.1.118}$$

- Vijayvergiya와 Focht(1972) - λ방법

말뚝 타입으로 유발된 흙의 변위가 어느 깊이에서는 수동 횡토압을 유발시킨다고 가정하였을 때, 평균단위 주면마찰 저항력은 다음과 같다.

$$f_{av} = \lambda(\overline{\sigma}_v' + 2c_u) \tag{3.8.1.119}$$

여기서, $\overline{\sigma_v}' + 2s_u$=수동 측면 지중응력

$\lambda$=그림으로부터 얻어지는 경험적인 계수

$c_u$=비배수 전단강도 ($\phi=0$)

$\lambda$값은 말뚝의 근입 깊이에 따라 변하므로, 전체 마찰 주면저항력은 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$Q_s = pLf_{av} \tag{3.8.1.120}$$

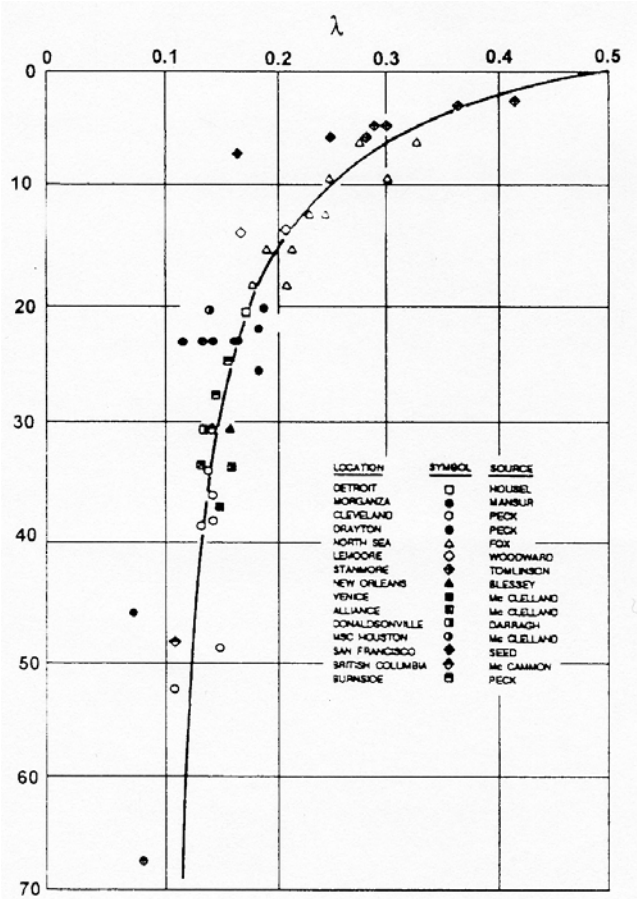



그림 3.8.1.40 말뚝의 근입깊이에 따른 $\lambda$의 변화(Vijayvergiya와 Focht(1972))

- SPT를 이용한 방법 - Nottingham과 Schmertmann(1975)

N단위계에서 말뚝의 공칭 주면마찰저항력은 다음처럼 주어질 수 있다.

$$Q_s = K_c\left[\sum_{i=1}^{N_1}\left(\frac{L_i}{8D_i}\right)f_{si}a_{si}h_i + \sum_{i=1}^{N_2}f_{si}a_{si}h_i\right] \tag{3.8.1.121}$$

또는,
$$Q_s = K_c\left(\frac{a_s}{8D}\sum_{i=1}^{N_1} L_i f_{si} h_i + \sum_{i=1}^{N_2} f_{si} h_i\right) \quad (3.8.1.122)$$

여기서, $K_c$=그림 3.8.1.41에서 제시된 보정계수

$L_i$=고려된 지점에서의 길이 간격의 중앙에서 깊이(mm)

$D_i$=고려된 지점에서의 말뚝 폭 또는 직경(mm)

$f_{si}$=고려된 지점에서의 CPT로부터의 unit local sleeve 마찰저항력 (MPa)

$a_{si}$=고려된 지점에서의 말뚝 pile 둘레의 길이(mm)

$h_i$=고려된 지점에서의 길이 간격 (mm)

$N_1$=지표면과 지표면 아래의 점 8D 사이의 간격의 수

$N_2$=지표면 아래의 점 8D와 말뚝의 끝 사이의 간격의 수

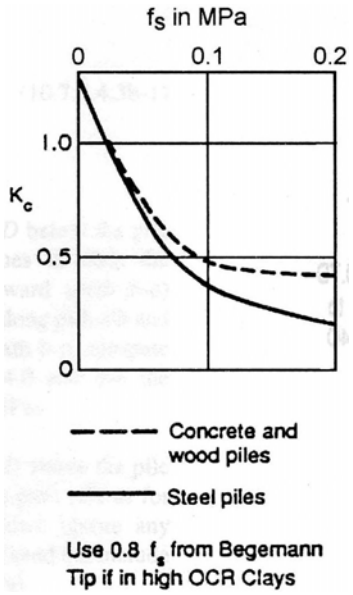



그림 3.8.1.41 보정계수

④ CFEM(1992)

- 전응력 - 유효응력 접근

최근까지는 전응력 접근으로부터 즉 점토의 비배수 전단강도 $\tau_u$를 기초로 하여 점성토에 근입된 말뚝의 지지력을 구하는 것이 일반적인 관례였다. $\tau_u$와

toe-and-shaft 저항력과의 경험적인 관계는 발전되어왔다. 그러나 이러한 관계는 특히 $\tau_u$ 약 25kPa를 초과하는 상태에서 신뢰성을 제공하지 않았다. 따라서 유효응력 해석은 좀더 합리적이다. 즉 점착력이 없는 흙에 근입된 말뚝에 사용된 것처럼 같은 방법

(나) 이론식

① American Petroleum Institute(1984) - α방법

미국 석유 협회(API)에서는 α와 $c_u$값을 다소 다르게 제시하였다.

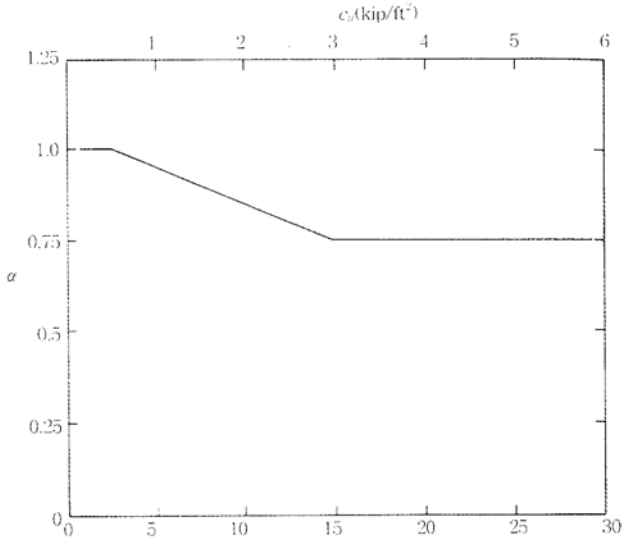



그림 3.8.1.42 API(미국 Petroleum Institute)에서 제시한 α값의 변화

② Randolph and Murphy(1985) - α방법

α방법에 따르면 점성토 지반에서 단위 주면마찰저항은 다음 방정식으로 나타낼 수 있다.

$$f = \alpha c_u \tag{3.8.1.123}$$

여기서, α=경험적인 부착력 계수

다음과 같은 방정식으로 나타낼 수 있다.

$$Q_s = \sum fp\Delta L = \sum \alpha c_u p \Delta L \qquad (3.8.1.124)$$

그림 3.8.1.43에서 $\sigma_0'$은 유효연직응력이다.

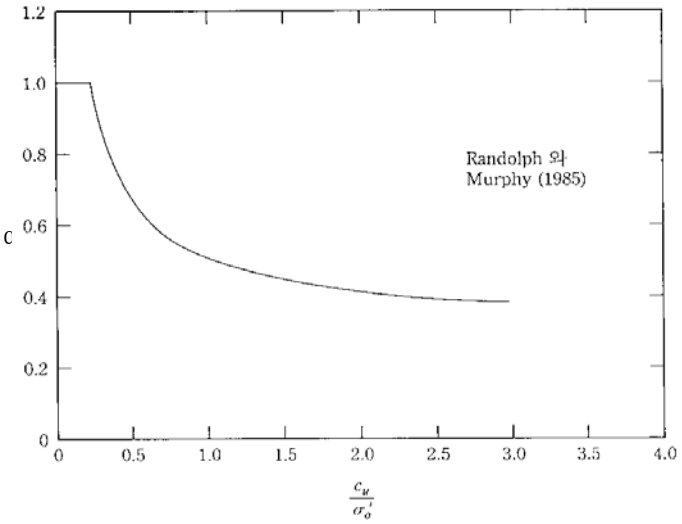



그림 3.8.1.43 $c_u/\sigma_0'$에 따른 α값의 변화

(5) 암반의 선단지지력

(가) 설계기준

① 구조물설계기준(1997)

암반에 근입된 강관말뚝의 극한선단지지력 산정에는 아래와 같은 경험식을 사용한다.

$$P_u = 140 q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3} \qquad (3.8.1.125)$$

여기서, $P_u$ : 강관말뚝의 극한선단지지력(ton)

$q_u$ : 암반의 일축압축강도 $(t/m^2)(q_u \leq 1000 t/m^2)$

$A_t$ : 강관말뚝의 선단부 순단면적 $(m^2)$(그림 3.8.1.44 참조)

$A_i$ : 강관말뚝의 선단심부면적 $(m^2)$(그림 3.8.1.45 참조)

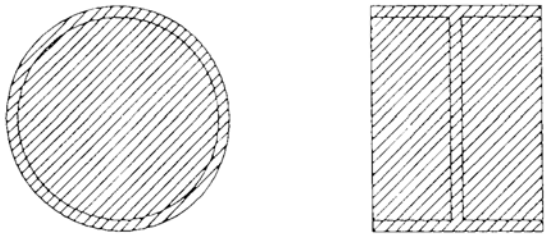


그림 3.8.1.44 강말뚝의 선단지지면적( $A_t$) 산정

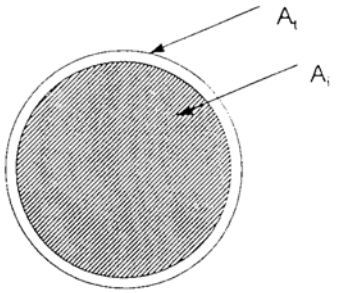



그림 3.8.1.45 $A_i$및 $A_t$ 산정

강관말뚝이 암반에 말뚝직경 정도 근입되는 조건이 만족되는 경우에 적용할 수 있으며, 계산된 극한선단지지력은 암반근입부의 주면마찰력까지를 포함한 값이다.

② 도로교 설계기준 해설(2001)

신선한 암반에 항타된 말뚝의 경우에는 일반적으로 말뚝부재의 능력이 설계하중을 좌우하게 된다. 그러나, 세일과 이암과 같은 약한 (weak) 암이나 암질이 불량한 풍화암의 경우에는 말뚝정재하시험을 수행하여 지지력을 결정하도록 추천하고 있다. 말뚝재하시험을 할 때 특정한 암반에서는 말뚝의 하중이완(relaxation)을 고려해야 한다.

암반소켓 현장타설말뚝의 극한선단지지력 계산에는 암반 불연속면의 영향을 고려하여야 하며, 다음 식에 의해 구할 수 있다.

$$q_p = C_0 \cdot N_{ms} \tag{3.8.1.126}$$

$N_{ms}$는 암석의 극한 지지력을 평가하기 위한 계수이며 표 3.8.1.11를 사용한다. 여기서, $C_o$값은 말뚝선단 아래 2D이내에서 채취된 암석코아에 대한 일축압축강도이며, 실내실험으로부터 결정해야 한다.

표 3.8.1.11 파쇄 또는 절리된 암반 위의 기초판의 극한지지력의 산정을 위한 계수 $N_{ms}$의 값(Hoek, 1983)

| Rock Mass Quality | General Description | RMR[1] Rating | NGI[2] Rating | RQD[3] (%) | $N_{ms}$[4] A | B | C | D | E |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Excellent | Intact rock with joints spaced > 10 feet apart | 100 | 500 | 95-100 | 3.8 | 4.3 | 5.0 | 5.2 | 6.1 |
| Very good | Tightly interlocking, undisturbed rock with rough unweathered joints spaced 3 to 10 feet apart | 85 | 100 | 90-95 | 1.4 | 1.6 | 1.9 | 2.0 | 2.3 |
| Good | Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints spaced 3 to 10 feet apart | 65 | 10 | 75-90 | 0.28 | 0.32 | 0.38 | 0.40 | 0.46 |
| Fair | Rock with several sets of moderately weathered joints spaced 1 to 3 feet apart | 44 | 1 | 50-75 | 0.049 | 0.056 | 0.066 | 0.069 | 0.081 |
| Poor | Rock with numerous weathered joints spaced 1 to 20 inches apart with some gouge | 23 | 0.1 | 25-50 | 0.015 | 0.016 | 0.019 | 0.020 | 0.024 |
| Very poor | Rock with numerous highly weathered joints spaced < 2 inches apart | 3 | 0.01 | <25 | Use $q_{ult}$ for an equivalent soil mass | | | | |

[1]Geomechanics Rock Mass Rating (RMQ) System—Bieniawski, 1988.
[2]Norwegian Geotechnical Institute (NGI) Rock Mass Classification System, Barton, et al., 1974.
[3]Range of RQD values provided for general guidance only; actual determination of rock mass quality should be based on RMR or NGI rating systems.
[4]Value of $N_{ms}$ as a function of rock type; refer to Table 4.4.8.1.2B for typical range of values of $C_o$ for different rock type in each category.

표 3.8.1.12 상기 표에서 사용을 위한 암반 타입의 설명

| Rock Type | Description |
|---|---|
| A | Carbonate rocks with well-developed crystal cleavage (dolostone, limestone, marble) |
| B | Lithified argillaceous rocks (mudstone, siltstone, shale, slate) |
| C | Arenaceous rocks (sandstone, quartzite) |
| D | Fine-grained igneous rocks (andesite, dolerite, diabase, rhyolite) |
| E | Coarse-grained igneous and metamorphic crystalline rocks (amphibolite, gabbro, gneiss, granite, norite, quartzdiorite) |

이 구간내에서 암석의 강도가 크게 달라지게 되면 최소값을 사용해야 한다. 또 다른 방법으로는 $C_o$에 대한 개략적인 지침으로 아래 표를 사용할 수 있다. 암질이 매우 불량한 경우에도 $Q_{BR}$의 값은 등가적인 토사에 대한 $Q_B$값보다 작아서는 안된다.

표 3.8.1.13 암석의 종류에 따른 일축압축강도의 대표적인 범위

| 암석분류 | 일반사항 | 암석명 | $C_0$ kg/cm$^2$ |
|---|---|---|---|
| A | 잘 발달된 결정질 벽개를 가진 탄산염염 | 돌로마이트 | 336-2150 |
| | | 석회암 | 245-2940 |
| | | 대리석 | 385-2450 |
| B | 점토질암 | 규질점토암 | 294-1470 |
| | | 점토암 | 14-84 |
| | | 이회암 | 532-1960 |
| | | 천매암 | 245-2450 |
| | | 미사암 | 98-1190 |
| | | 셰일 | 70-357 |
| | | 점판암 | 1470-2100 |
| C | 강한 결정과 약한 벽개를 가진 사질 암석 | 역암 | 336-2240 |
| | | 사암 | 679-1750 |
| | | 규암 | 630-3850 |
| D | 세립질 화성암 결정질 암석 | 안산암 | 980-1820 |
| | | 휘록암 | 217-5810 |
| E | 조립질의 화성암과 변성암의 결정질 암석 | 각섬암 | 1190-2800 |
| | | 반려암 | 1260-3150 |
| | | 편마암 | 245-3150 |
| | | 화강암 | 147-3430 |
| | | 석영섬록암 | 98-980 |
| | | 편암 | 98-1470 |
| | | 섬장암 | 1820-4340 |

③ Canadian Foundation Engineering Manual(CFEM, 1992)

• 공내재하시험 결과를 이용

공내재하시험 결과를 이용하는 것으로써 암반에 근입된 천공말뚝의 선단저항값을 산정하는 식을 제시하였다.

$$q_d = K_b(p_1 - p_0) + \sigma_v \tag{3.8.1.127}$$

여기서, $K_b$=소켓깊이에 대한 소켓지름의비에 따른 무차원계수 (표 참조)

$p_1$=공내재하시험으로부터 구한 한계압력을 말뚝 선단의 위쪽과 아래쪽으로 2배거리에 걸쳐 평균한 값

$p_0$=말뚝선단에서 측정한 수평정지토압

$\sigma_v$=말뚝선단에서 전체수직응력

허용지지압력은 보통 안전율 3으로 나누어진 값을 사용한다.

표 3.8.1.14 깊이/직경에 따른 $K_b$

| 깊이/직경 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $K_b$ | 0.8 | 2.8 | 3.6 | 4.2 | 4.9 | 5.2 |

• 암석코아의 강도를 이용

$$q_a = q_u K_{sp} d \qquad (3.8.1.128)$$

여기서, $q_a$= 허용지지 압력

$q_u$= 암석 코아의 평균 일축압축강도 (ASTM D2938)

$K_{sp}$=안전계수 3을 포함하는 경험계수 (그림 3.8.1.46)

$$= \frac{3 + c/B}{10\sqrt{1 + 300\delta/c}}$$

$d$=깊이계수 $= 1 + 0.4\frac{L}{D} \leq 3.4$

$L$=소켓의 깊이 (길이)

$D$=소켓의 직경

$c$=불연속면의 간격 ; $0.05 < c/B < 2.0$

$\delta$=불연속면의 폭 ; $0 < \delta/c < 0.02$

$B$=말뚝의 폭

실내실험 시료에서 불연속면이 존재하지 않기 때문에 일축압축강도는 현장 암매스의 공학적인 특성으로 표현되지 않는다. 그러한 암매스에서는 현장 실험을 통하여 구하여졌거나 혹은 암 분류 체계의 기준으로 추정된 적절한 강도 변수를 고려한 전통적인 지지력 공식이 사용될 수 있다. 지지력공식은 대개 상한의 지지력값을 제공한다는 것을 주목하라

이 방법은 일반적으로 셰일이나 석회암과 같은 연한 층상의 암에 적용할 수

없다.

여기에서 다음 그림은 지지압력 계수 $K_{sp}$를 나타는 것으로, 불연속면의 간격이 300mm보다 크고, 불연속면의 틈이 5mm보다 작은 암매스와, 폭이 300mm보다 큰 기초에 유효하다.

그리고 퇴적암에서는 그 층이 수평이거나 혹은 수평에 가까워야 한다.

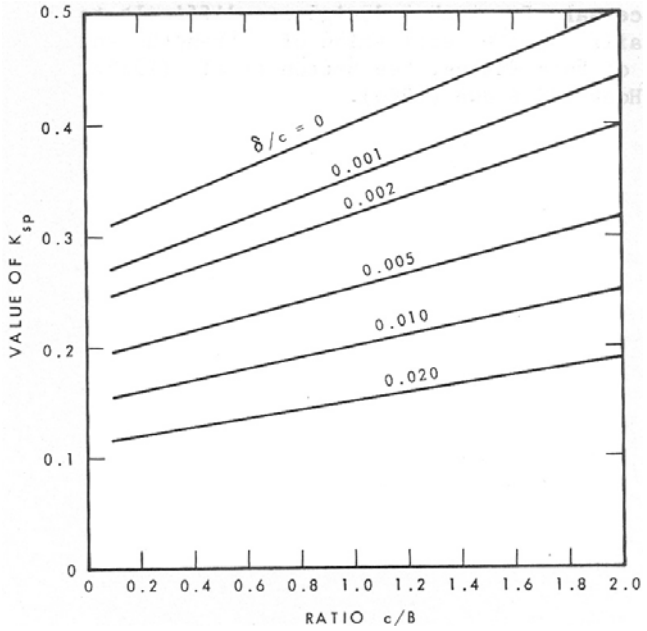



그림 3.8.1.46 지지력계수 $K_{sp}$

④ AASHTO(1996)

도로교 설계기준 해설(2001)에서 AASHTO(1996)의 방법을 채택하였다.

(나) 이론식과 경험식

① Peck, Hanson and Thornburn(1974)

도로교 설계기준(2002)과 US army corps of Engineering에서 사용된 식으로 Peck, Hanson, and Thornburn(1974)은 그림 3.8.1.47에서 보여준 것처럼 허용접지압력과 RQD사이의 경험적인 관계를 제안하였다. 그 상호 관계는 단단하거나, 1 인치의 단편보다 넓게 열리지 않은 불연속성을 갖는 바위덩어리를 목적으로 한다.

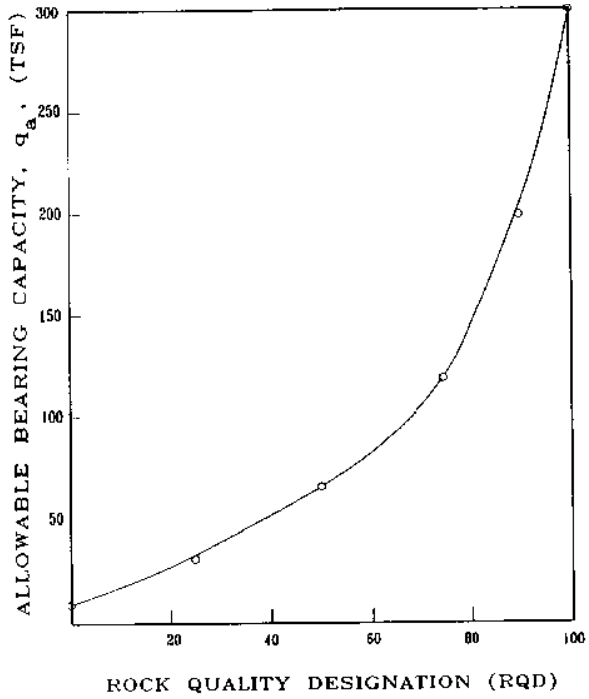



그림 3.8.1.47 절리된 암반의 허용접지압력

(Allowable contact pressure on jointed rock)

② Goodman(1980)

암석의 극한 단위선단지지력(Goodman, 1980)은 대략적으로 다음과 같다.

$$q_p = q_u(N_\phi + 1) \tag{3.8.1.129}$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45 + \phi'/2)$ (3.8.1.130)

$q_u$=암석의 일축압축강도

$\phi'$=배수마찰각

공시체의 직경이 증가함에 따라 일축압축강도는 감소하며, 이를 크기 효과(scale effect)라 한다. 직경이 1m 보다 커지면 $q_u$값은 대략적으로 일정해진다. 이 과정에서 $q_u$의 크기는 4~5배 감소한다. 암석의 크기효과는 주로 무작위적으로 분포되어 있는 작은 절리들과 이 절리면을 따라서 일어나는 진행성 파괴에

기인한다. 따라서 다음과 같은 관계식을 이용한다.

$$q_{u(design)} = \frac{q_{u(lab)}}{5} \tag{3.8.1.131}$$

아래는 암석의 종류에 따른 실내일축압축강도의 대표값과 마찰각 $\phi'$을 각각 정리한 것이다.

암석의 대표적인 일축압축강도

| 암석의 종류 | $q_u$ | |
|---|---|---|
| | t/m² | psi |
| 사암 | 70~140 | 10,000~20,000 |
| 석회암 | 105~210 | 15,000~30,000 |
| 셰일 | 35~70 | 5,000~10,000 |
| 화강암 | 140~210 | 20,000~30,000 |
| 대리석 | 60~70 | 8,500~10,000 |

암석의 대표적인 마찰각( $\phi'$)

| 암석의 종류 | $\phi'(°)$ |
|---|---|
| 사암 | 27~45 |
| 석회암 | 30~40 |
| 셰일 | 10~20 |
| 화강암 | 40~50 |
| 대리석 | 25~30 |

$$Q_{p(all)} = \frac{[q_{u(design)}(N_\phi + 1)]A_p}{FS} \tag{3.8.1.132}$$

③ Williams et al.(1980)

극한단위선단저항력 $q_1$은 0.01 $D$의 침하량에 호응하는 순지지응력으로 정의된다. 불연속과 협층이 없는 점성 IGM에 대하여

$$q_1 = N_s q_u \tag{3.8.1.133}$$

여기서, $N_s$는 그림 3.8.1.48에서 $L/D$의 함수로 주어진다.

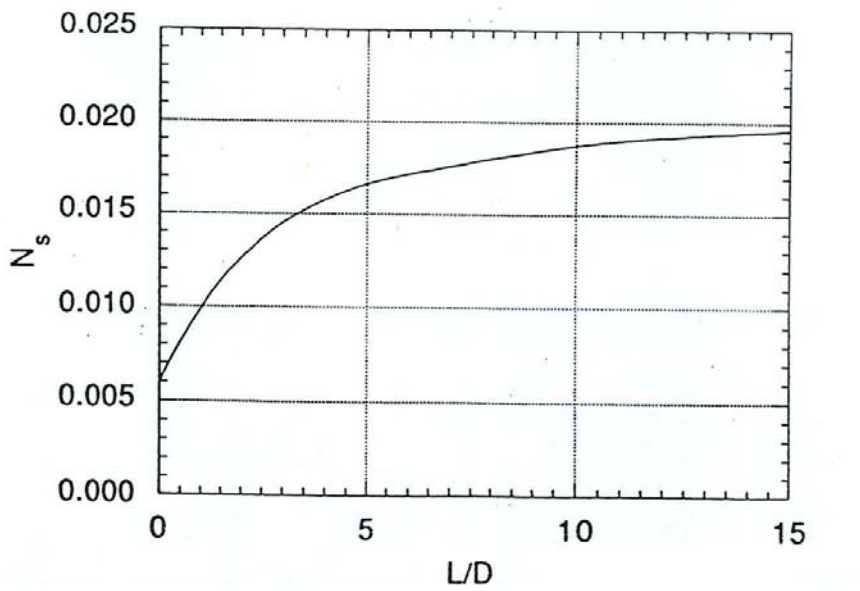



그림 3.8.1.48 선단지지력계수 $N_s$( Williams et al., 1980 )

선단저항력은 또한 소성손실을 통해 감소되며 따라서 $q_e$는 그림 3.8.1.49에 따라 $q_p$만큼 감소되어야 한다. 마지막으로 선택된 $w_t$값에 대한 선단저항력은

$$Q_b=(q_e-q_p)\frac{\pi D^2}{4} \tag{3.8.1.134}$$

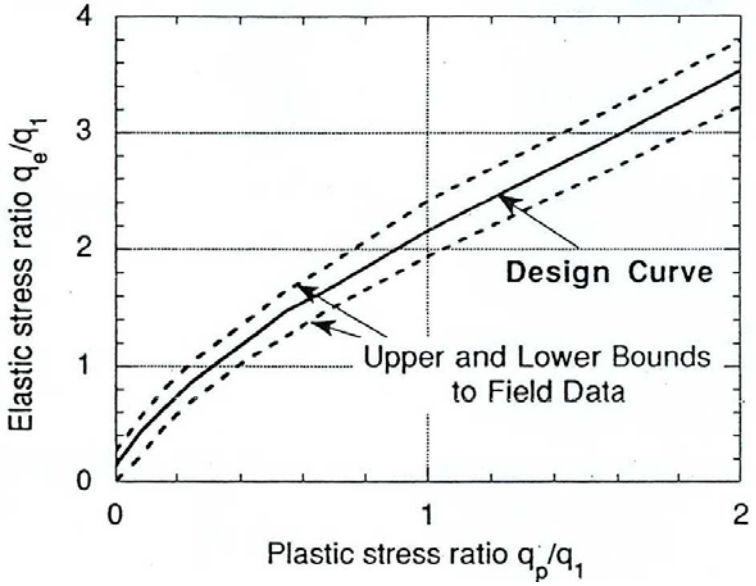



그림 3.8.1.49 선단저항력에 대한 설계곡선( Williams et al., 1980 )

④ Rowe and Armitage(1987)

- 이 방법은 FHWA(1999)에서 RQD=100%일 때의 $q_{max}$를 구하는 방법으로 채택하였다. massive rock 또는 IGM에서 다음 표현은 설계 목적을 위해 사용될 수 있다.

$$q_{max}=2.5q_u \quad (D_s>1.5B) \tag{3.8.1.135}$$

이 값은 암반 또는 IGM에 거리($D_s$)가 암반 표면 아래 약 $1.5B$ 만큼 소켓된 천공말뚝에 적절하다. 천공말뚝의 선단이 단단한 암반 또는 IGM에 지지되어 있다면, 그리고 그 지질이 더 약한 과하중된 지질에 의해 overlie 되어 있다면 $q_{max}$를 $2q_u$의 값으로 제한한다.

⑤ Carter and Kulhawy(1988)

Carter and Kulhawy(1988)는 암반에 소켓된 천공말뚝의 포괄적인 해법을 제공하였다. 분리된 해법은 소성범위에서 그리고 소성범위를 넘어서 해법을 제공한다.

암반이 선단아래에서 비교적 일정한 mass strength를 가지고 있다면 3가지 선단파괴조건은

- 수직절리가 개방되어있고 말뚝직경($D$)보다 작게 떨어져 있다면

$$q_{max}=q_u(\text{ rock mass}) \tag{3.8.1.136}$$

- 수직절리가 폐쇄되어있고 말뚝직경($D$)보다 작게 떨어져 있다면

$$q_{max}(\text{ gross})=(1+N_q/N_c)cN_c+0.3D\gamma N_\gamma+(1+\tan\Phi)\gamma LN_q \tag{3.8.1.137}$$

여기서, $N_c$, $N_\gamma$, $N_q$= 그림 3.8.1.50에서 제시된 Bell의 지지력 계수

$c$=암반의 점착력

Φ=암반의 내부마찰각

γ=암반의 단위중량

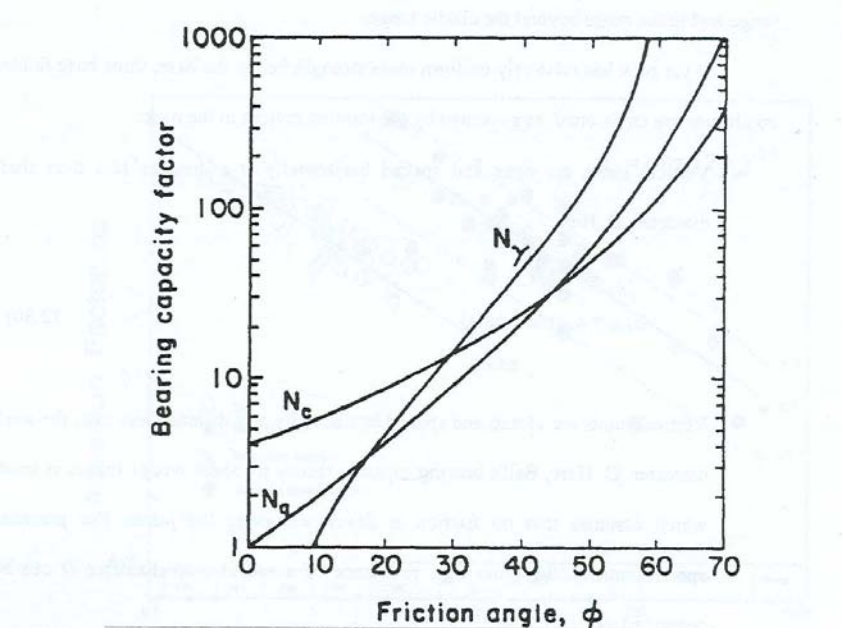



그림 3.8.1.50 Bell 이론의 지지력계수 (EPRI(1988)의
인가로 O'Neill et al.(1996)에 의해 재생)

• 수직절리가 개방되어 있거나 폐쇄되어 있고 말뚝직경( $D$)보다 크게 떨어져 있다. 이 경우에는 말뚝 선단 아래의 암반의 수직 절편이 생기고, 그 조건에 의해 파괴가 결정될 것이다.

$$q_{\max} = J c N_c \tag{3.8.1.138}$$

여기서, $N_c$=그림 3.8.1.51에 주어진 암반의 내부마찰각과 선단의 직경( $D$)에 비례하는 암반 절리 수평간격( $S$)에 기초한 지지력계수

$J$=그림 3.8.1.52에 주어진 수평 절리의 공간에 따른 보정계수

$c$=암반의 점착력

여기에 사용된 $q_{max}$는 재하부분이 고려된 말뚝 중량을 갖는 전체 지지력이다. 이 방법의 모든 식에서 $c$와 $\phi$는 채취된 암반에 실험으로부터 측정된 특성이 아니라 암반 덩어리 특성이다. Cater and Kulhawy는 채취된 암의 $\phi$가 암반코어의 직접전단 또는 삼축압축시험을 통해 측정된다면, 암반 덩어리의 $\phi$값은 채취된 암석으로부터 측정된 값의 약 1/2정도로 취할 수 있다고 제안하였다.

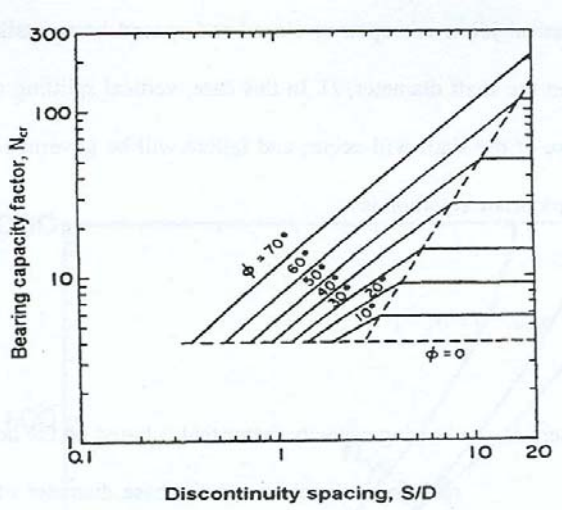



그림 3.8.1.51 $N_{cr}$ 대 S/D (EPRI(1988)의 인가로 O'Neill et al.(1996)에 의해 재생)

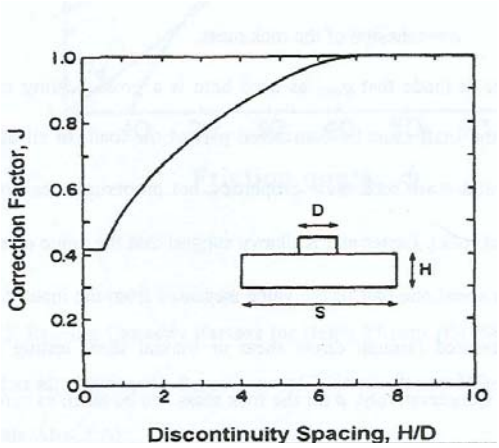



그림 3.8.1.52 $J$ 대 암반 불연속 공간 (EPRI(1988)의 인가로
O'Neill et al.(1996)에 의해 재생)

⑥ Zhang and Einstein(1998)

FHWA(1999)에 제시된 방법으로 Zhang and Einstein(1998)는 말뚝 선단이 일

반적으로 약간의 절리정도를 가진 연암상에 혹은 그 안에 cast된 실제크기의 천공말뚝의 데이터베이스를 분석하고, 최상의 적당한 데이터 표현을 따르는 것을 추천하였다.

$$q_{max}(\text{MPa}) = 4.83[q_u(\text{MPa})]^{0.51} \quad (3.8.1.139)$$

이 방법은 RQD=70~100%이고 절리가 폐쇠되고 $q_u > 0.5$일때 사용한다.

⑦ TxDOT(2000)

- TxDOT Geotechnical Manual( TxDOT, 2000 )에 기술
- 그림 3.8.1.53 그림 3.8.1.54 참조
- 극한 단위선단저항력 최고값 6200kN/m2( 100회 타격당 관입량 50mm의 TCP값 )
- 극한 단위주면저항력 최고값 975kN/m2( 100회 타격당 관입량 50mm의 TCP값 )

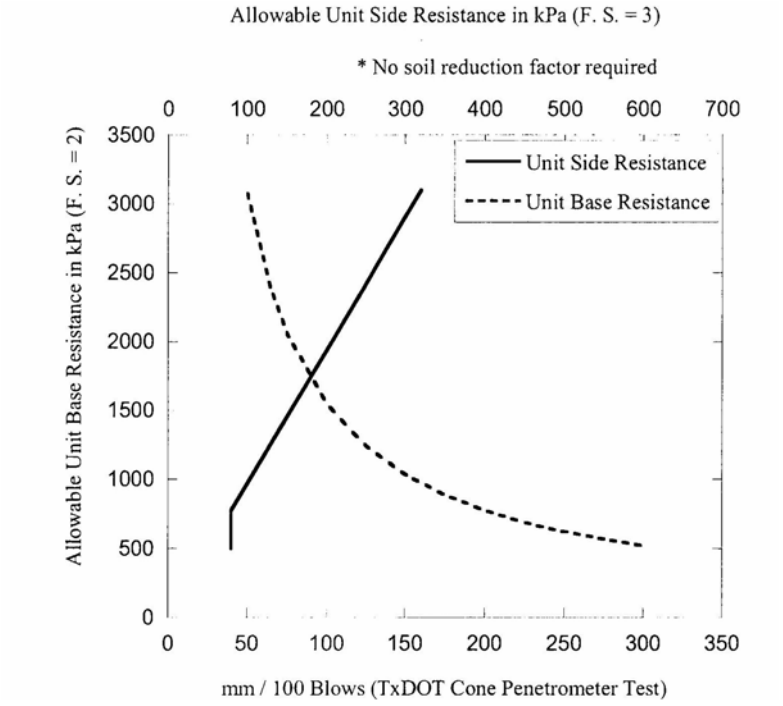



그림 3.8.1.53 TCP( > 100회/300mm )에 대한 허용 단위 선단 및 주면저항값
( TxDOT Geotechnical Manual, 2000 )

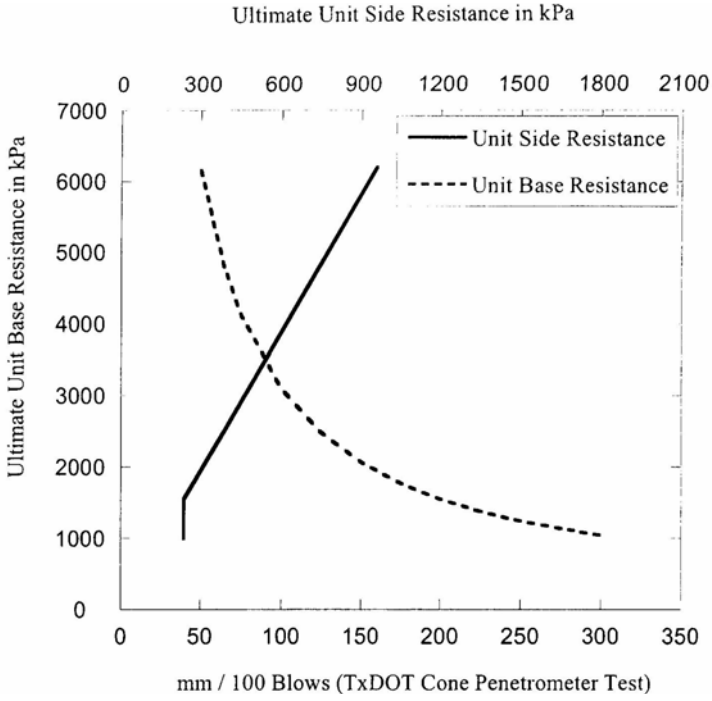



그림 3.8.1.54 TCP( > 100회/300mm )에 대한 극한 단위 선단 및 주면저항값
( TxDOT Geotechnical Manual, 2000 )

⑧ Omer, et al.(2002)

Omer 등은 남부 Wales에 있는 Mercia 이암에서의 선단지지력을 구하기 위한 설계방법을 제시하였다. 이 방법은 경험적이고 U.K.의 남부 웨일즈의 Mercia 이암 6개의 실제 크기의 재하시험의 결과를 분석하는데 기초하였다.

$$q_{max} = \sigma_{vb} N_q \tag{3.8.1.140}$$

여기서, $\sigma_{vb}$= 말뚝선단에서의 흙/암반의 평균 유효 과하중 응력

$N_q$=흙/암반의 내부 배수마찰각($\phi$)을 사용한 지지력 계수

$$N_q = \tan^2\left(45° + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\pi \tan\phi'} \tag{3.8.1.141}$$

(6) 암반의 주면마찰력

(가) 설계기준

① 구조물설계기준(1997)

구조물기초 설계기준 해설(2003)에서는 선단지지력의 산정방법에서 주면마찰력까지 고려하였다.

② 도로교설계기준 해설(2001) - AASHTO(1996)

암반에 소켓된 극한 주면마찰력은 다음 식을 이용하여 계산할 수 있다.

$$Q_{SR} = \pi B_r D_r (0.144\, q_{SR}) \tag{3.8.1.142}$$

여기서, $B_r$ : 암반소켓의 지름(ft)

$D_r$ : 암반소켓의 길이(ft)

$q_{SR}$ : 말뚝/암반 접촉면의 극한단위 주면 마찰응력 (그림 3.8.1.55 참조)

암반소켓의 극한인발력은 $0.7\, Q_{SR}$로 제한되어야 한다.

암반의 일축압축강도($C_m$)나 콘크리트의 일축압축강도($\sigma_c$) 중 약한 것에 기초하여 암반소켓을 설계하여야 하며, $C_m$은 다음 식에 의해 구한다.

$$C_m = \alpha_E \cdot C_0 \tag{3.8.1.143}$$

여기서, $C_m$ : 신선암의 일축압축강도

$\alpha_E$ : (무한의)신선암으로부터의 암반계수와 일축압축강도로부터 (절리를 고려한)암반에 대한 암반계수와 일축압축강도를 산정하기 위한 RQD에 근거한 감소계수[ AASHTO(1996) ] [ $= 0.0231(RQD\%) - 1.32 \geq 0.15$ ]
(3.8.1.144)

$C_0$ : 말뚝선단 아래 $2D$이내에서 채취된 암석코아에 대한 일축압축강도

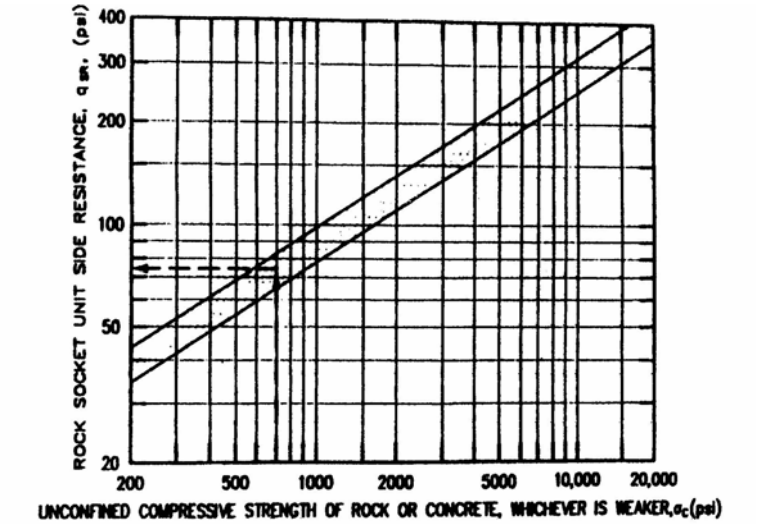



그림 3.8.1.55 암반소켓된 말뚝의 평탄한 벽면에
대한 평균단위주면전단력 산정을 위한 방법

표 3.8.1.15 암석의 종류에 따른 일축압축강도의 대표적인 범위

| 암석분류 | 일반사항 | 암석명 | $C_0$ kg/cm$^2$ |
|---|---|---|---|
| A | 잘 발달된 결정질 벽개를 가진 탄산염염 | 돌로마이트 | 336-2150 |
| | | 석회암 | 245-2940 |
| | | 대리석 | 385-2450 |
| B | 점토질암 | 규질점토암 | 294-1470 |
| | | 점토암 | 14-84 |
| | | 이회암 | 532-1960 |
| | | 천매암 | 245-2450 |
| | | 미사암 | 98-1190 |
| | | 셰일 | 70-357 |
| | | 점판암 | 1470-2100 |
| C | 강한 결정과 약한 벽개를 가진 사질 암석 | 역암 | 336-2240 |
| | | 사암 | 679-1750 |
| | | 규암 | 630-3850 |
| D | 세립질 화성암 결정질 암석 | 안산암 | 980-1820 |
| | | 휘록암 | 217-5810 |
| E | 조립질의 화성암과 변성암의 결정질 암석 | 각섬암 | 1190-2800 |
| | | 반려암 | 1260-3150 |
| | | 편마암 | 245-3150 |
| | | 화강암 | 147-3430 |
| | | 석영섬록암 | 98-980 |
| | | 편암 | 98-1470 |
| | | 섬장암 | 1820-4340 |

③ Canadian Foundation Engineering Manual(CFEM, 1985)

bedrock에 소켓된 천공말뚝의 재하시험에서 측정의 분석적 연구는 소켓전단이 총 지지력의 큰 부분을 맡고 있다고 지적하였다. 소켓 전단하중은 다음과 같은 관계에 의해 주어진다.

$$Q_s = \pi b_s L_s q_s \tag{3.6.34}$$

여기서, $b_s$=소켓의 직경

$L_s$=소켓의 길이

$q_s$=소켓을 따라 단위 전단강도

아래에 기술된 것처럼 소켓전단은 콘크리트 또는 암반의 강도와 소켓-암반의 접촉면의 거칠기에 달려있다.

- 일반적인 말뚝

일반적인 방법을 사용한 굴착되고 시공된 말뚝은 비교적 매끄러운 콘크리트-암반 접촉면을 가지고 있다. 큰 직경의 소켓말뚝상의 200개 이상의 재하시험 데이터를 사용하여 Horvath(1982) and Horvath et al.(1983)는 더 약한 소켓 물질 즉 더 연한 콘크리트 또는 암반의 단위 소켓전단과 압축강도 사이의 관계를 확립하였다. 그 관계는 그림 3.8.1.56에 주어졌고, 다음의 관계에 의해 접근된다.

$$q_s = \lambda\sqrt{\sigma_c} \tag{3.6.35}$$

여기서, $q_s$=단위 소켓 전단

$\sigma_c$=더 연한 콘크리트 또는 암반의 압축강도

$\lambda$=200~300의 범위에 있는 경험적인 계수($/\ p_a$)

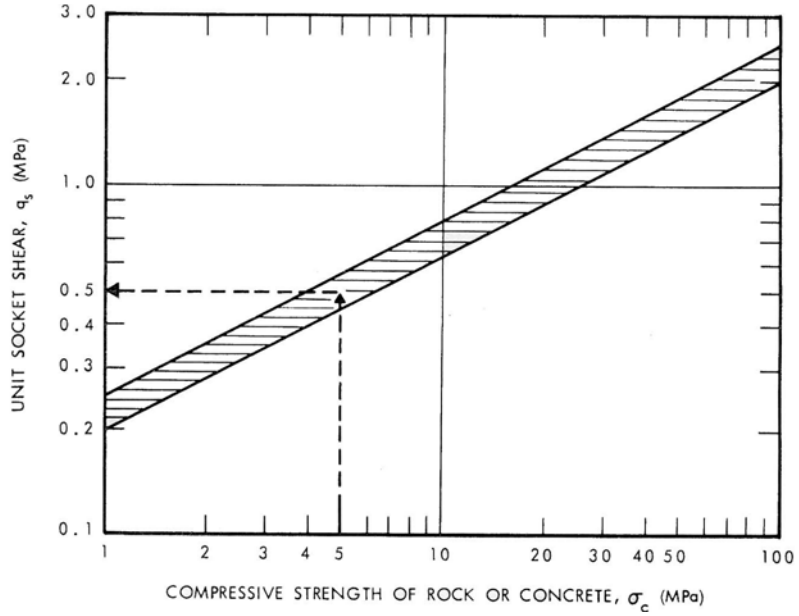



그림 3.8.1.56 일반적인 암반-소켓 말뚝에서 평균 단위소켓전단을 추정하기위한 곡선

- 홈을 판 소켓

홈은 소켓 벽에서 말뚝-암반의 접촉면의 거칠기를 증가시키기 위해 만들어질 수 있고, 이렇게 말뚝 저항을 증가시킨다. 말뚝-암반 접촉면의 대략적인 관계는 그림 3.8.1.57에서 주어졌고, 다음의 관계에 의해 추정할 수 있다.

$$q_{s,n} = 0.8\sqrt{\mathrm{RF}} \tag{3.8.1.145}$$

여기서, $q_{s,n} = q_s\sqrt{\sigma_c}$ 표준 단위 소켓 전단

RF=다음과 같이 정의된 거칠기 계수

$$= \frac{\overline{\Delta} b_s}{b_s} \times \frac{L_t}{L_s} \tag{3.8.1.146}$$

$\overline{\Delta} b_s$=소켓에서 거칠함의 평균 높이

$b_S$=소켓의 공칭 지름

$L_s$=공치 소켓 길이

$L_t$=소켓 벽 측면을 따라 이동한 총 거리

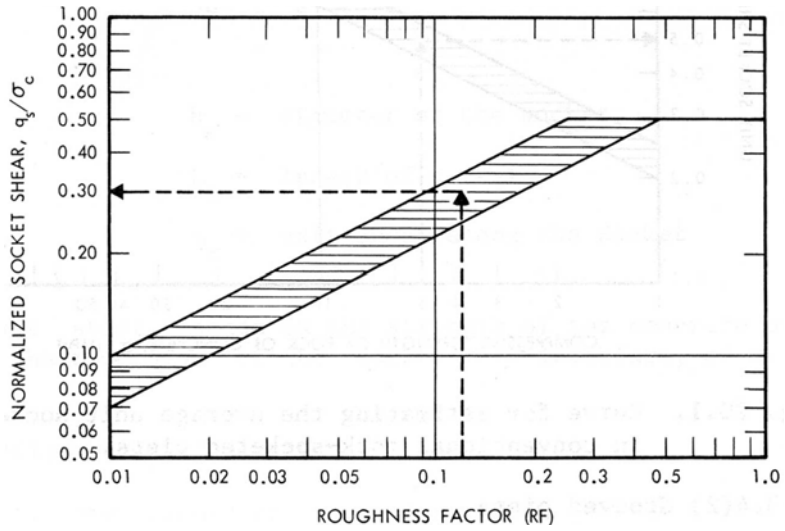



그림 3.8.1.57 거친 벽을 가진 말뚝 소켓에서 평균 단위소켓전단을 추정하기위한 곡선

이 설계 방법의 적용은 소켓 벽이 굴착과정에 의해 조각이 난 그리고 상당히 천공진흙과 오염이 없는 상당히 양호한 암반으로 이루어져 있다는 가정에 기초한다. 경험은 이것을 달성하기에 어렵다는 것을 보여준다. 콘크리트 타설 전에 암반소켓의 신중한 시각조사는 필수적이다.

(나) 이론식과 경험식

① Harvath and Kenney(1979) - FHWA(1999)

FHWA(1999)에서 매끄러운 암반 소켓에서의 극한 단위 측면저항력을 산정하는 식으로 채택한 방법이다. 이 방법은 남부 온타리오에 있는 셰일에 천공말뚝 소켓에 재하시험의 연구에 크게 기초하여 Carter and Kulhawy(1979)는 암반의 $q_u$에 근거하여 다음 식이 시추벽을 인위적으로 거칠게 하지 않고 굴착된 천공말뚝의 $f_{\max}$를 측정하는데 사용된다는 것을 제안하였다.

$$f_{\max} = 0.65 p_a [q_u / p_a]^{0.5} \le 0.65 p_a [f'_c / p_a]^{0.5} \qquad (3.8.1.147)$$

여기서, $p_a$= 대기압 =101 kPa

$f'_c$=천공말뚝에 위치된 콘크리트의 압축강도 (28일)

이 식의 오른쪽 항목은 암반이 콘크리트보다 강할 때 적용한다.

② Williams et al.(1980) - FHWA(1996)

Williams et al.은 오스트레일리아 빅토리아의 멜버른이암에서의 현장타설말뚝과 말뚝구성품의 축방향 재하시험의 관찰 및 탄성적인 말뚝-토질 상호작용해석에 근거한 설계법을 개발하였다( Williams et al., 1980 ). 이 방법은 연암소켓의 하중-침하량 응답을 예측하는 정규화된 탄성 및 비탄성 측면전단 및 선단저항력의 개념을 통하여 적용된다. 침하량과 저항력 모두의 계산을 제공하는 이 방법은 제2종 IGM에 가장 적합하고 오스트레일리아의 빅토리아와 뉴사우스웨일즈 모두에서 일상적인 실무에서 사용되는 진보된 반경험적인 방법의 예를 제공하기 위하여 여기에 기술되었다. 저자들은 다음과 같은 주어진 대상침하량에서의 전체탄성하중 $Q_e$를 예측하기 위하여 반무한 반구에서의 말뚝의 탄성해를 채용하였다.

$$Q_e = \frac{w_t E_m D}{I} \qquad (3.8.1.148)$$

여기서, $w_t$ = 말뚝머리의 대상침하량,

$E_m$ = 현장타설말뚝을 따른 IGM의 평균 매스탄성계수,

$D$ = 말뚝지름

$I$ = 탄성영향계수로서 말뚝의 형상에 근거하고 탄성거동에 관한 해석적 과정으로부터 결정되며 그림 3.8.1.58에 보여진다. 그림 3.8.1.58에서 $E_c$는 현장타설말뚝 콘크리트와 보강철근의 복합영 탄성계수이다.

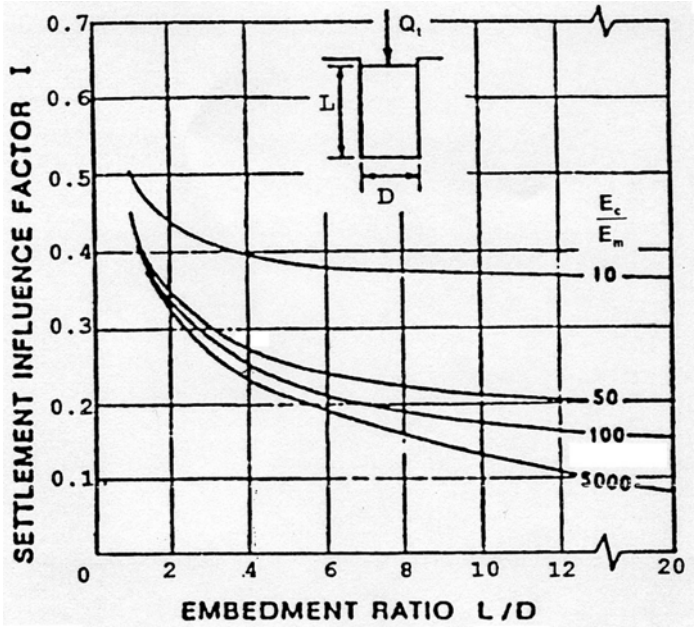



그림 3.8.1.58 영향계수 $I$( Williams et al., 1980 )

선단으로 전달되는 $Q_e$의 백분율은 $Q_{be}$로 정의되는데 이 때 그림 3.8.1.59를 참조하여 결정되며 또한 탄성거동에 대한 해석적 과정에 근거한다. 측면전단 $Q_{se}$에서 전달되는 $Q_e$의 부분은 이 때 $Q_e - Q_{be}$와 같다. 이 때 " 탄성 " 단위측면전단 $f_e$와 " 탄성 " 선단지지력 $q_e$는 다음과 같이 결정된다:

$$f_e = \frac{Q_{se}}{\pi LD} \tag{3.8.1.149}$$

$$q_e = \frac{4Q_{be}}{\pi D^2} \tag{3.8.1.150}$$

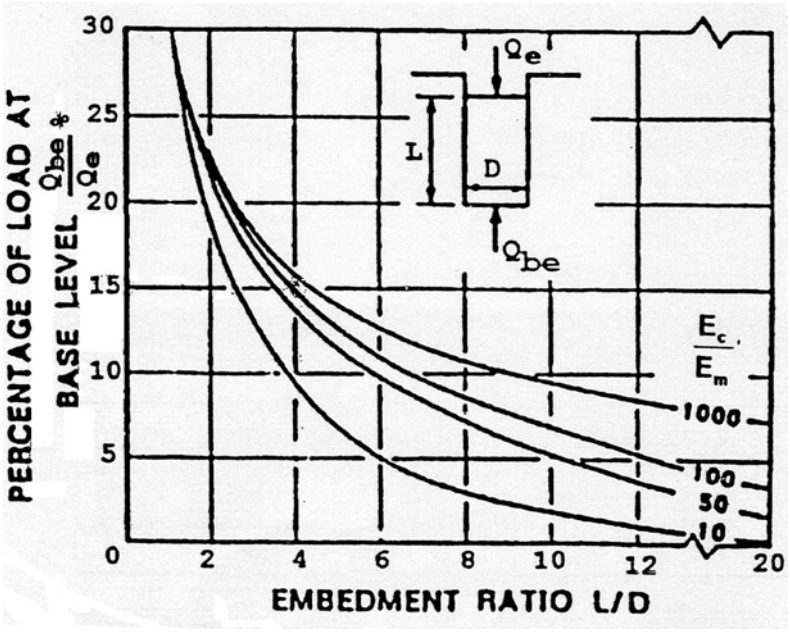



그림 3.8.1.59 $Q_{be}/Q_e$( Williams et al., 1980 )

$f_{\max}$( 파괴시의 $f$ )값은 이 때 예를 들면 열린 불연속면 또는 시추공벽 교란 없이 연암에 대해 그림 3.8.1.60에서 저자들에 의해 제안된 관계를 사용하여 다음과 같이 결정된다:

$$f_{\max} = \alpha q_u \tag{3.8.1.151}$$

여기서, $q_u$는 대표적인 신선한 IGM코어의 비배수 압축강도이다. $\alpha$는 $\bar{\alpha}$와 같지 않음을 알아두어라. 만약 IGM이 코어를 구성하는 더 딱딱한 물질의 조직 내의 연약토 협층을 가지면 $f_{\max}$는 다음을 사용하여 그림 3.8.1.60와 그림 3.8.1.61로부터 결정된다:

$$f_{\max} = \alpha\beta q_u \tag{3.8.1.152}$$

여기서, $E_m$ = 협층의 영향을 포함한 암석매스의 영 탄성계수

$E_i$ = 신선한 암코어로부터 측정된 영 탄성계수.

그림 3.8.1.61의 $E_m/E_i$는 다음을 사용하여 고품질 IGM코어의 관찰로부터 추정될 수 있다.

$$\frac{E_m}{E_i} = \frac{L_c}{\left[\frac{E_i}{E_s}\right]\sum t_s + \sum t_i} \tag{3.8.1.153}$$

여기서, $L_c$ = 코어된 지반물질의 길이,

$E_s$ = 협층 안의 물질의 추정된 영 탄성계수,

$t_s$ = 각 협층의 두께

$t_i$ = 신선한 IGM의 각 구성물의 두께.

만약 IGM이 강하게 층져있다면( 얇은 협층을 가진 것과 구분 ) $f_{\max i}$로 표시된 각 $i$번째 층에 대한 $f_{\max}$는 층 $i$에 대한 두께 $L_i$와 함께 특성을 사용하여 적절하게 식(3.8.1.152)나 식(3.8.1.153)로부터 계산되며 가중평균은 다음과 같이 계산된다.

$$f_{\max} = \frac{\sum f_{\max i} L_i}{L} \tag{3.8.1.154}$$

그러면 탄성 측면전단비 $f_e/f_{\max}$가 계산된다.

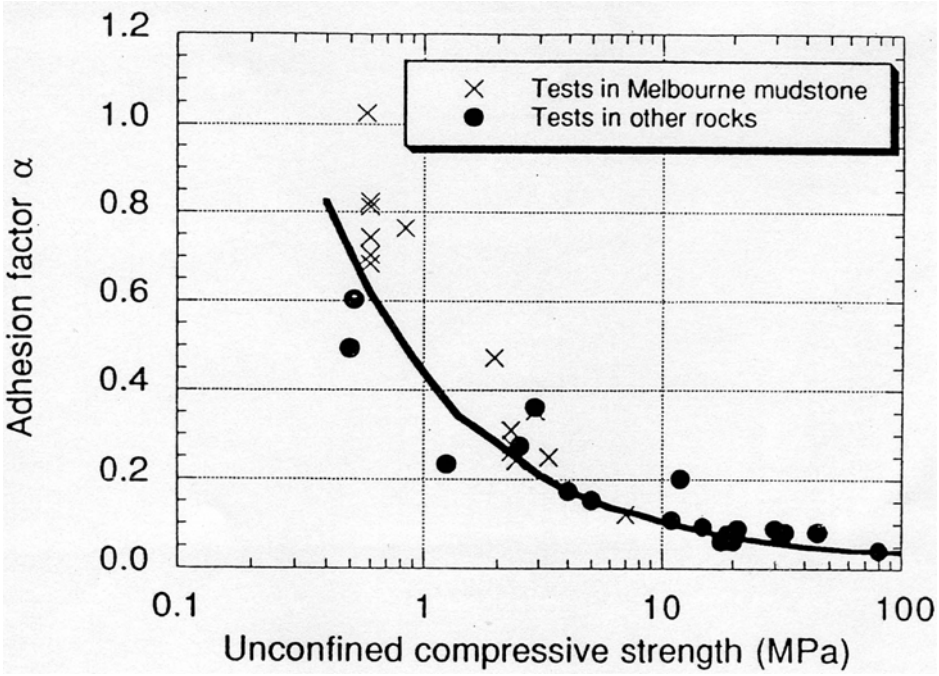



그림 3.8.1.60 α 대 $q_u$( Williams et al., 1980 )

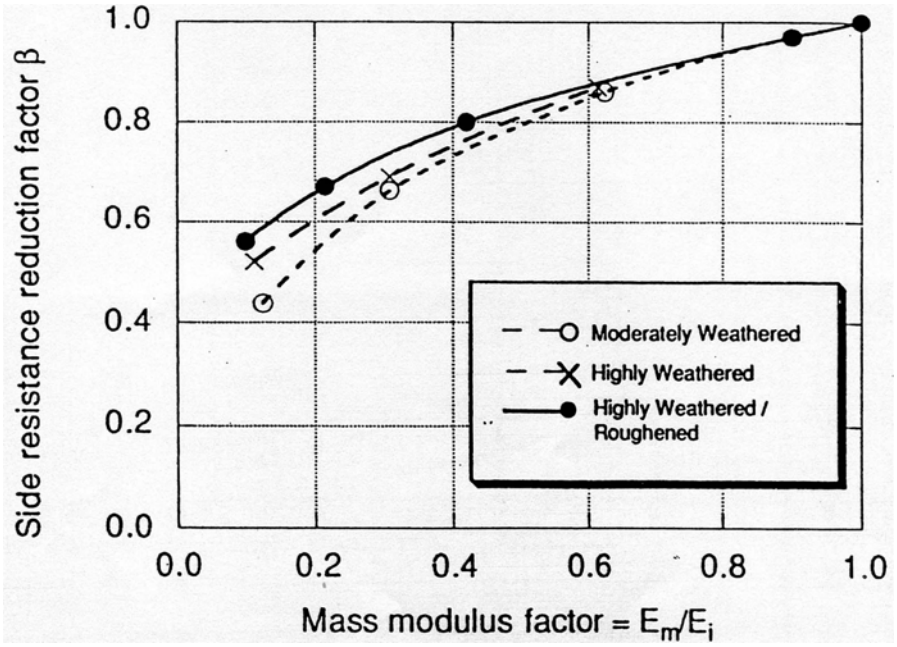



그림 3.8.1.61 β 대 매스계수( Williams et al., 1980 )

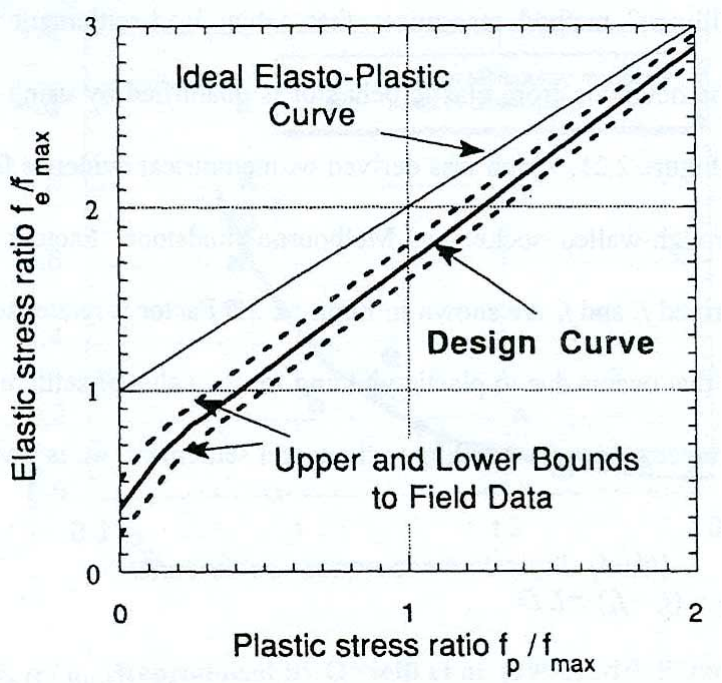



그림 3.8.1.62 측면저항력에 대한 설계곡선( Williams et al., 1980 )

실제 하중-침하량 거동은 탄성일리 없다. 탄성거동과의 일탈은 멜버른이암에서의 거친 벽 소켓에 대한 실물재하시험으로부터의 경험적인 증거와 함께 유도된 그림 3.8.1.62에 보인 정규화된 그래프를 사용하여 정량화된다. $f_e$와 $f_p$로 나타낸 계수는 이 그림에 보여진다. 계수 $f_p$는 식(3.8.1.148)를 위해 선택된 침하값 $w_t$에 대한 소성항복에 따라 발생하는 단위주면저항력의 손실이다. 따라서 대상 침하량 $w_t$에 호응하는 주면저항력 $Q_s$는 다음과 같이 주어진다:

$$Q_s = ( f_e - f_p)\pi LD \tag{3.8.1.155}$$

③ Horvath et al.(1983)

Canadian Foundation Engineering Manual(CFEM, 1985)에서 채택한 식으로 Horvath et al.(1983)은 연암에서 큰 직경의 기존의 소켓에 대한 최대 단위 측면 저항력( $f_{max}$ )와 보다 연약한 소켓 재료(콘크리트 또는 암반)의 압축강도( $q_u$ 또는 $f_c'$) 사이의 상관관계를 제안하였다. 이 상관관계는 그림 3.8.1.63에서 나타

나 있다. 그림 3.8.1.63은 기존 말뚝 소켓에 대한 202개의 데이터 포인트의 최적의 곡선을 나타낸다. 그림 3.8.1.63에 제안된 상관관계는 다음에 의해 나타낼 수 있다.

$$q_s(=f_{\max})(\text{MPa}) = b\sqrt{q_u(\text{MPa})} \tag{3.8.1.156}$$

여기서, $b$=0.2~0.3 (큰 지름 소켓, $B>410$mm)

큰 직경 소켓을 위한 말뚝 저항력과 지질강도와의 경험적 상호관계는 그림 3.8.1.63 에서 $q_s$는 $f_{\max}$와 같다.

더욱이, 암반이 콘크리트보다 압축강도가 크다면 다음과 같이 조정할 수 있다.

$$q_s(\text{MPa}) \le b\sqrt{f_c'(\text{MPa})} \tag{3.8.1.157}$$

그러므로, 그림에서 계수 $\sigma_{cw}$는 $q_u$(암반)와 $f_c'$(콘크리트)보다 작다.

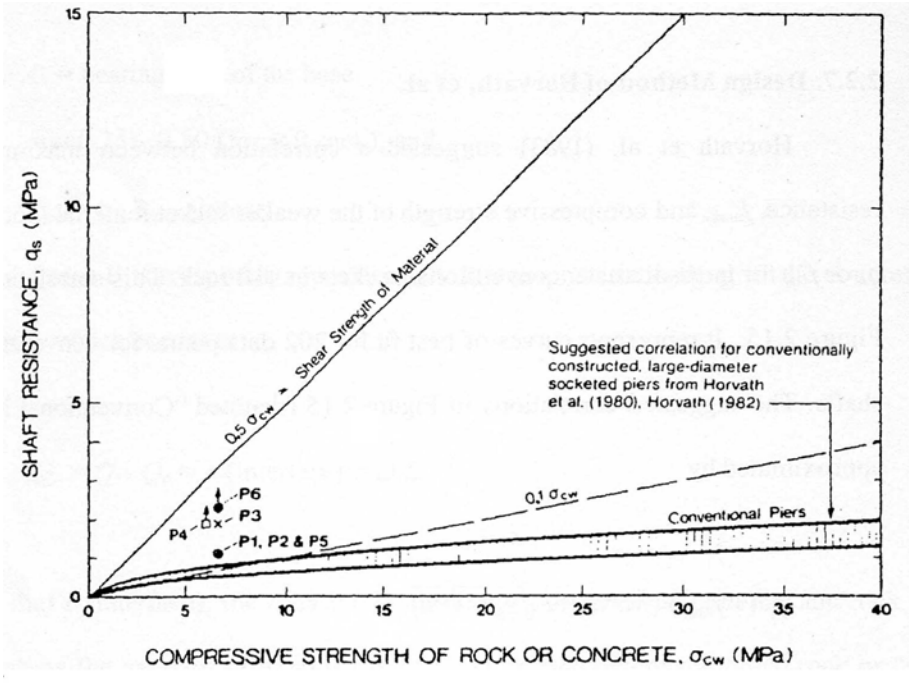



그림 3.8.1.64 말뚝 저항력과 지질강도와의 경험적 상호관계

저자는 또한 거칠기 요소(RF)를 사용한 측면 저항력의 값에 소켓벽 거칠기 영향을 평가하는 방법을 제안했다. 거칠기 요소(RF)는 다음 표현에 의해 주어진다.

$$RF=\frac{\overline{\Delta r}}{r_s}\frac{L_t}{L_s}, \tag{3.8.1.158}$$

여기서, $\overline{\Delta r}$=접촉면 거친 부분의 평균 높이

$r_s$=공칭 소켓 반경

$L_s$=공칭 소켓 길이

$L_t$=소켓벽의 접촉면을 따라 움직인 총 거리

RF는 홈이 있는 형태로 설계된 소켓에서는 쉽게 산정할 수 있다.

그들은 또한 거칠기 요소(RF)와 평준화된 말뚝 저항력(NSR)사이의 경험적 관계를 제안하였다.

$$NSR=\frac{f_{\max}}{q_u}, \quad (q_u<f_c') \tag{3.8.1.159}$$

$q_s$가 $f_{\max}$와 같고, $\sigma_c$가 $q_u$와 $f_c'$보다 작은 상호관계는 다음 그림에서 보여준다.

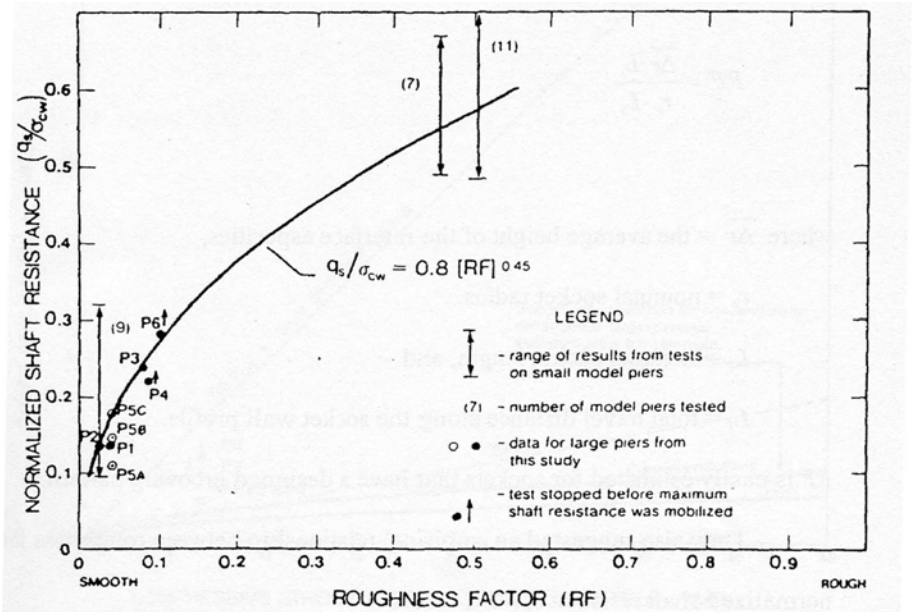



그림 3.8.1.64 평준화된 말뚝 저항력 대 거칠기 요소

④ Horvath et al.(1983) -FHWA(1999)

FHWA(1999)에서는 시추공을 인공적으로 거칠게 했다면 Horvath et al.(1983)은 거칠게 한 소켓에 천공말뚝 재하시험의 결과로부터 추론된 다음 식을 사용하는 것을 추천하였다.

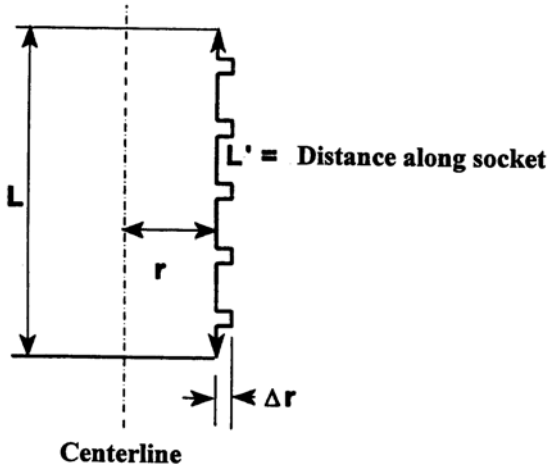



그림 3.8.1.64식의 기호의 정의

$$f_{\max} = 0.8\left[\frac{\Delta r}{r}\left(\frac{L'}{L}\right)\right]^{0.45} q_u \qquad (3.8.1.160)$$

여기서, $q_u = 0.75 f_c'$를 초과해서는 안된다. 다른 항들은 다음 그림에 정의 되었다.

⑤ Rowe and Armitage(1984) - FHWA(1999)

Rowe and Armitage(1984)는 사암(sandstone), 회록암(diabase), 석회암(limestone), 이암(mudstone), 세일(shale) 그리고 초크(chalk)를 포함하고 있는 연약한 암반조직의 폭넓은 변화에서 25개의 천공말뚝 소켓시험의 데이터베이스를 분석하였다. Carter and Kulhawy(1988)은 Rowe and Armitage의 분석을 기초한 설계식을 제안하였다.

$$f_{\max} = \mu p_a [q_u / p_a]^{0.5} \qquad (3.8.1.161)$$

μ의 평균값은 1.42이다. 그러나 Rowe and Armitage는 아마도 부드럽게 천공이 되는 암반에서 Horvath and Kenney에 의해 추천된 값과 매우 유사하게 0.63을 인용하였다. 추측상 0.63은 또한 슬러리천공 아래에 암석이 천공되었을 때의 경우에도 적용한다. 소켓이 거칠거나 normal 천공이나 인공홈의 사용을 한 천공의 경우에 1.9를 사용한다. Rowe and Armitage는 거친 소켓을 홈 또는 기복이 10mm보다 깊고, 10mm이상 넓고, 중심에서 중심의 공간이 50mm에서 200mm까지의 상태를 갖는 소켓이라고 정의한다.

1.9/0.63의 비( $\approx$3)는 견고한 지반에서의 천공말뚝 시추공에서 시추공의 거칠기 중요성을 다시 지적한다.

⑥ Rowe and Armitage(1987b)

Rowe and Armitage(1987b)는 LRFD 개념에 기초하여 연암을 위한 특별한 설계방법을 설명하였다. 그 설계 과정은 암반 소켓의 헤드에서의 허용침하량 $w_p$와 축방향 하중 $P_T$를 정의함으로서 시작한다. 보통 $P_T$는 상재하중이 상대적으로 얕다면 천공말뚝의 헤드에서 하중으로 추정될 수 있다. 그리고 나서 소켓의 직경, $D_p$의 값은 선택된다. 실험실에서 암석의 일축압축시험에 기초하여 대표적인 $q_u$와 $E_p$(소켓 재료의 계수)는 선택된다. (대표적인 $q_u$의 값은 코어샘플의 통계상 중요한 수치에서의 중간값일 수 있다). 암석의 단위 측면 저항력과 mass 계수에 대한 설계 값은 다음 식으로 산정된다.

$$f_{max}(\text{MPa}) = 0.7\alpha[q_u(\text{MPa})]^{0.5} \qquad (3.8.1.162)$$

여기서, $\alpha = 0.45[q_u(\text{MPa})]^{0.5}$, 아래 표에서 정의된 것처럼 거칠기가 R1, R2, R3에 해당하는 clean 소켓에 적용

$\alpha = 0.60[q_u(\text{MPa})]^{0.5}$, 거칠기가 R4에 해당하는 clean 소켓에 적용

계수 0.7은 $q_u$의 평가에서 포함된 에러를 고려하는 저항력 계수처럼 판단할 수 있다. 소켓이 clean 하지 않다고 생각된다면 $f_{max}$는 0의 값을 취해야 한다.

표 3.8.1.16 암반 소켓의 거칠기 분류 (Pells et al., 1980)

| 거칠기 구분 | 설 명 |
|---|---|
| R1 | 곧은, 매끄러운 측면 소켓,<br>홈 또는 톱니가 1.0mm 깊이보다 작은 경우 |
| R2 | 50~200mm의 공간에서 1~4mm의 홈의 깊이,<br>2mm보다 큰 폭을 갖는 경우 |
| R3 | 50~200mm의 공간에서 4~10mm의 홈의 깊이,<br>5mm보다 큰 폭을 갖는 경우 |
| R4 | 50~200mm의 공간에서 10mm보다 큰 홈 또는 기복의 깊이,<br>10mm보다 큰 폭을 갖는 경우 |

⑦ Carter and Kulhawy(1988)

CFEM(1985)와 FHWA(1988)에서 채택한 방법으로 이 방법은 암반의 일축압축강도가 280psi 이하의 암반에 적용한다.

$$f_s = 0.15 q_u \tag{3.8.1.163}$$

⑧ McVay et al.(1992)

McVay et al.은 제2종 IGM과 더 단단한 암 특히 플로리다석회암에 적용한 측면저항력만의 현장타설말뚝 소켓에 대한 설계법을 제안하였다( McVay et al., 1992 ). 이 방법은 단지 측면저항력만을 다루고 침하량이나 선단저항력의 계산은 포함하지 않는다. 임의로 나타나는 용해공동과 틈은 현장타설말뚝의 선단 아래의 광범위하고 값비싼 탐사 없이는 선단저항력의 사용을 미심쩍게 하므로 석회암과 석회석에서 선단저항력은 종종 생략된다. 저자의 입장은 침하량은 이러한 지반물질에서 주요한 설계관심사가 아니라는 것이다. 침하량 및/또는 선단저항력 계산이 요구되면 이 방법은 아마도 이 장의 앞에서 묘사된 원래 제 1 및 2종 IGM에 대해 개발된 다른 방법과 함께 또는 제4장에서 소개된 새로운 설계모델에 의해 증대될 수 있다.

석회암의 특징인 점착력과 내부마찰 둘 다를 가진 지반물질( 즉, “ $c-\phi$ ”또는 Mohr-Coulomb 물질 ) 내의 현장타설말뚝 소켓의 상세한 유한요소해석을 통하여 접면에서의 극한전단지지력은 대략 석회암의 점착력값( $c$)과 같다고 나

타났다. 소축척 물리시험에 의한 경험은 IGM-콘크리트 접면에서의 전단파괴면은 정확히 접면에서가 아니라 IGM에서 발생한다고 드러났으므로 특정한 접면 모델이 사용되지 않았고 접면팽창은 규정되지 않았다. 유한요소연구에서의 주요변수는 $c$( 0.5 ~ 1.4 MPa ), $\phi$( 30 ~ 50° ), $E_m$( 0.14 ~ 1.4 GPa ) 그리고 $E_c$( 27.6 GPa )이다. 소켓의 모사된 압축재하 이전의 정지토압계수( $K_0$)는 0.5이다. IGM은 쌍일차의 탄소성물질로 모델화되었다.

설계목적에서 $f_{\max}=c$ 이므로 $c-\phi$물질에서 $c$를 평가하는 어떤 간단한 방법이 필요하다. 이러한 경우 $c$는 $q_u/2$와 같지 않음을 알아두라. 만약 그 지반물질의 코어를 회복할 수 있다면 그리고 그 코어에 대해 일축압축 및 할렬인장시험을 수행할 수 있다면 이 때 $f_{\max}$( $c$와 같음 )는 다음으로부터 계산할 수 있다.

$$f_{\max}=0.5\sqrt{q_u}\sqrt{q_t} \tag{3.8.1.164}$$

여기서, $q_t$는 그 지반물질의 할렬인장강도이다. 식(3.8.1.156)은 일축압축 및 할렬인장시험에 대한 파괴에서의 Mohr원의 고려로부터 추출되었다. 대안으로서 $\phi$를 알거나 평가할 수 있다면 $f_{\max}$는 오직 $q_u$로부터 다음과 같이 결정될 수 있다.

$$f_{\max}=q_u\frac{1-\sin\phi}{2\cos\phi} \tag{3.8.1.165}$$

저자들은 식(3.8.1.156)을 플로리다에 퍼져있는 석회암지역에서 7개의 재하시험에서의 평균 $f_{\max}$값의 산정에 적용하였다. $q_u$값은 약 1.2로부터 10 MPa까지 변했고 $q_t$는 약 0.6 ~ 1.2 MPa의 범위에서 변했다. 시험의 6개는 길이 약 1m이고 지름 0.15m인 짧은 조각에 대한 인발시험이었던 반면에 하나는 선단이 표면 아래 10.7m인 길이 2.4m이고 지름 0.76m인 소켓에 대한 압축시험이었다. 후자의 말뚝에서 선단저항력은 스티로폼패드 위에 말뚝을 조성함으로써 최소화되었다. 여러 가지 재하시험에서 관측된 $f_{\max}$의 크기는 약 0.5에서 1.7MPa까지 변했고 이 값들은 약 0.53kPa로 평가된 표준오차와 함께 식(3.8.1.156)로 예측되었다. 최대오차는 10% 미만이었다. 그 추정값의 표준오차는 [Σ( 측정값 - 추정

값 )2 / $n$]로 정의되며 여기서 $n$은 관측횟수( 이 경우, 7 )임을 알아두라.

저자들은 플로리다의 석회암의 강도의 변화가 심대하고 그러한 변화는 $f_{max}$ 값에 도달할 때 고려해야만 한다고 경고한다. $q_u$나 $q_t$와 같은 주어진 특성의 변화성은 개별적인 시험결과의 표준편차로 혼란에 빠지지 말고 $n$번의 시험 중으로부터 평균값 $m$ 빼기 평균의 표준오차 $\sigma_m$으로 설계를 위한 값을 선정함으로써 표현된다고 제안하는 바이다. 따라서 $q_u$에 대해

$$q_u(\text{ design}) = m_{q_u} - \sigma_{mq_u}, \tag{3.8.1.166}$$

여기서, $\sigma_{mq_u} = \frac{t\sigma_{q_u}}{\sqrt{n}}$ (3.8.1.167)

여기서, $t$는 스튜던트 $t$ 분포로부터 신뢰수준(99% 신뢰수준에 대해 2.58과 같음)이고 $\sigma_{q_u}$는 개별적인 일축압축강도의 표준편차이다. 비슷한 과정이 $q_u$(design)을 구하는 데에 적용될 수 있었다. 수행된 강도시험의 수가 증가함에 따라 $\sigma_m$값은 감소하고 $f_{max}$(design)값은 증가한다는 것은 명백하다. 설계자는 많은 수의 코어샘플을 얻는 비용 대 하나 이상의 실물크기 재하시험을 수행하는 비용, 대 매우 안전측의 $f_{max}$ 값으로 설계하는 것을 비교하여야 한다.

⑨ Kulhawy and Phoon(1993)

Kulhawy and Phoon(1993)은 127개의 토사지반에서의 재하시험과 114개의 암반에서의 재하시험의 분석으로부터 흙과 암반에 소켓된 천공말뚝의 단위 측면 저항력의 표현을 발전 시켰다. $q_{max}$를 추정하기 위한 어떤 과정도 제공하지 않았다. 그 데이터가 흙과 암반 모두로부터 획득한 후 그들은 일축압축강도보다는 비배수 전단강도에서 점착력계수 $\alpha$를 결정하기로 했다.

$$\alpha = f_{max}/c_u = 2\alpha_q \tag{3.8.1.168}$$

그들의 결과는 그림에서 나타낸 바와 같이 $c_u/p_a$ 또는 $q_u/2p_a$로서 정의되는 평

균 전단강도 대 접착력계수 $\alpha_c$ 으로서 작성된다.

재하시험의 자료를 기초하여 Kulhawy and Phoon(1993)은 또한 최대 단취 측면저항력($f_{max}$)은 일반적인 암반 소켓에서는 다음 식과 같이 계산되어진다고 제안하였다.

$$\frac{f_{max}}{p_a} = \Psi\left[\frac{q_u}{2p_a}\right]^{0.5} \qquad (3.8.1.169)$$

여기서, $p_a$=대기압

$\Psi$=설계를 위한 정량적인 거침계수

1 : "gun-barrel-smooth"소켓을 일으키는 조건일 때

2 : 보통 천공 조건일 때

3 : 시추공이 매우 거칠 때 (예, 인위적으로 거칠게 했을 때)

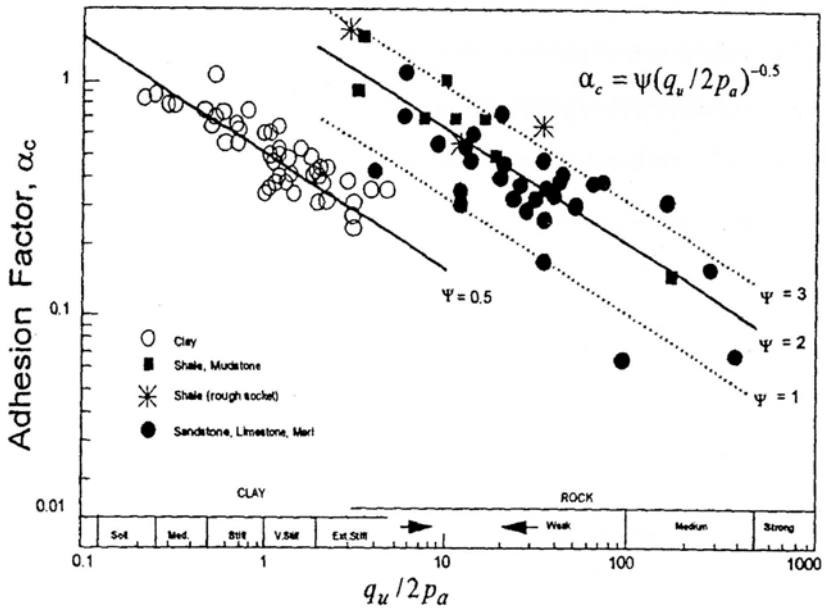



그림 3.8.1.66점착력계수 대 평균 전단강도

⑩ Mayne and Harris(1993) - FHWA(1999)

점착력이 없는 IGM은 N>50회/0.3m인 모래 또는 자갈같은 지반이다. $f_{max}$는 그러한 흙에 아래 식을 사용하여 산정할 수 있다. O'Neill et al.(1996)은 Mayne and Harris(1993)의 연구에 SPT N값을 사용하는 과정을 따르는 것을

추천했다. 이 방법은 사용되어 왔고, 미국의 Piedmont 지방에 있는 잔류 운모 모양의 모래에 실-크기의 천공말뚝의 재하시험에 의해 입증되어 왔고 미국의 북동부 지방에 있는 과립상의 빙역토에서도 입증되어왔다(O′Neill et al. 1996).

어떠한 하나의 층을 갖는 IGM의 선행입밀 압력, $\sigma_p'$은 그림에 주어진 관계로부터 산정된다. 그리고나서 중간층에서의 수직유효응력, $\sigma_v'$을 측정한 후에 과입밀비, OCR은 다음 식으로 산정된다.

$$\sigma_p' = 0.2\, N_{60}\, p_a \tag{3.8.1.170}$$

$$OCR = \sigma_p'/\sigma_v' \tag{3.8.1.171}$$

$N_{60}$은 SPT 해머의 포텐셜 에너지의 60%가 drive string으로 전달되는 상태에서 타격치/0.3m 단위를 갖는 정확하지 않은 STP 타격 횟수이다. 그리고 $p_a$는 계산에서 사용되는 단위 대기압이다. 그다음에 $\phi'$는 다음으로부터 계산된다.

$$\Phi' = \arctan\left\{\left[\frac{N_{60}}{12.2+20.3\left(\frac{\sigma_v'}{\sigma_p'}\right)}\right]^{0.34}\right\} \tag{3.8.1.172}$$

그 밖에,

$$K_0 = (1-\sin\Phi')OCR^{\sin\Phi'} \tag{3.8.1.173}$$

$$f_{\max} = \sigma_v' K_0 \tan\Phi' \tag{3.8.1.174}$$

그 방법은 과립상의 IGM에서 $K = K_0$이고 $\delta = \phi'$이라고 추측하였다. 명백하게 도급자가 연장된 기간 동안 시추공을 개방된 상태로 두었거나 그렇지 않고 좋은 연습으로부터 빗나가게 된다면이 과정에서 $f_{\max}$를 과대평가할 수 있을 것이다.

O′Neill et al(1996)은 $N_{60}$이 측정된 $N_{60}$의 실제값에 관계없이 이 방법에서 100을 초과하는 것을 취하지 말라고 추천하였다. 그렇지 않으면 그 방법은 $f_{\max}$를 과대예측 할 것이다. 이 방법이 정상적인 동안 다양한 계수와 지수들은 경

험적으로 Piedmont 지방에 있는 잔류토에 근거하였다. 그러므로 현지 상호 관계는 추천된다.

⑪ O′Neill and Hassan(1993)

O′Neill and Hassan(1993)은 Texas Dallas의 Eagle Ford Formation에서의 천공말뚝의 측면저항력을 추정을 위해 서술했다. Eagle Ford Formation은 폭넓게 다양한 압축강도를 갖는 몇몇의 암석의 단위를 포함하는 백악기 후기의 Clay-Shale(연암)이다. 이 방법은 경험적이고 Dallas 지역 내 Eagle Ford Formation에서의 4개 현장에서 여섯 개의 실제크기의 압축 재하시험의 결과를 분석한 것에 기초하였다. O′Neill and Hassan은 일축압축시험에서 측정된(소켓 내부의 암반의 강도의 변화성(절리와 불연속)과 구조 요소(거침과 오염))것 처럼 caly-shale의 강도를 고려한 특별한 지질 형태에서 단위 측면 저항력을 위한 설계 공식을 제의했다.

$$\frac{f_{max}}{q_u} = \alpha\beta\partial\sigma \qquad (3.8.1.175)$$

여기서, $f_{max}$ : 최대공칭단위주면저항력( 즉, 보정 안 한 )

$q_u$ : 암반의 일축압축강도( 견고한 점토의 관입 고려 안 함 )

α : 소켓 주위 암반에 대한 착공교란 및 응력개방의 영향을 고려한 암석강도감소계수

β : 암반 내의 불연속의 존재를 고려한 계수

∂ : 굴착공 표면의 거칠기 또는 조직계수

σ : 부수적인 청소 없이 물이 있는 채로 착공하여 생긴 재성형효과를 고려한 오염( smear )계수

⑫ O′Neill et al.(1996)

첫 번째 방법은 접촉면을 추정하는 것을 제안했다. 첫째로, 1또는 2종 IGM에 무한 변위에서의 추정 최대 평균 단위 측면저항력( $f_a$)은 다음과 같이 측정된다.

$$f_a = c_r + \sigma_n \tan\Phi_r \quad (3.8.1.176)$$

여기서, $c_r$=연암 또는 IGM의 배수 점착력

$\sigma_n$=말뚝에 재하되기 전 시추공 벽에서의 수평응력

$\Phi_r$=연암 또는 IGM에서의 배수된 내부마찰각

$\sigma_n$은 소켓의 중간부에서 시추공안에 콘크리트 타설 후 콘크리트의 압력으로 구할 수 있다. 저자는 인용된 보고서에서 $\sigma_n$을 측정하는 간편방법을 주었다.

접촉면 전단강도계수가 알려지지 않았다면 다음의 근사식을 사용한다.

$$f_a = \frac{q_u}{2} \quad (3.8.1.177)$$

두 번째 방법은 시추공 콘크리트벽이 부착되지 않았을 때의 방법이다. 매끄러운 시추공인 1종 또는 2종 IGM의 무한 불연속면에서 추정 최대 평균 단위주면 전단 저항력 $f_a$를 산정하기위해 다음 식을 이용한다.

$$f_a = \alpha_q q_u \quad (3.8.1.178)$$

여기서, $\alpha_q$=그림 3.8.1.68으로부터 결정된 비례상수

그림 3.8.1.67에서 계수 $\sigma_p$는 설계자에 의해 적용된 대기압의 값이다. 그림 3.8.1.67은 암-콘크리트 미끌림 마찰각인 $\Phi_{rc}=30°$의 사용에 기초하였다. 그것은 미국의 clay-shale과 이암(mudsotne)의 전형적이라고 믿어졌던 Eagle Ford clay-shale에서 현장시험에서 측정된 값이다. $\Phi_{rc}$가 30°가 아니라는 증거가 제시된다면 그때는 $\alpha_q$는 다음에 의해 구해야 한다.

$$\alpha_q = \alpha_{q\,\text{그림}3.6.10} \frac{\tan\Phi_{rc}}{\tan 30°} \quad (3.8.1.179)$$

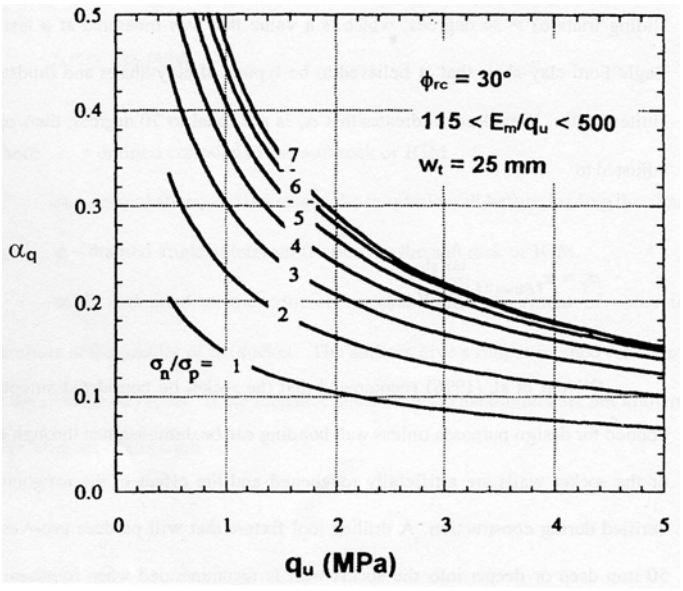



그림 3.8.1.67 매끄러운 제1종 또는 2종 IGM의 계수 $\alpha_q$ (O'Neill et al., 1996)

⑬ TxDOT(2000)

- TxDOT Geotechnical Manual( TxDOT, 2000 )에 기술
- 그림 3.8.1.68과 그림 3.8.1.69참조
- 극한 단위선단저항력 최고값 6200kN/m2( 100회 타격당 관입량 50mm의 TCP값 )
- 극한 단위주면저항력 최고값 975kN/m2( 100회 타격당 관입량 50mm의 TCP값 )

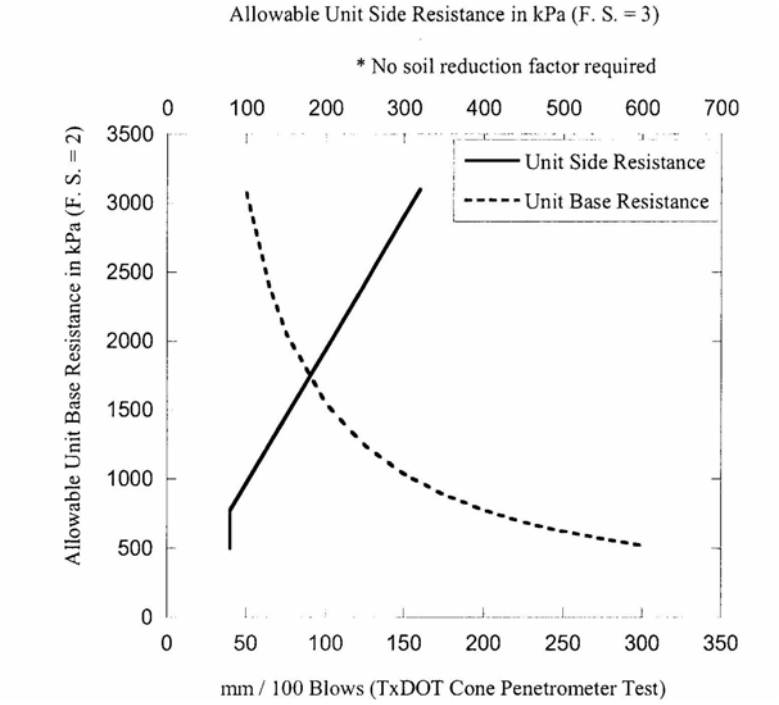



그림 3.8.1.68 TCP > 100회/300mm 에 대한 허용 단위 선단 및 주면저항값

( TxDOT Geotechnical Manual, 2000 )

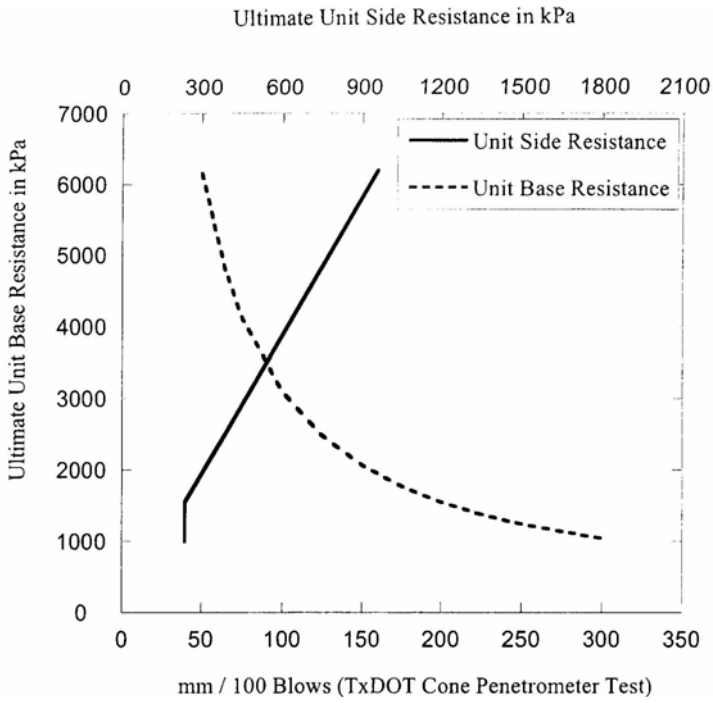



그림 3.8.1.69 TCP > 100회/300mm 에 대한 극한 단위 선단 및 주면저항값

( TxDOT Geotechnical Manual, 2000 )

⑭ Ng et al.(2001)

Ng et al.(2001)은 큰 스케일의 암반소켓 측면저항력을 고려한 말뚝의 현장실험 데이터베이스를 검토하였다. 61개의 실험 모두 검토 하였다. 35개의 실험은 분해된 암에서이고, 13개의 실험은 홍콩에서 직경 1.0m에서 1.3m의 말뚝에 시험하였고, 실험의 44개는 퇴적암에서 행하였다. 소켓 실험은 문헌에 있는 측면전단 설계식과 비교하기 위해 연구되었다. 조사자는 각각의 실험에서 $q_u$의 평균 값(또는 $f_c'$가 $q_u$보다 작은 경우에는 $f_c'$)에 대하여 $f_{\max}$의 값을 측정된 평균을 도시화 함으로써 그들의 경험적 데이터베이스를 분석하였다. 그들은 평균 최대 소켓 측면저항력($f_{\max}$)는 다음 식에 보이는 것처럼 $q_u$와 관계될 수 있다고 결론을 내렸다.

$$f_{\max}(\text{MPa}) = 0.19\sqrt{q_u(\text{MPa})} \qquad (3.8.1.180)$$

Ng et al.(2001)은 위의 식은 길이-직경의 비가 3.5보다 작은 소켓에 적용할 수 있다고 주장하였다. 그림은 평균 단위측면저항력($f_{\max}$)과 그들의 실험데이터를 사용함으로써 개발되어진 RQD의 다양한 범위에 대한 $q_u$대 $q_u$로 불리는 암반의 압축강도($q_u$) 비율을 보여준다. Ng et al.(2001)의 방법의 비평으로서 $f_{\max}/q_u$는 $q_u$의 증가에 따라 감소하는 경향이 있다. 그러나 그것들은 RQD, $q_u$ 그리고 $f_{\max}$사이의 관계가 명확하지 않음을 나타낸다. 그러나 이 방법은 시추공의 거칠기정도, 천공도구, 또는 암반 형태를 고려하지 않았다.

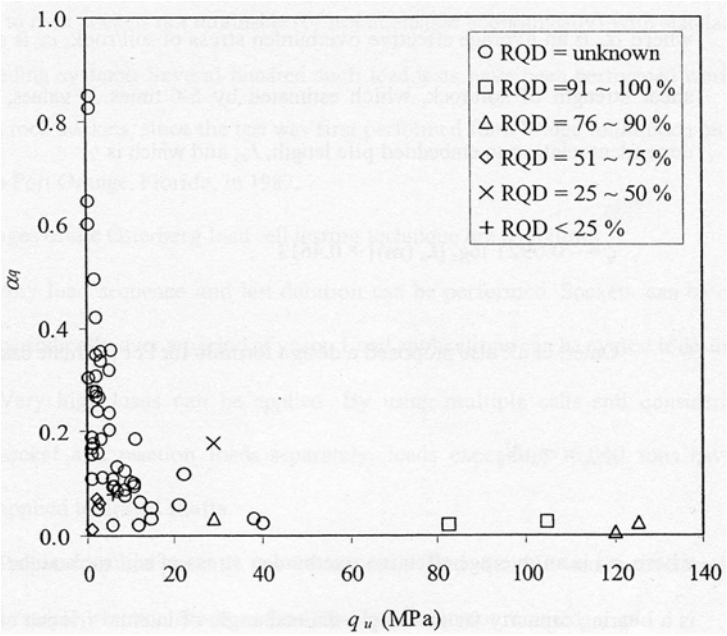



그림 3.8.1.70 Ng et al.(2001)의 데이터베이스로부터 다양한 RQD의 $\alpha_q$대 $q_u$

⑮ Castelli and Fan(2002)

Castelli and Fan(2002)는 McVay, et al.(1992)의 설계방법과 SPT N값과 석회암과 이회토의 $q_u$와 $f_{max}$ 사이의 상호관계를 개발한 Law(1995)방법을 증명하였다. 이 접근은 Texas 석회암에서의 TCP와 Nspt을 연관짓는 것이 가능해지면서 통용하고 있는 TCP와 $f_{max}$의 관계의 연구에 유용하게 접근할 수 있다. Castelli and Fan에 의해 기초 설계를 위해 사용된 극한 $f_{max}$값은 표에 요약되었다. 석회암에서 측정된 단위 주면 마찰력 값은 McVay et al(1992)와 Law(1995)에 의해 제안된 방법을 사용하여 결정한 설계값과 일반적으로 일치된다.

표 3.8.1.17 기초설계에 사용되는 석회암의 $f_{max}$( Castelli and Fan, 2002 )

| 석회암 분류 | $q_u$( MPa) | SPT N값 | $f_{max}$(kPa) |
|---|---|---|---|
| 약하게 교결 | < 4.8 | 25 ~ 100/300mm | 960 |
| 교결 | 4.9 ~ 12.0 | 100 ~ 50/50mm | 2870 |
| 강하게 교결 | > 12.0 | > 50/50mm | 8620 |

⑯ Omer et al.(2002)

Omer et al(2002)는 U.K.의 남부 웨일즈의 Mercia 이암에서의 측면저항력과 선단저항력을 구하는 설계방법을 제안했다. 이 방법은 경험적이고 U.K.의 남부 웨일즈의 Mercia 이암 6개의 실제 크기의 재하시험의 결과를 분석하는데 기초하였다. Omer et al.(2002)는 표준 침투 시험을 고려한 특정의 지질학적 형식에서의 극한 단위 측면 저항력을 위한 설계식을 제안하였다.

$$f_{\max} = \zeta(\sigma_{vs} + 2c_u) \tag{3.8.1.181}$$

여기서, $\sigma_{vs}$ = 흙/암반의 평균 유효 과하중 응력

$c_u$ = 5~6번의 $N$값에 의해 측정된 흙/암반의 평균 일축 전단강도

$\zeta$ = 뭍힌 말뚝 길이($L_s$)에 관하여 종속된 깊이

$$= -0.0921 \log_e[L_s(m)] + 0.4613 \tag{3.8.1.182}$$

## 마. 요약 및 문제점 분석

암반근입말뚝의 합리적인 지지력 추정을 위한 기초 단계로, 먼저 국내에서 주로 사용되는 시방서에서 규정하는 암반근입말뚝 설계기준을 정리하며, 다음으로 기존 설계기준의 국내 풍화암 및 연암에의 적용성에 대해 고찰하였다.

여러 시방기준에 대한 검토 결과, 현재까지 국내의 풍화암 및 파쇄가 심한 연암에 근입된 말뚝의 지지력을 합리적으로 추정할 수 있는 관련시방은 아직 없는 것으로 나타났다. 그 이유는 국내의 암반과 국외의 암반 특성이 다른점, 국내 시방이 국외의 시방의 답습단계에 머물고 있다는 점, 현재까지 국내에서 수행된 다수의 암반근입말뚝 관련 연구 성과가 아직 시방에 포함될 정도로 체계화되지 않고 개개의 연구에 대한 데이터베이스화가 이루어지지 않았다는 점을 들 수있다. 이런 연유로 현재 국내 암반근입말뚝의 설계는 풍화암 또는 파쇄암의 지지력을 토사의 한계값을 적용하여 계산하거나 무시하는 등 매우 비경제적인 설계 및 시공이 이루어질 수 밖에 없었다. 향후 보다 경제적이고 신뢰성 있는 암반근입말뚝 설계 기법의 도출을 위해서 국외 시방의 국내 적용성 분석, 국내 실정에 알맞은 새로운 설계기법의 개발이 필요하다. 이러한 과업을 성공적으로 수행하

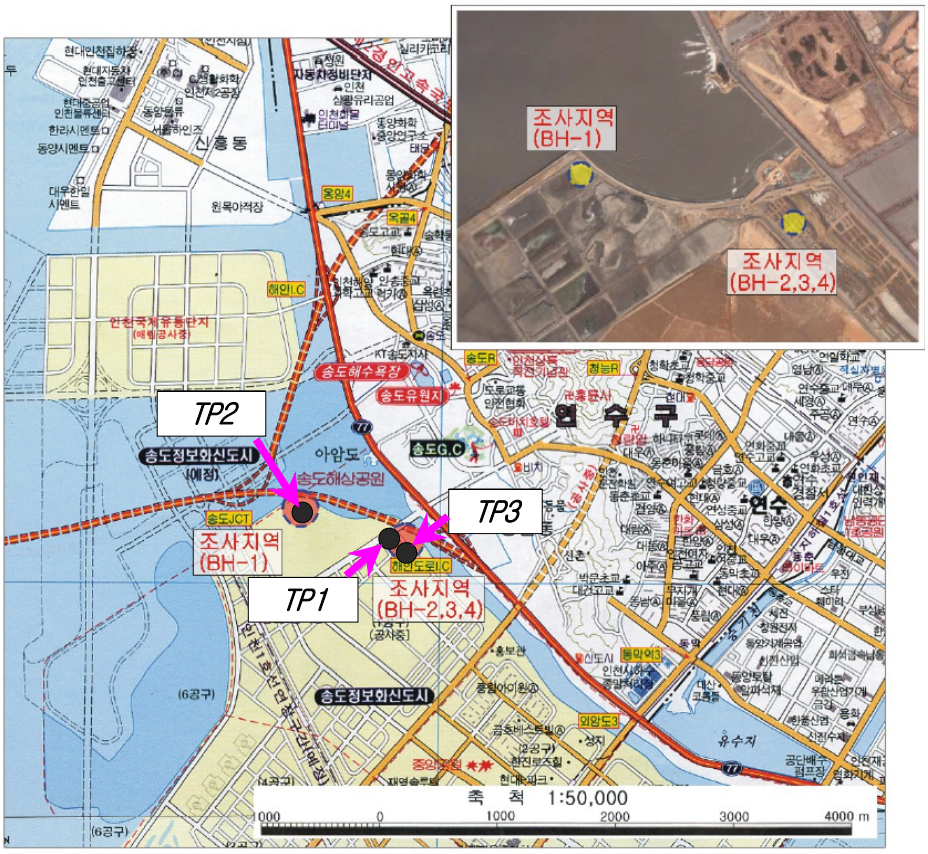
기 위해서는 관련 연구자들의 공동작업을 통한 국내 암반근입말뚝 관련 재하시험 자료의 데이터베이스화가 가장 절실하다.

## 2. 현장시험 자료 수집 및 분석

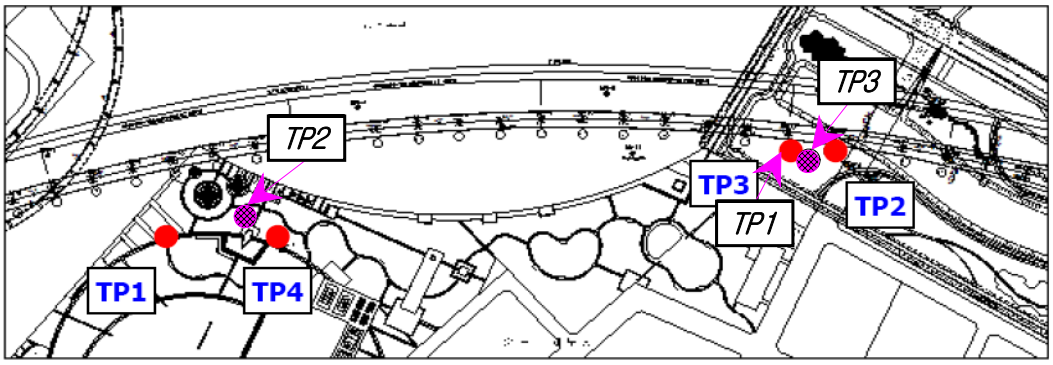
### 가. 현장시험 개요

전절에서의 검토결과를 토대로 국내 암반근입말뚝 관련 재하시험 자료의 데이터베이스화가 가장 절실하다는 것을 알았다. 그러나 한 기관의 실험결과 또는 단기간의 자료만으로는 신뢰성 있는 데이터베이스 구축이 어려운 것도 사실이다. 따라서 본 과업에서 수행된 재하시험을 포함한, 국내에서 수집가능한 자료를 최대한 수집하고자 하였다. 단, 자료구축시 축하중전이 측정이 수행되었으며, 지반 파괴시까지 시험을 수행한 자료에 한하여만 수집 및 정리하고자 하였으나, 이러한 조건을 만족하는 기존 재하시험 자료는 그 수가 매우 적음을 알 수 있었다.

본 연구에서 사용된 현장재하시험은 인천대교와 기존의 고속도로를 연결하기 위한 인천대교 연결도로 국고구간 현장재하시험결과와 인천송도 매립지 현장재하시험결과를 사용하였다. 현장에 적용될 실규모 시험말뚝을 노선에 인접한 지반에 시공하고 양방향유압재하방식에 의한 재하시험(즉, 현장 선단유압 재하시험)을 실시하였다. 이 실험은 재하시험 부지에 대하여 지반현황을 파악하고, 조사결과에 따른 공학적 특성을 검토하여 설계를 위한 기초자료를 제시하기 위하여 수행하였다. 8공의 시추조사가 수행되었고, 연암과 풍화암의 지지력 특성을 파악하기 위하여 양방향유압재하방식에 의한 재하시험이 수행되었다.




(a) 시험말뚝 위치도




(b) 시험말뚝위치 상세도

그림 3.8.2.1 시험말뚝의 시공위치도 및 상세도

시험말뚝은 총 6기가 제작되었다. 상부 토층 및 일부 풍화암층은 케이싱을 설치하여 해머그라브로 굴착하였으며, 공벽이 유지되는 선단부의 암반은 RCD 공법으로 굴착하였다. 굴착공 형성 후, 재하시험을 위한 유압잭과 부속기구 및 하

중전이 분석을 위한 스트레인 게이지가 장착된 철근망을 근입한 후 콘크리트를 타설하였으며, 동시에 케이싱을 인발하였다.

그림 3.8.2.2에는 시험말뚝의 개요 및 시험말뚝의 지반상태를 대표할 수 있는 인접 시추공에서의 지반조사 결과 및 현장시험결과들을 보여주고 있다.

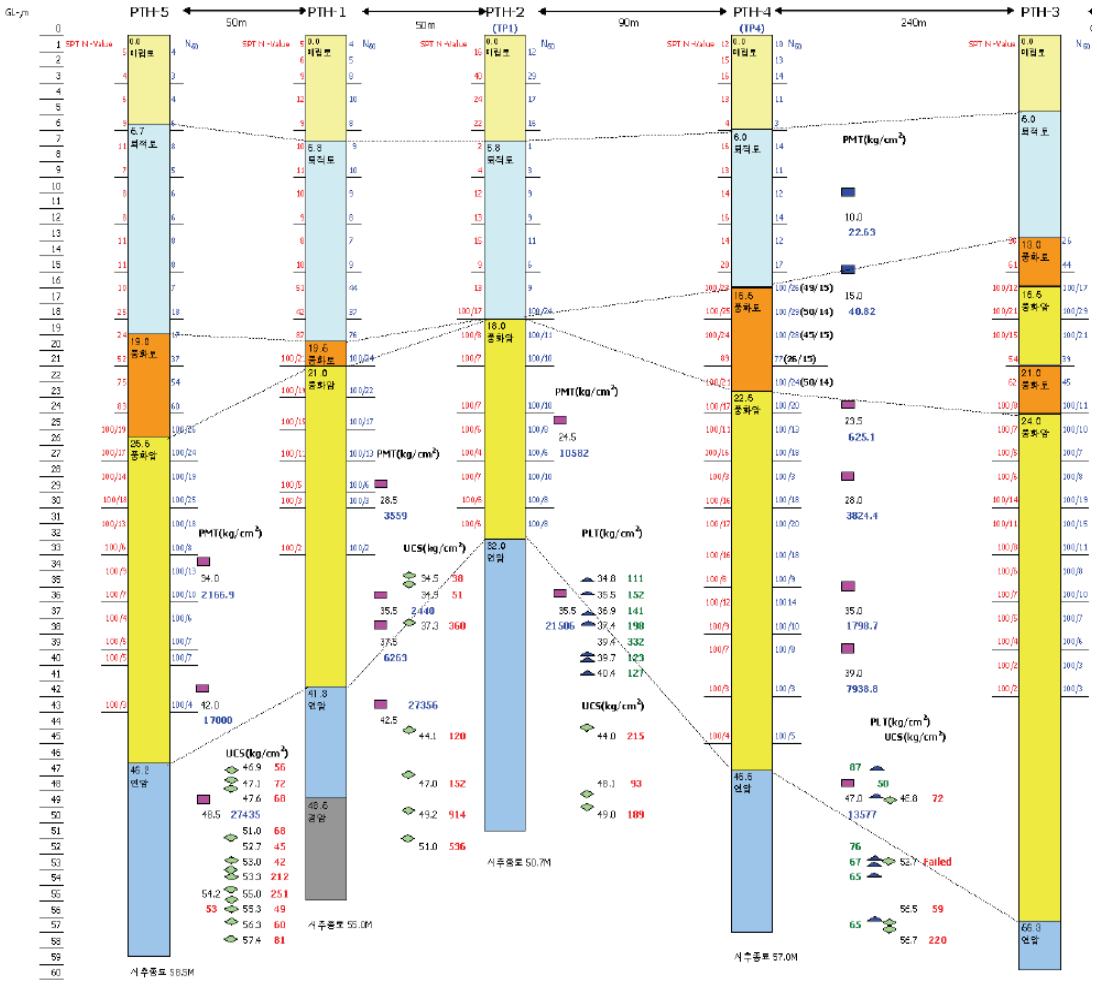



그림 3.8.2.2 지반조사 결과(TP1~TP4)

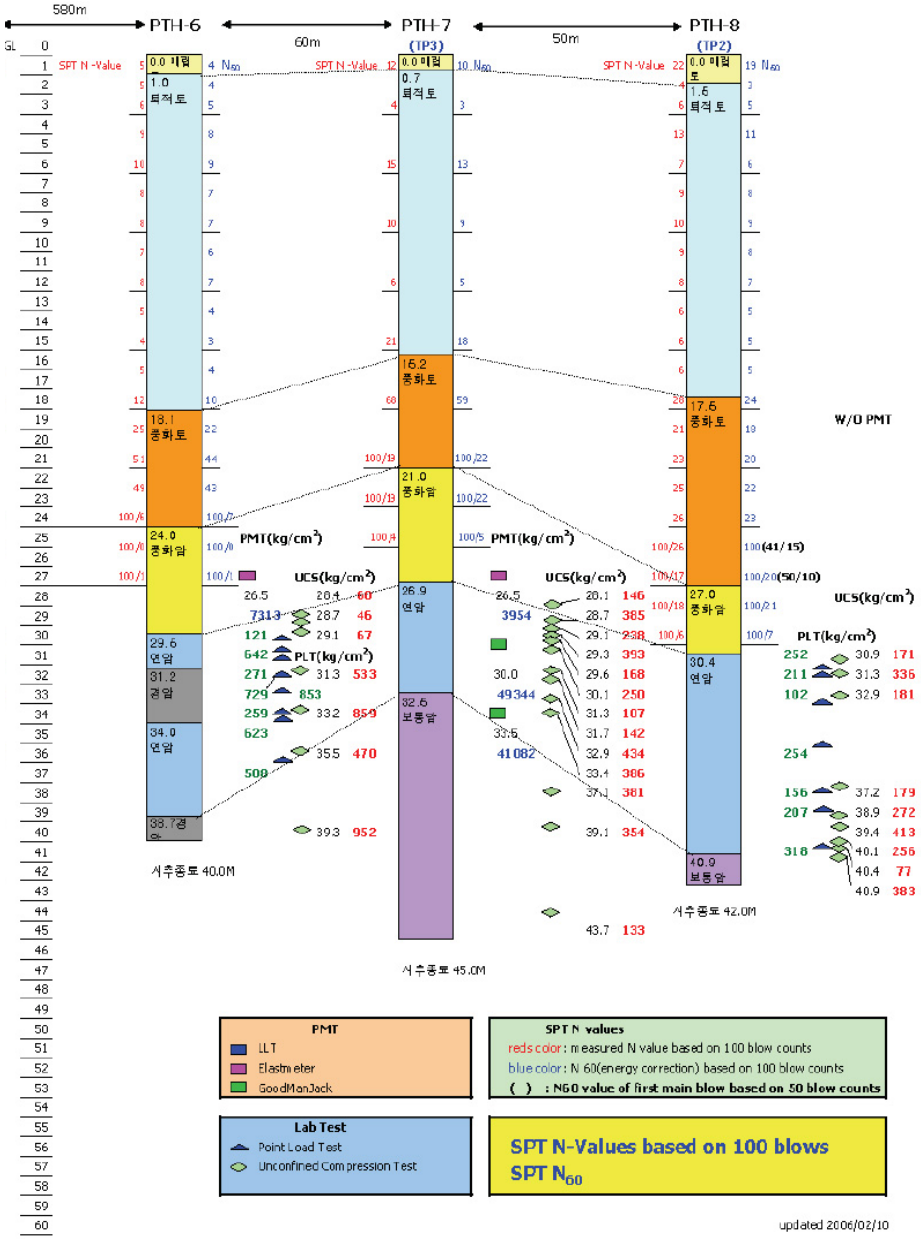
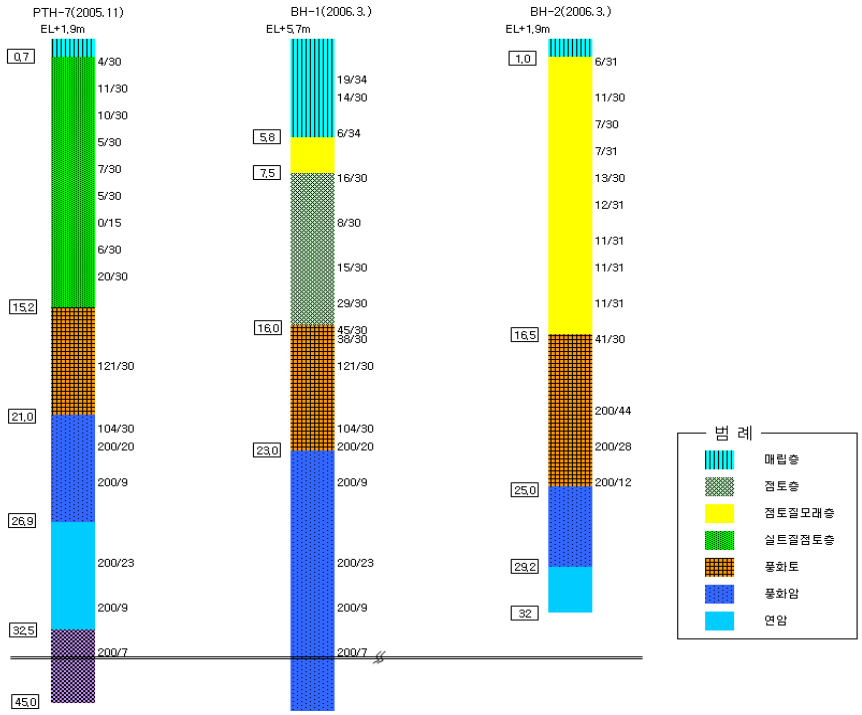



그림 3.8.2.2 지반조사 결과(TP1～TP4) (계속)




(a) 연암소켓조건 (b)풍화암소켓조건 (c) 풍화토소켓조건

그림 3.8.2.3 지반조사결과 (TP3-2, TP3-3)

시험부지의 지층 분포는 그림 3.8.2.2와 그림 3.8.2.3과 같이 상부에서 매립층, 점토질 모래층, 점토층, 풍화토층, 풍화암층, 연암층의 순서로 분포하였으며, 표 3.8.2.1에 시추공별 지반조사결과를 요약하였다.

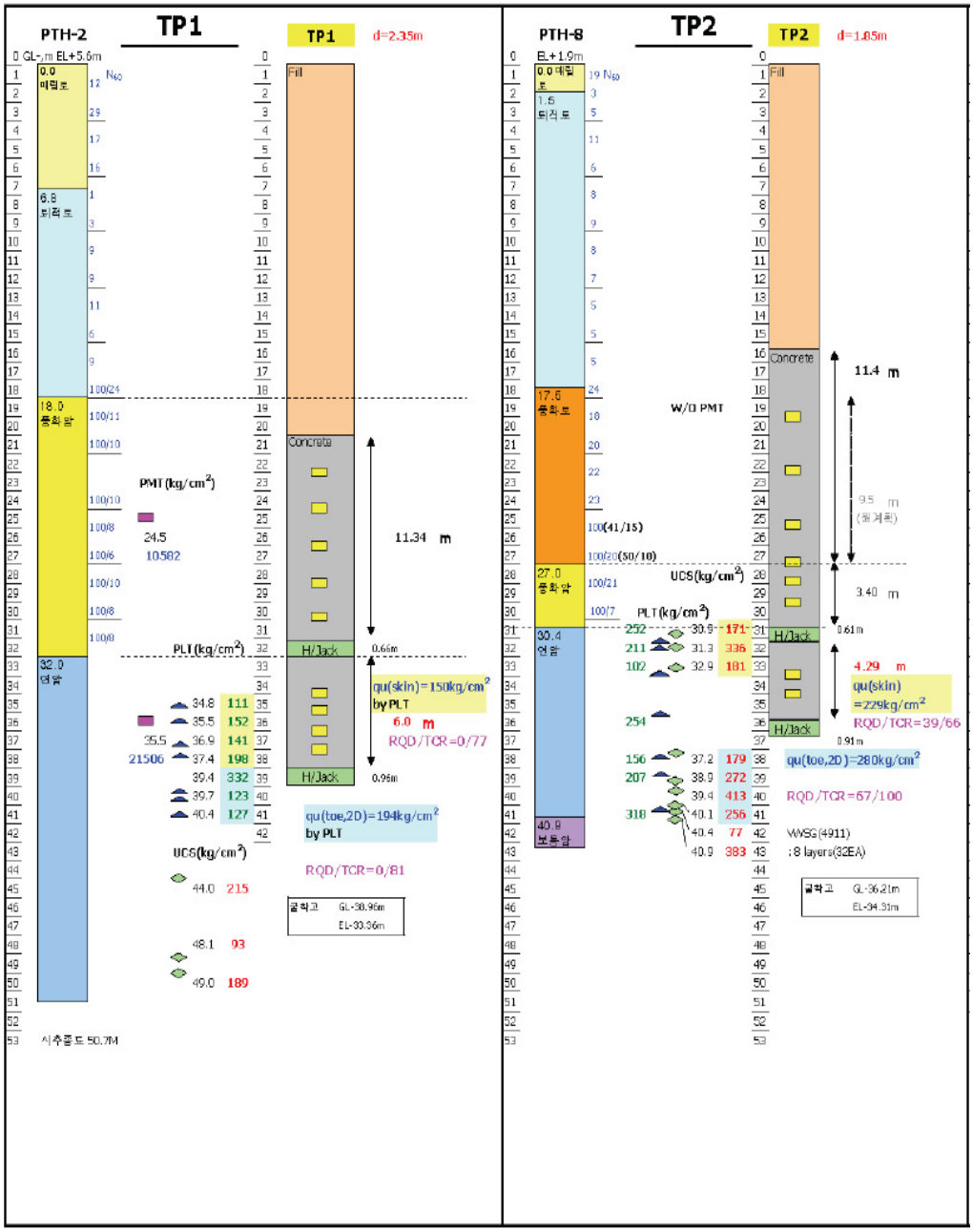



그림 3.8.2.4 시험말뚝 및 지반상태 개요도(TP1～TP4)

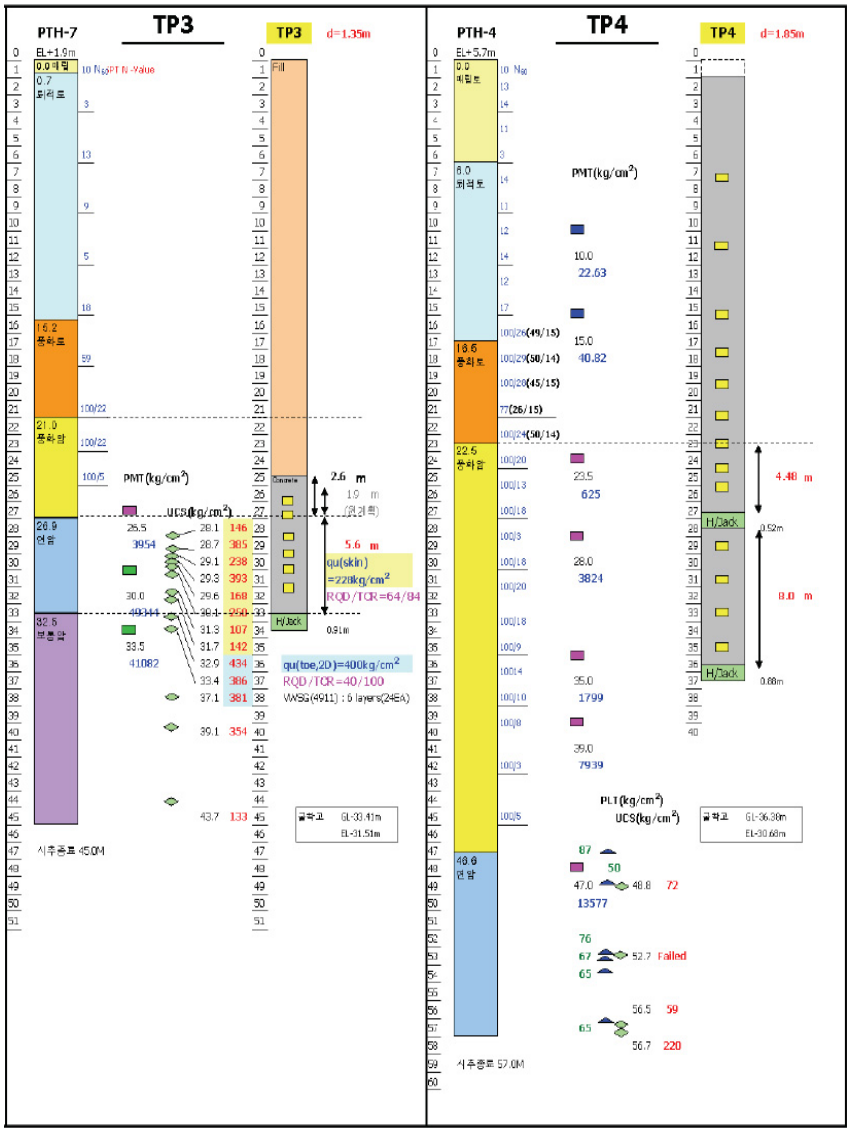



그림 3.8.2.4 시험말뚝 및 지반상태 개요도(TP1～TP4) (계속)

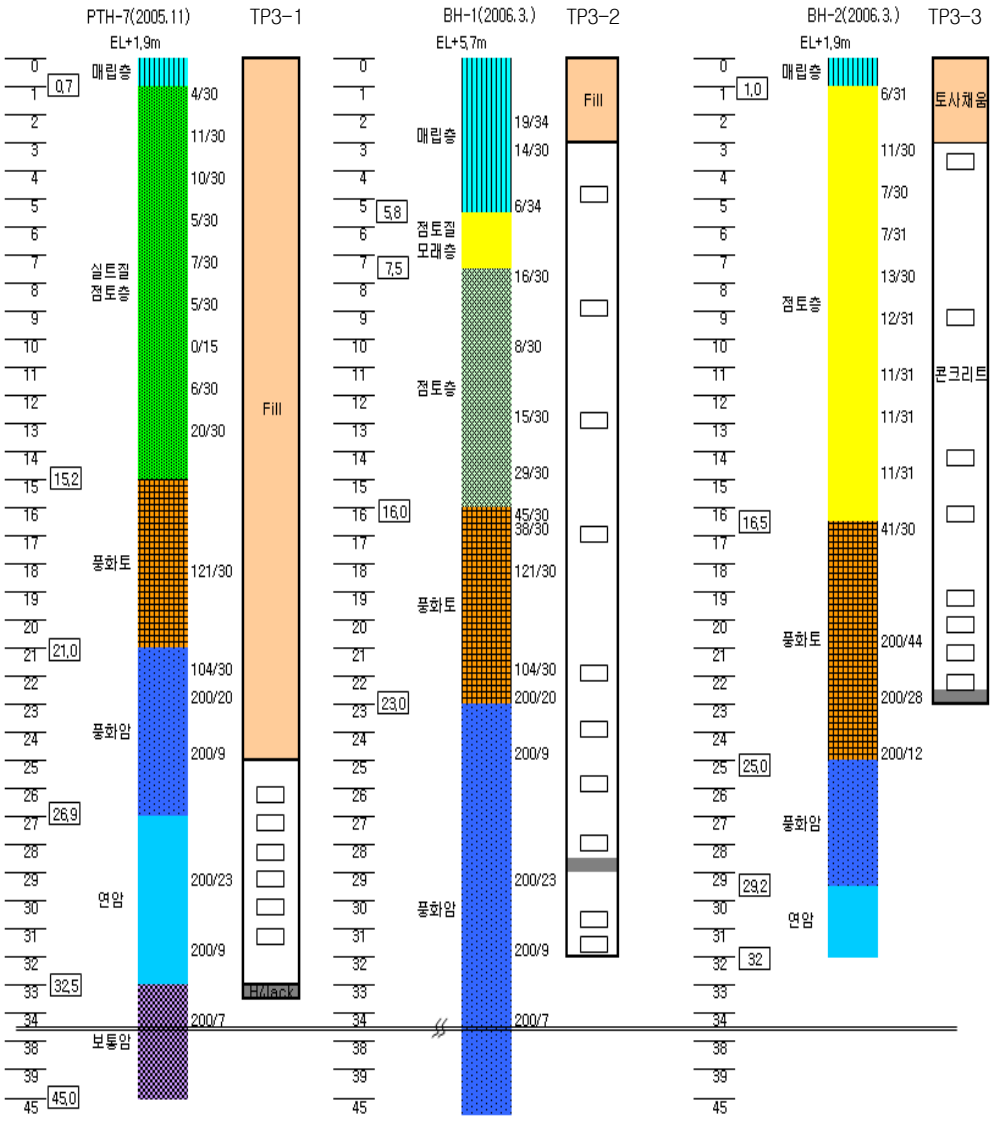



그림 3.8.2.5 시험말뚝 및 지반상태 개요도(TP3-2, TP3-3)

표 3.8.2.1 시추공별 지층의 두께 및 조사결과 요약

| 지층명 \ 공번 | | BTH-7 | BH-1 | BH-2 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|
| 매립층 | | 0.7 | 5.8 | 1.0 | · 점토, 모래, 자갈의 혼합<br>· N-값 : 14/30~19/30(BH-1) |
| 점토질 모래층 | | - | 1.7 | - | · N-값 : 6/30(BH-1) |
| 점토층 | | 14.5 | 8.5 | 15.5 | · N-값 : 5/30~16/30(BH-1, 2), |
| 풍화대 | 풍화토 | 5.8 | 7.0 | 8.5 | · 심한 풍화상태<br>· N-값 : 20/30~45/30,~200/28 |
| | 풍화암 | 5.9 | 26.1 | 4.2 | · N-값 : 50/15 이상 풍화암으로 분류<br>· 심한풍화상태<br>· N-값 : 200/23~200/7 |
| 연암 | | 5.6 | 2.4 | 2.8 | · 풍화가 진전되고 일부 균열이 발달, 코아채취<br>· BH-1(편마암), BH-2(편마암을 관입한 화강암) |
| 계 | | 32.5 | 51.5 | 32.0 | |

## 나. 현장시험 결과

말뚝재하시험의 목적인 풍화토층과 풍화암층의 주면마찰력과 선단지지력, 연암층( $q_u = 100 \sim 300 kg/cm2$)의 주면마찰력 그리고 보통암층( $q_u > 300 kg/cm^2$)의 선단지지력을 산정하기 위하여 총 3개소에서 말뚝재하시험을 실시하였다. 표 3.8.2.2에는 각 시험말뚝의 특징이 간략하게 요약하였다.

시험말뚝의 축하중분포를 측정하기 위하여 그림 3.8.2.5과 같이 변형률 센서를 각 지층별로 설치하였다. 양방향고유압말뚝재하시험에서 재하장치 설치위치는 지반조건에 따라 선단이 아닌 말뚝 중간부에 설치될 수도 있다. 본 연구에서는 시험말뚝에 대한 양방향고유압말뚝재하시험을 수행하기 위하여 각 시험말뚝의 재하장치를 그림 3.8.2.5과 같이 설치하였다. 선단조건이 보통암과 풍화토인 경우에는 재하장치를 선단에 설치하였고, 선단조건이 풍화암인 경우에는 선단에서 3.5m 상부에 재하장치를 설치하였다. TP3-1, TP3-3은 각 단면 당 4방향으로 설치하고 TP3-2는 단면 당 3방향으로 설치하였다.

표 3.8.2.2 시험말뚝의 제원

| 구 분 | | TP3-1 | TP3-2 | TP3-3 |
|---|---|---|---|---|
| 선단지지층 | | 보통암 | 풍화암 | 풍화토 |
| 말뚝길이(m) | | 8.2 | 29 | 20 |
| 케이싱 외경(mm) | | 1500 | 1500 | 1500 |
| RCD 직경(mm) | | 1350 | 1350 | 1350 |
| 콘크리트 강도($kg/cm^2$) | | 767 | | |
| 소켓길이(m)/ 말뚝직경(mm) | 매립 | - | 3/1500 | - |
| | 퇴적토 | - | 10/1500 | 13.5/1500 |
| | 풍화토 | - | 6.5/1500 | 5.5/1500 |
| | 풍화암 | 2.6/1350 | 8.5/1500<br>1.0/1350 | - |
| | 연암 | 5.6/1350 | - | - |
| | 계 | 8.2 | 29 | 20 |
| 시험계획하중(ton) | 일방향 하중 | 4000 | 4000 | 3000 |
| | 양방향 합계하중 | 8000 | 8000 | 6000 |
| 양방향 고유압 말뚝재하장치 | 실린더의 용량 (tonf) | 1000 | 2000 | 1000 |
| | 실린더 수량 (ea) | 4 | 2 | 3 |

TP1 ~ TP4까지의 말뚝에 대해 재하시험을 수행하였으며 O-Cell을 가압하여 Upward와 Downward에 따른 말뚝의 깊이별 변형률 측정값과 말뚝 두부 및 선단 변위 측정값을 이용하여 깊이별 주면 하중전이곡선(f-w)과 선단하중전이곡선(q-w)을 그림 3.8.2.6~3.8.2.16에 도시하였다. 그림 내의 기호 WS, WR, SR은 각 Weathered Soil, Weathered Rock, Soft Rock의 약자이다.

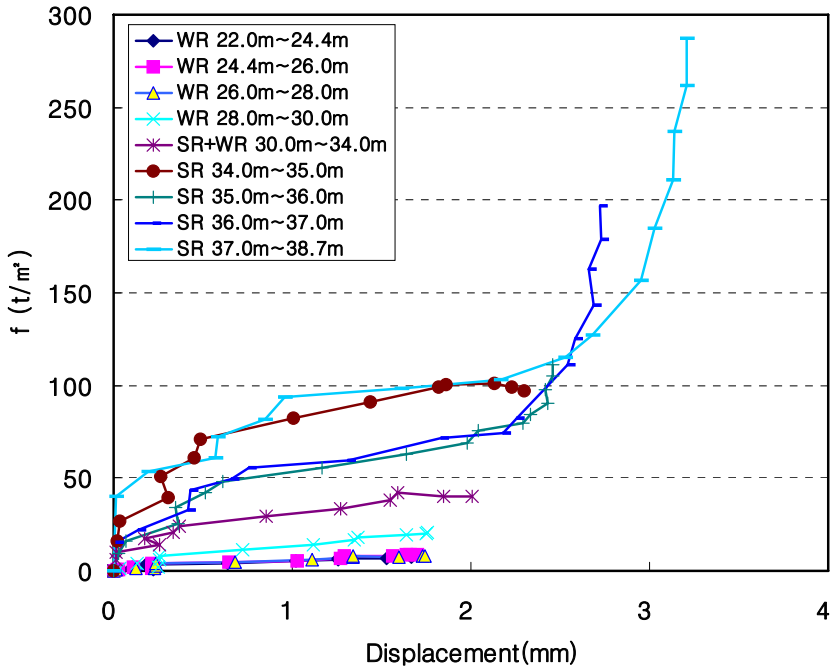



그림 3.8.2.6 TP1-ST1 Upward f-w곡선

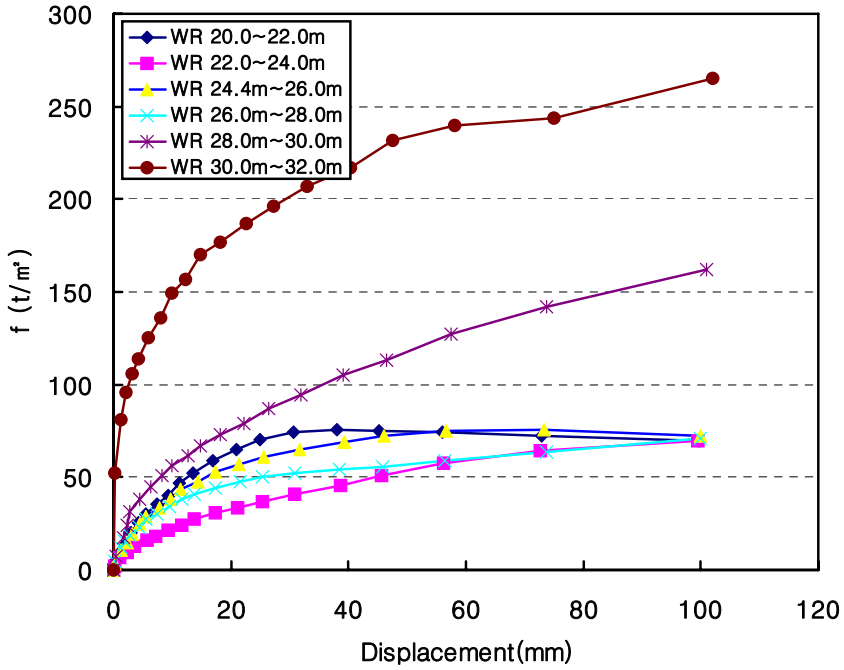



그림 3.8.2.7 TP1-ST2 Upward f-w곡선

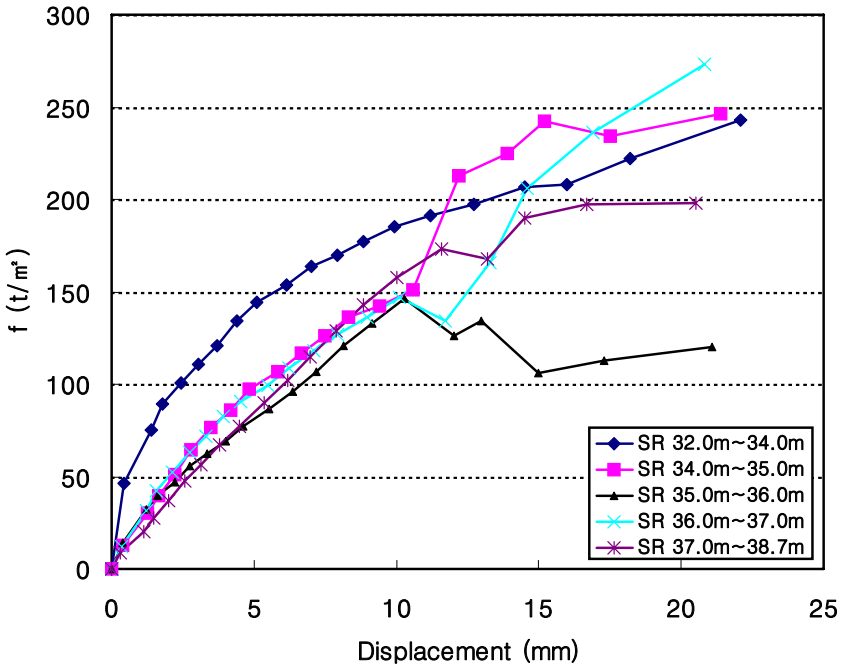



그림 3.8.2.8 TP1-ST2 Downward f-w곡선

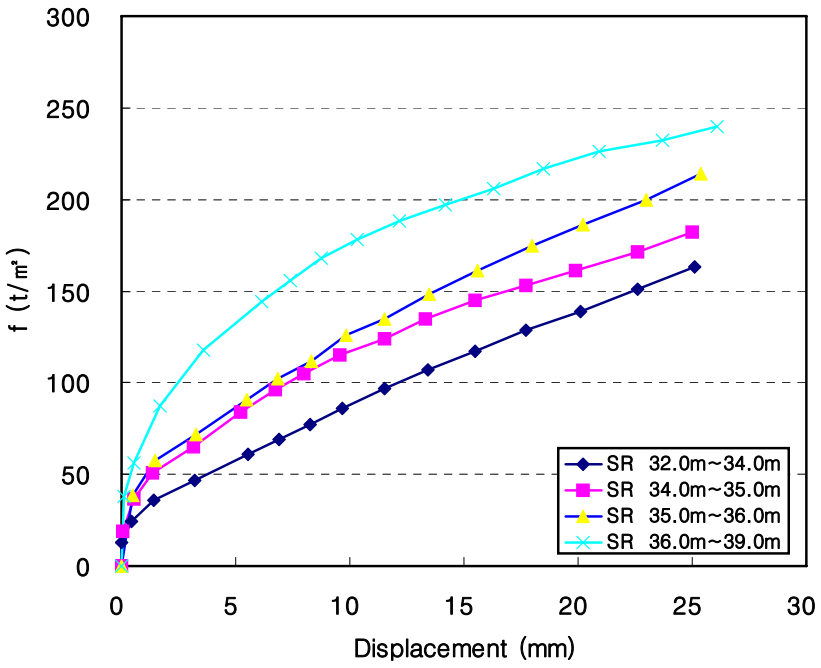



그림 3.8.2.9 TP1-ST3 Upward f-w곡선

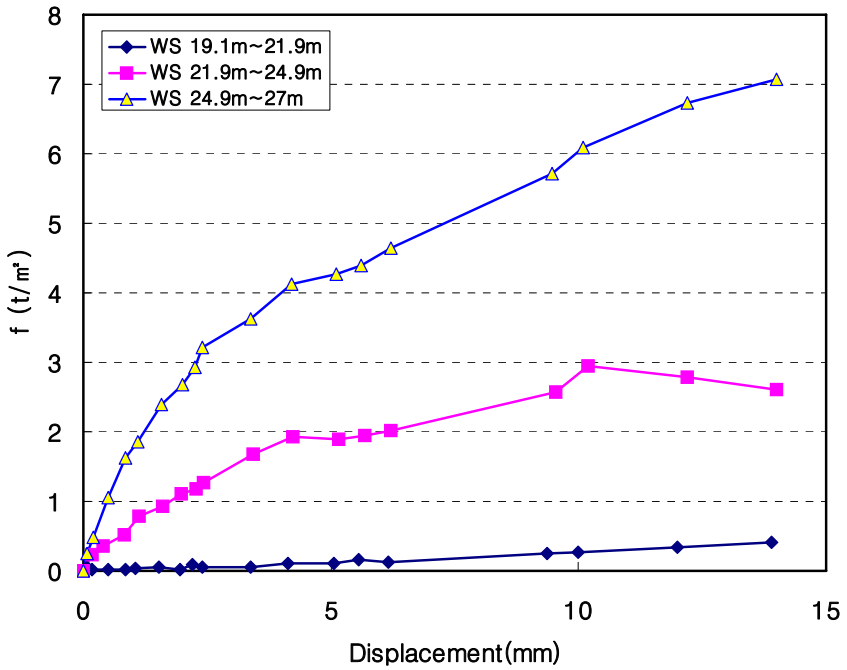



그림 3.8.2.10 TP2-ST1 Upward f-w곡선

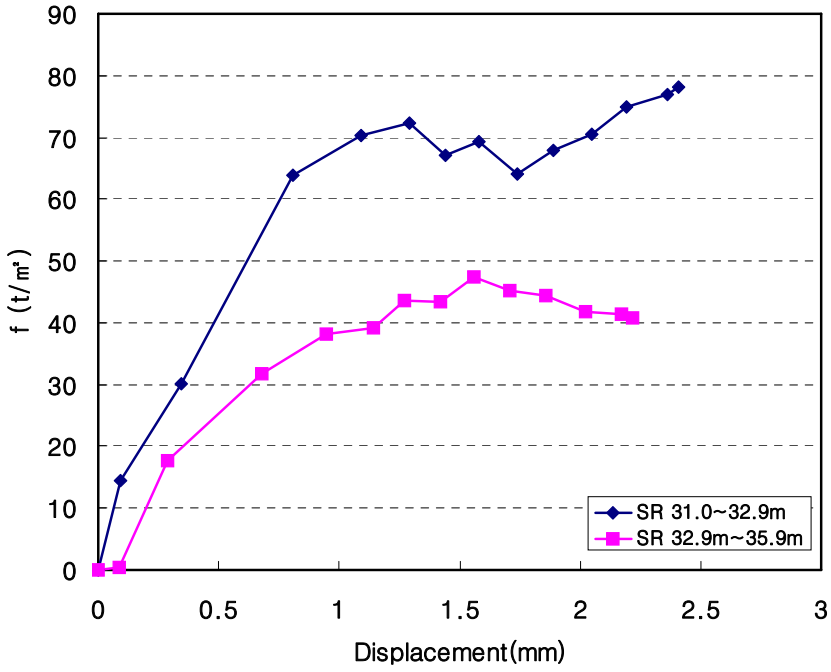



그림 3.8.2.11 TP2-ST2 Downward f-w곡선

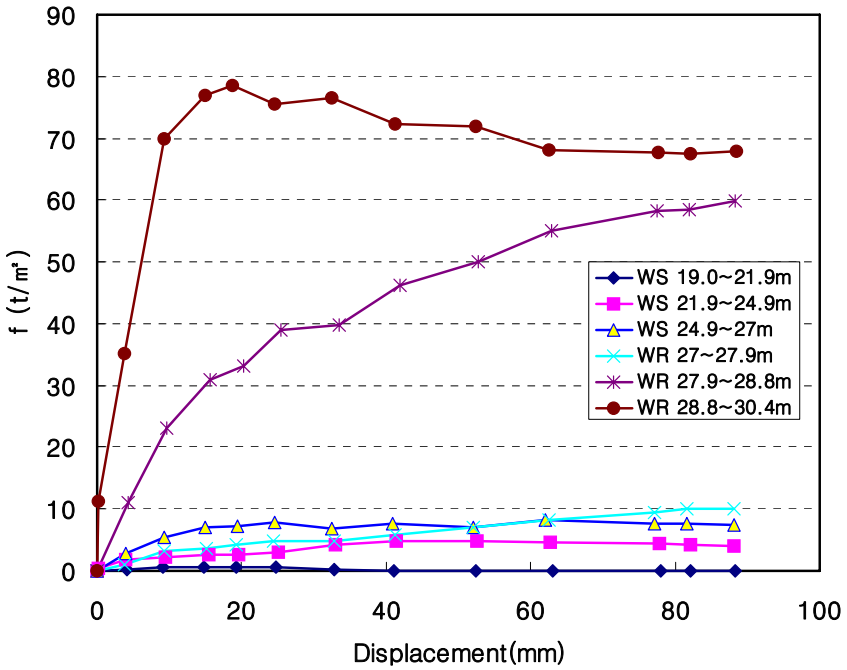



그림 3.8.2.12 TP2-ST2 Upward f-w곡선

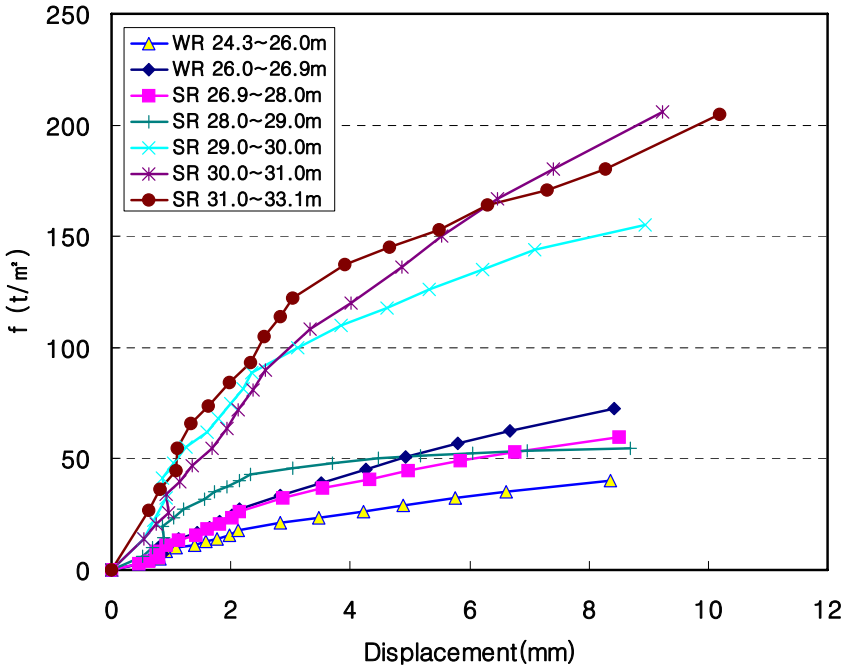



그림 3.8.2.13 TP3 Upward f-w곡선

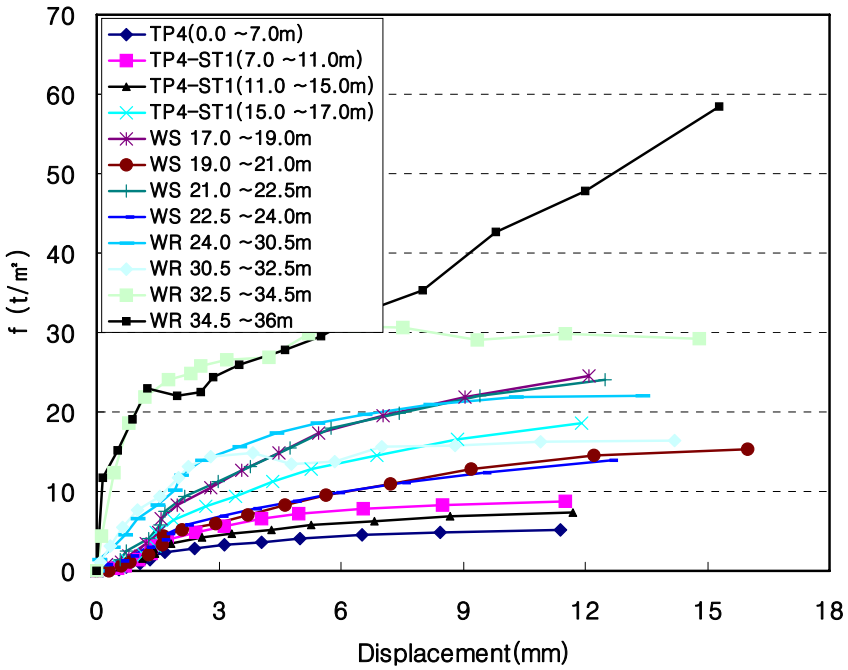



그림 3.8.2.14 TP4-ST1 Upward f-w곡선

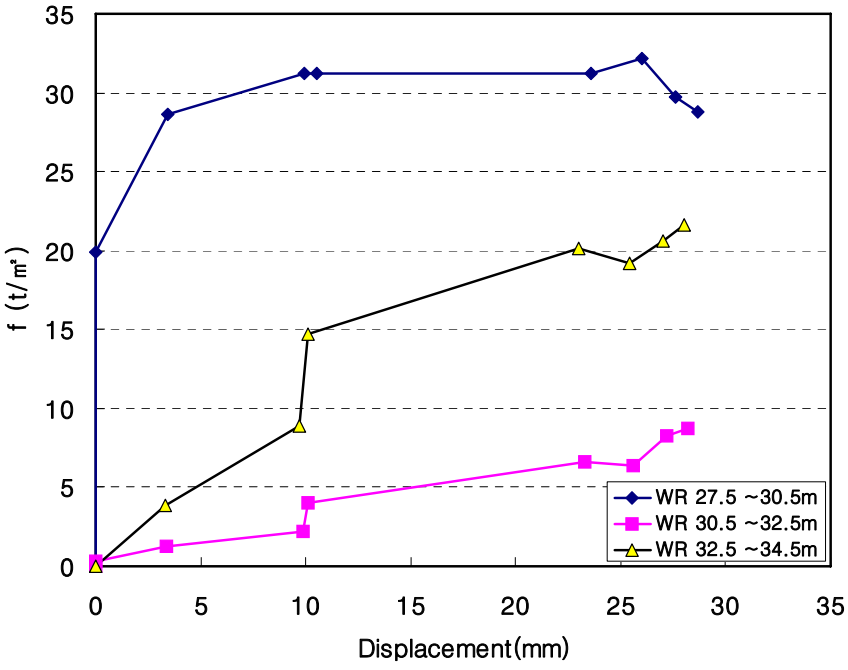



그림 3.8.2.15 TP4-ST2 Downward f-w곡선

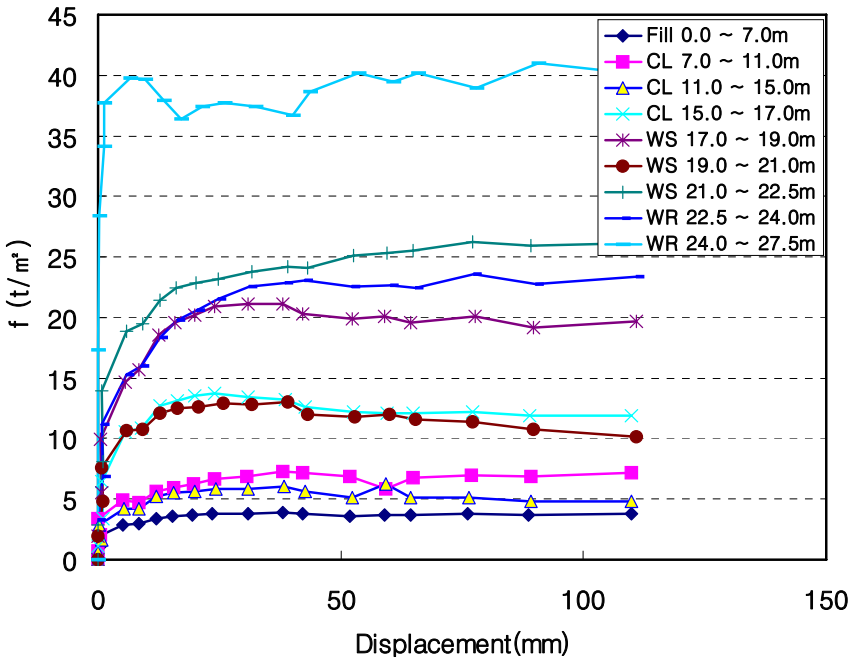



그림 3.8.2.16 TP4-ST2 Upward f-w곡선

표 3.8.2.3은 지반조사 자료와 재하시험 결과를 정리한 것이다. 표에서 $E_m$, $E_{ur}$, $p_l$은 각각 공내재하시험 변형계수, 탄성계수, 한계압이고, $N_{60}$은 해머효율을 포함하여, 롯드길이, 샘플러 종류, 공벽지름 등을 고려한 보정한 값이며, $q_u$는 일축압축강도를 나타낸다. 표에 사용된 분류 기호는 풍화토(WS, weathered soil), 풍화암(WR, weathered rock), 연암(SR, soft rock)이다. 손으로 부서지고 $N$값이 50회/15cm 미만인 지반은 풍화토층으로, $N$값 50회/15cm 이상인 지반을 풍화암으로 분류하였다. 또한 풍화암과 연암의 구분은 육안에 의한 풍화상태, 강도, 주변 토층 및 암층의 연속성과 같은 일반적인 분류법을 적용하였다. 본 논문에서 사용된 $N$값은 200회까지 타격하여 관입깊이를 구하고 관입깊이 30cm으로 보정 후 에너지 보정을 한 $N_{60}$값이다. 재하장치의 용량 제한으로 선단부의 항복시까지 재하가 이루어지지 않았고, 토사가 위치한 부분에 변형률계를 부착하지 않고 시험이 수행되어 선단지지력과 토사지반의 분석은 이루어지지 않았다.

표 3.8.2.3 시험결과와 지반조사 데이터

| 구분 | | 해당깊이 (m) | 지름 (m) | 지반 종류 | $N_{60}$ | 공내재하시험 | | | $q_u$( $t/m^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | $E_m$ | $E_{ur}$ | $p_l$ | |
| I 현장 | TP1 (38.96m) | 20-22 | 2.5 | WR | 286 | | | | |
| | | 22-24.4 | 2.5 | WR | 300 | | | | |
| | | 24.4-26 | 2.5 | WR | 323 | 1037.7 | | | |
| | | 26-28 | 2.5 | WR | 437 | | | | |
| | | 28-30 | 2.35 | WR | 361 | | | | |
| | | 30-32 | 2.35 | WR | 375 | | | | |
| | | 32-34 | 2.35 | SR | | | | | |
| | | 34-35 | 2.35 | SR | | | | | 1110 |
| | | 35-36 | 2.35 | SR | | 2109 | | | 1520 |
| | | 36-37 | 2.35 | SR | | | | | 1509 |
| | | 36-39 | 2.35 | SR | | | | | 1747 |
| | | 37-38.7 | 2.35 | SR | | | | | 1846 |
| | TP2 (36.21m) | 19-21.9 | 2 | WS | 20 | | | | |
| | | 21.9-24.9 | 2 | WS | 22 | | | | |
| | | 24.9-27 | 2 | WS | 78 | | | | |
| | | 27-27.9 | 2 | WR | 150 | | | | |
| | | 27.9-28.8 | 2 | WR | 147 | | | | |
| | | 28.8-31 | 1.85 | WR | 272 | | | | |
| | | 31-32.9 | 2 | SR | | | | | 3099 |
| | | 32.9-35.9 | 2 | SR | | | | | 1810 |
| | | 33.9-35.9 | 2 | SR | | | | | 1810 |
| | TP3 (36.38m) | 17-19 | 2 | WS | 109 | | | | |
| | | 19-21 | 2 | WS | 106 | | | | |
| | | 21-22.5 | 2 | WS | 77 | | | | |
| | | 22.5-24 | 2 | WR | 125 | 61.3 | | | |
| | | 24-27 | 2 | WR | 191 | | | | |
| | | 24-30.5 | 2 | WR | 395 | 375 | | | |
| | | 27.5-30.5 | 2 | WR | 638 | 375 | | | |
| | | 30.5-32.5 | 2 | WR | 159 | | | | |
| | | 32.5-34.5 | 1.85 | WR | 157 | 176.4 | | | |
| | | 34.5-36.1 | 1.85 | WR | 271 | 176.4 | | | |
| S 현장 | TP1 (33.41m) | 24.3-26 | 1.35 | WR | 409 | | | | |
| | | 26-26.9 | 1.35 | WR | 600 | 387.8 | | | |
| | | 28-29 | 1.35 | SR | | | | | 2177 |
| | | 29-30 | 1.35 | SR | | | | | 2712 |
| | | 30-31 | 1.35 | SR | | | | | 2418 |
| | | 31-33.1 | 1.35 | SR | | 4839 | | | 1786 |
| | TP2 (32m) | 16.5-20.5 | 1.5 | WS | 46 | 35.5 | 75.3 | 37.16 | |
| | | 20.5-23.5 | 1.5 | WS+WR | 71 | 33.4 | 92.2 | | |
| | | 23.5-25.5 | 1.5 | WR | 234 | 42.5 | 141.8 | | |
| | | 25.5-28.5 | 1.5 | WR | 218 | 61 | 192.2 | 79.1 | |
| | | 28.5-32 | 1.5 | WR | 271 | 37.2 | 209.9 | | |
| | TP3 (23m) | 16-19 | 1.5 | WS | 21 | | | | |
| | | 19-21 | 1.5 | WS | 28 | | | | |
| | | 21-22 | 1.5 | WS | 81 | | | | |
| | | 22-22.5 | 1.5 | WS | 81 | 29.9 | 108.4 | 45.3 | |

## 3. 기존 지반분류를 통한 설계기술 개발

### 가. 기존 지반 분류 기준

풍화토층과 풍화암층의 구분을 표준관입시험 $N$치로 50회 타격시 15cm 관입될 경우 풍화토, 15cm 이하일 경우 풍화암으로 구분하였다. 상부에 매립토층이 존재하며 하부로 CL 또는 ML로 구분되는 퇴적토층, 풍화토층, 풍화암층, 연암층 등이 존재한다. 암반층은 주로 편마암 및 편암으로 이루어진 변성암이 주류를 이루고 있으며 화강암 및 장석반암이 일부 존재한다. 개략적인 지반의 특징을 표 3.8.3.1에 나타내었다.

표 3.8.3.1 지층구분 기준

| 구분 | | 지반의 개략적인특징 | TCR (%) | RQD (%) | $q_u$ ( $kg/cm^2$) | N (타/cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 풍화토 | | 조암광물이 대부분 완전 풍화되어 암석으로 결합력을 상실한 풍화잔류토로서 절리의 대부분은 풍화산물인 2차 광물로 충진되어 흔적만 보이고 함수 포화시에 전단강도가 현저히 저하되기도하며, 손으로 부서지고 N치가 50회/15cm미만인 지반 | 0 | 0 | $\leq$10 | $\leq$ 50/15 |
| 풍화암 | | 조암광물이 상당히 풍화되어 암석자체의 색조가 변색되었으며, 충진물이 채워지거나 열린 절리가 많고 암석은 가벼운 망치타격에 쉽게 부서지며 절리빈도가 아주 높고 시추 시 암편만 회수되어 코어회수율이 30%미만이거나 N치가 50회/15cm 이상인 지반 | 0 ~ 30 | $\leq$10 | 10 ~ 20 | $\geq$ 50/15 |
| 연암 | | 절리면 주변의 조암광물은 풍화되어 변색되었으나 암석 내부는 부분적으로 풍화가 진행 중이며 망치타격에 둔탁한 소리가 나면서 파괴되고 일부 열린 절 리가 있으며 절리간격은 100cm 미만이고 NX 시추시에 코어회수율이 30~60%(RQD 50~70%)이상인 지반 | 30 ~ 60 | 10 ~ 25 | 100 ~ 400 | - |
| 경암 | 보통암 | 절리면에서 풍화가 진행되어 일부 변색되었으나 암석은 강한 망치타격에 다소 맑은 소리가 나면서 깨어지고 절리면은 대부분 밀차괴어 있고 절리간격은 보통 200cm 미만이며 코어회수율이 60~80%(RQD 25~50%)이상인 지반 | 60 ~ 80 | 50 ~ 75 | 300 ~ 700 | - |
| | 경암 | 조암광물이 거의 풍화되지 않았으며 암석은 강한 망치타격에 맑은 소리를 내며 깨어지고 절리면은 잘 밀착되어 있으며 절리간격은 300cm 미만이며 NX 시추시에 코어회수율이 80%(RQD 50~70%) 이상인 지반 | $\geq$80 | 50 ~ 75 | 600 ~ 1300 | - |
| | 극경암 | 경암층과 같은 특징을 가지나 절리간격이 300cm 이상이거나 RQD가 75% 이상인 지반 | $\geq$80 | $\geq$75 | $\geq$1200 | - |

- TCR, RQD, $q_u$ 조건 중 가장 불리한 층으로 분류(연암, 보통암, 경암 구분시)
- 풍화암과 연암의 경계결정은 육안적인 풍화상태, 강도, 주변 토층 및 암층의

연속성 등으로 판단

- 본 분류기준은 민자구간에서 기 적용된 분류기준을 근거로 하여 작성되었음
- 풍화토와 풍화암 구분은 예비타 직후의 본타를 $N_{60}$으로 전환 후 50타/15cm를 적용하였으며 계속된 타격에 의해 $N$치가 증가하는 경향이 있으므로, 100타 또는 200타 기준으로 적용시 상이한 결과가 도출될 수 있음

## 나. 지반별 하중전이곡선

그림 3.8.3.1~3.8.3.5는 위에서 설명한 지층을 기준으로 동일 토질별 양상을 살펴보기 위하여 동일 토질별로 통합한 차트를 나타낸다. 그림상의 $x$좌표는 변위를 나타내고, $y$축은 단위주면마찰력을 나타내고 있다.

그림 3.8.3.1~3.8.3.5는 위에서 설명한 지층을 기준으로 동일 토질별 양상을 살펴보기 위하여 매립층(fill), 점토층, 풍화토층, 풍화암층, 그리고 연암층에서의 토질별 통합한 차트를 나타내었다. 그림상의 $x$좌표는 변위를 나타내고, $y$축은 단위주면마찰력을 나타내고 있다.

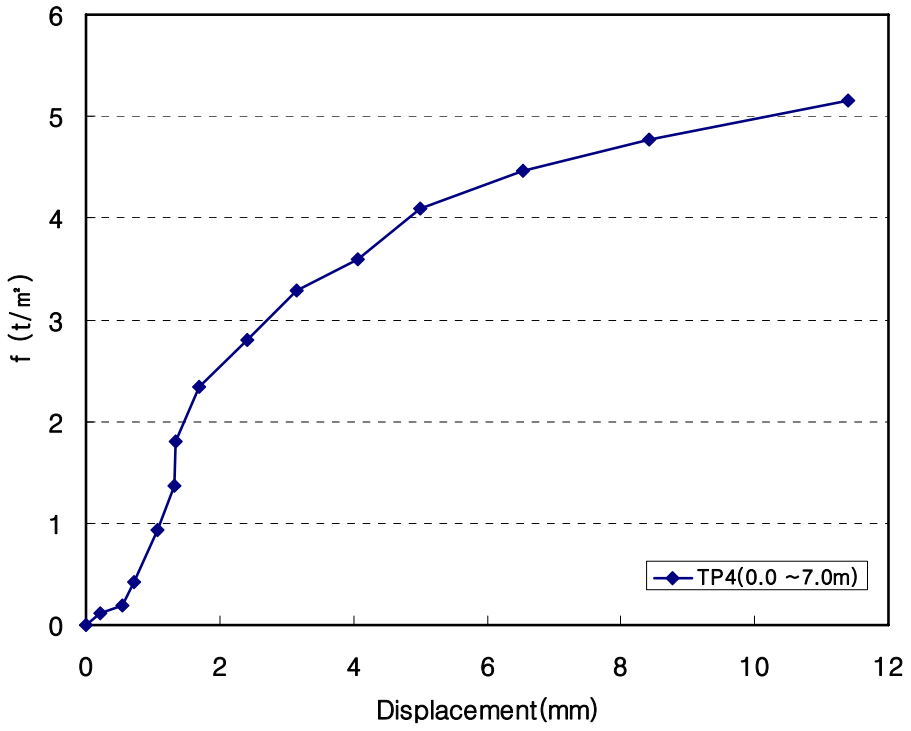



그림 3.8.3.1 매립층의 f-w 곡선

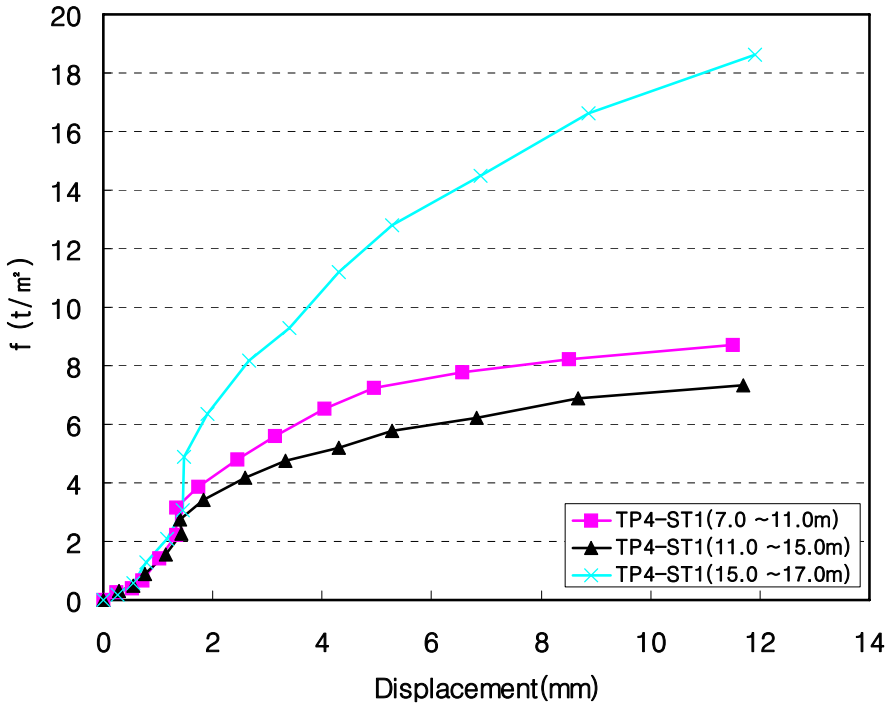



그림 3.8.3.2 점토층의 f-w 곡선

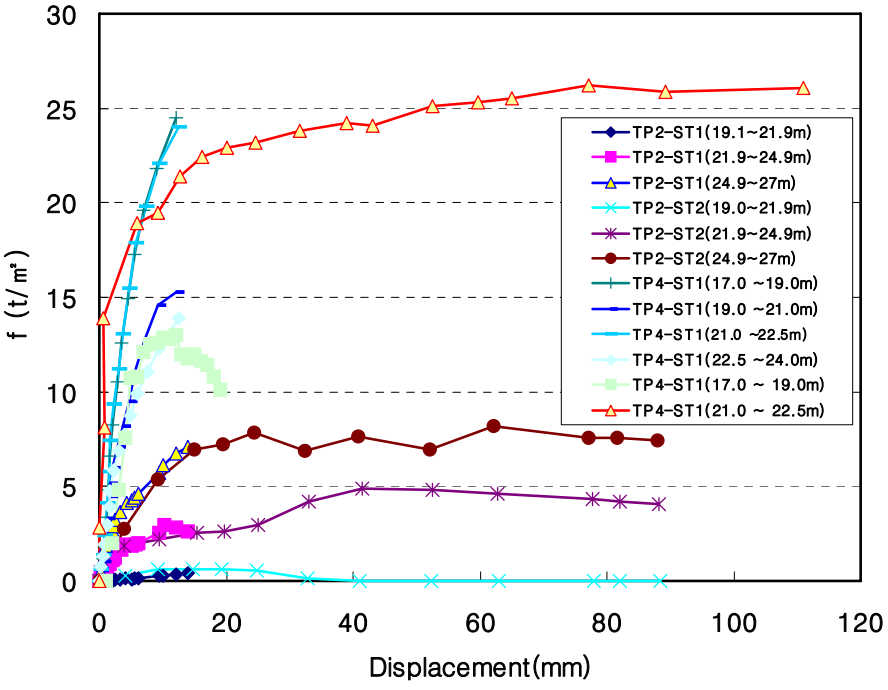



그림 3.8.3.3 풍화토의 f-w 곡선

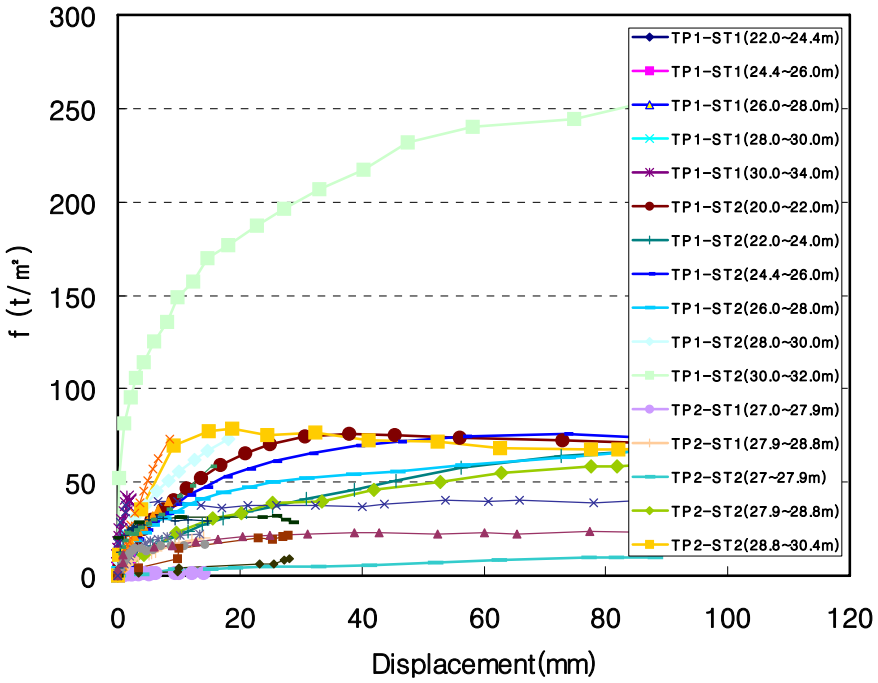



그림 3.8.3.4 풍화암의 f-w 곡선

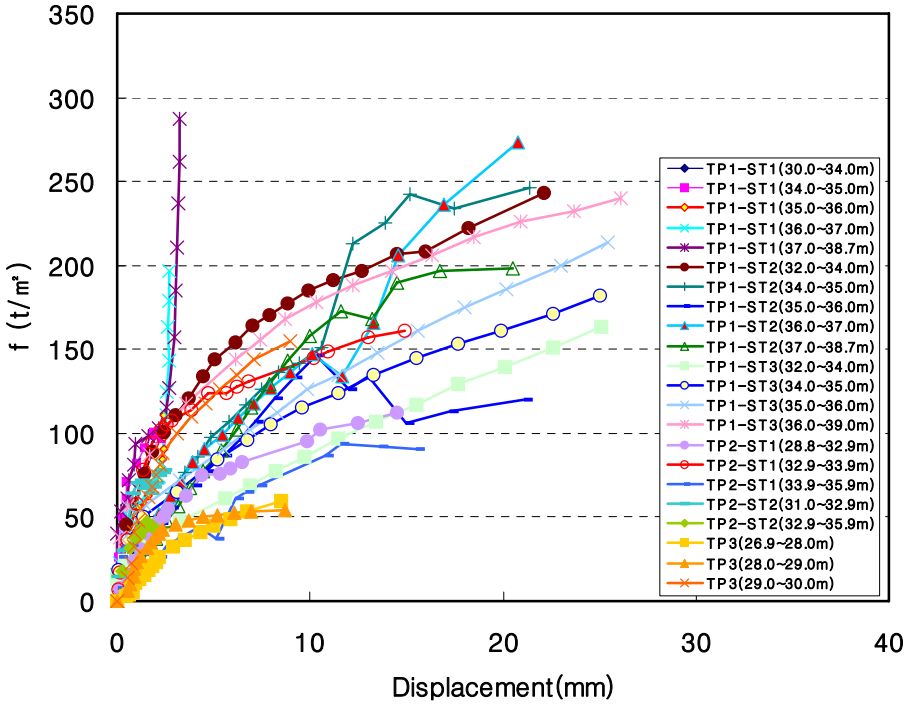



그림 3.8.3.5 연암의 f-w 곡선

그림에서 알 수 있듯이 지층의 구분으로 분류하는 것은 분포가 방사형으로 나타나는 것을 알 수 있다. 즉, 같은 종류의 토질이라 하더라도 f-w 곡선들은 동일한 양상을 보이고 있지 않았다. 이는 토질구분법에 의한 분류로 실제 토질과는 다른 지층으로 분류될 수 있으리라 판단되며, 단순히 지층의 구분으로만 지지력을 구하는 방법은 오류가 있음을 알 수 있다.

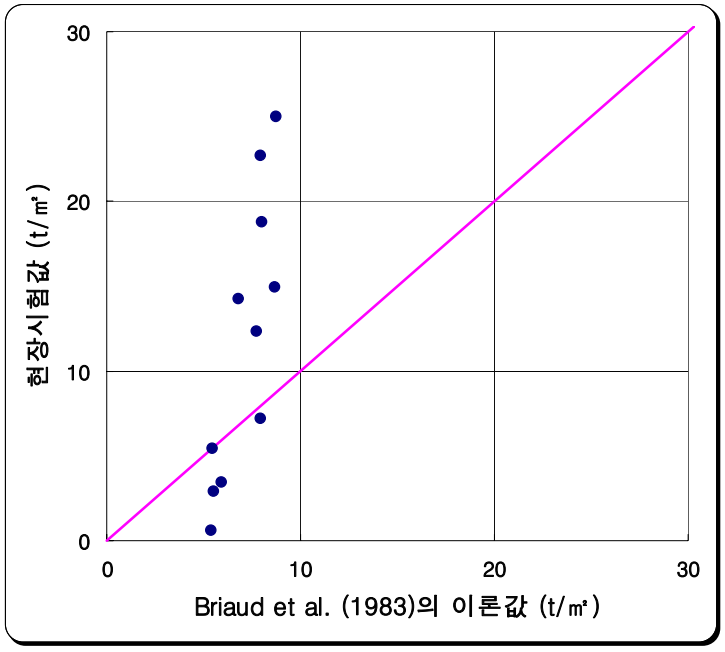
### 다. 최대지지력 결정법 비교

현장재하시험 결과 지반별 주면마찰력의 분포가 풍화토는 2~25 t/㎡, 풍화암은 10~80 t/㎡ 그리고 연암은 40~280 t/㎡로 나타났다. 이러한 풍화대 지반에 근입된 말뚝의 설계를 위해서는 먼저 지반조건에 따른 말뚝의 지지력을 추정해야 한다. 본 연구에서는 최대지지력 결정법을 선정하기 위하여 시험 결과 얻어진 하중전이함수를 이용하여 각 시험말뚝 직경의 1%의 변위 발생시의 지지력을 최대지지력으로 결정하고 최대지지력 산정법을 이용하여 구한 지지력과 비교분석 하였다. 비교에 사용된 식은 표 8.3.3.1와 같다.

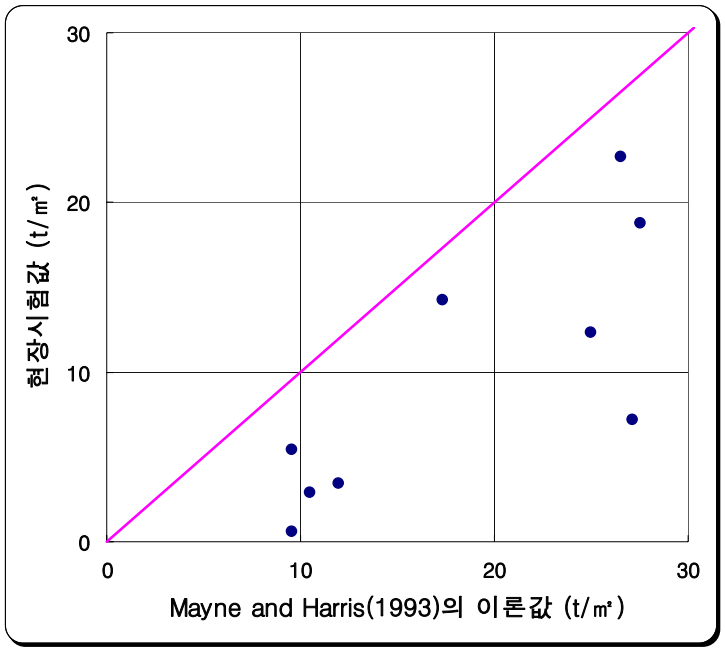
표 3.8.3.1 비교에 사용된 최대지지력 산정법

| 제안자 | 제안식 | 비고 |
|---|---|---|
| Briaud et al. (1983) | $f_{max}=0.224p_a(N_{60})^{0.29}$ | $p_a$ : 단위대기압 |
| Meyerhof(1976) | $f_{max}=0.02p_aN_{60}$ | |
| Reese and Wright(1997) | $f_{max}=0.28N,\ \ N\leq 53$<br>$f_{max}=0.021(N-53)+15,\ \ 53<N\leq 100$ | |
| Mayne and Harris(1993) | $f_{max}=\sigma_v' K_0 \tan\Phi'$<br>$\Phi'=\arctan\left\{\left[\frac{N_{60}}{12.2+20.3\left(\frac{\sigma_v'}{\sigma_p'}\right)}\right]^{0.34}\right\}$ | $K_0=(1-\sin\Phi')OCR^{\sin\Phi'}$<br>$N_{60}<100$<br>$\sigma_v$ : 유효상재하중<br>$\sigma_p=0.2N_{60}p_a$ |
| Horvath and Kenney(1979) | $f_{max}=0.65p_a[q_u/p_a]^{0.5}\leq 0.65p_a[f'_c/p_a]^{0.5}$ | $p_a=$ 대기압 $=$101 kPa<br>$f'_c=$천공말뚝에 위치된 콘크리트의 압축강도 (28일) |
| Carter and Kulhawy(1988) | $f_{max}=0.15q_u$ | |

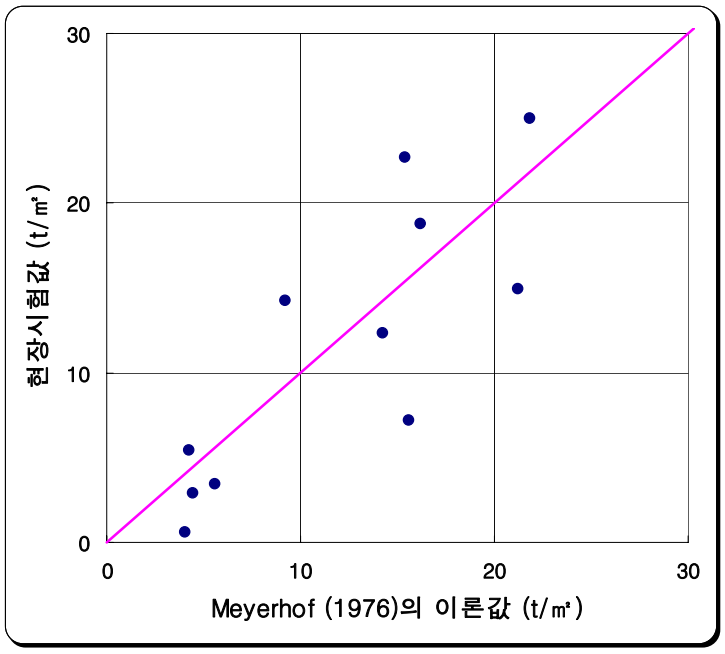
풍화대 지반의 지질학적, 공학적 물성치를 사용하여 표 2에서 제시한 방법으로 구한 이론값과 현장시험값을 비교하여 그림 3.8.3.6~3.8.3.8에 나타내었다. 각각의 그래프에는 상관도를 파악하기 위해 45°-Line을 함께 도시하여 비교하였다. 풍화토에 사용된 이론식은 $N$값을 이용한 식으로 Briaud et al.(1983), Reese and Wright(1997), Mayne and Harris(1993), Meyerhof(1976)의 이론식으로서 표 8.3.3.1에 보이고 있다. Reese and Wright(1997), Mayne and Harris(1993)의 이론식은 $N$값을 100이하로 제한하고 있어 $N$값이 100이상인 풍화토에는 적용하지 않았다. 따라서 Briaud et al.(1983), Meyerhof(1976)의 이론식과 채용된 현장시험값이 다르다. 또한 Horvath and Kenney(1979), Carter and Kulhawy(1988)의 이론식은 일축압축강도를 이용한 식으로 풍화토나 풍화암에는 적용할 수 없었다.



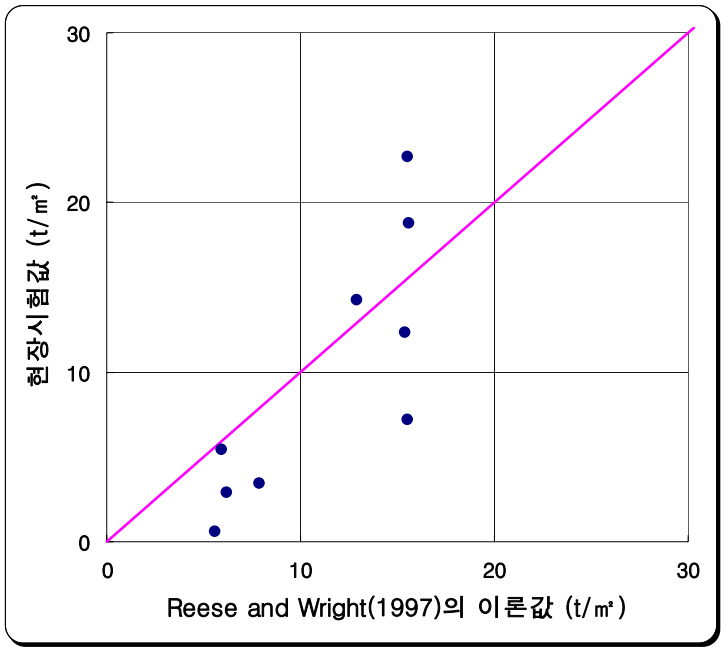

(a) Briaud et al.(1983)의 이론식의 비교




(b) Mayne and Harris(1993)의 이론식의 비교




(c) Meyerhof(1976)의 이론식의 비교




(d) Reese and Wright(1997)의 이론식의 비교

그림 3.8.3.6 풍화토 마찰력의 이론값과 실측값의 비교

그림 3.8.3.6에서 보듯이 Briaud et al.(1983), Mayne and Harris(1993)의 이론식은 시험값과의 상관도가 낮았다. 이는 Briaud et al.(1983)의 이론식은 지수가 0.29로 제시되고 있어 $N$값의 변화에 큰 영향을 받지 않기 때문으로, $N$값이 비교적 작은 사질토 지반에 적용되는 식으로 판단된다. 반면 Meyerhof(1976), Reese and Wright(1977)의 이론식은 시험값과의 비교적 상관도가 높은 것으로 나타났다. 이 중 Reese and Wright(1977)의 이론식은 $N$값의 범위가 $53<N<100$으로 제시되고 있으나 Meyerhof(1976)의 이론식은 풍화토로 분류되는 모든 지반에서의 적용이 가능하다. 따라서 이 두 이론식은 풍화토의 마찰력을 예측하는데 활용할 수 있을 것으로 보인다.

풍화암에서는 Briaud et al.(1983)와 Meyerhof(1976)의 이론식을 적용하였다. 그림 3.8.3.7에서 볼 수 있듯이 Briaud et al.(1983)의 이론식보다는 Meyerhof(1976)의 방법이 풍화암의 마찰지지력을 보다 잘 예측하는 것으로 분석되었다.

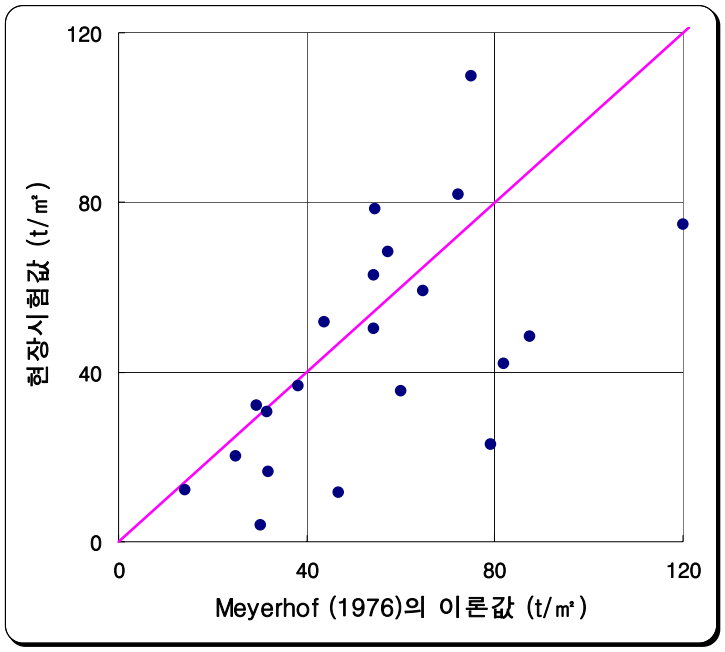
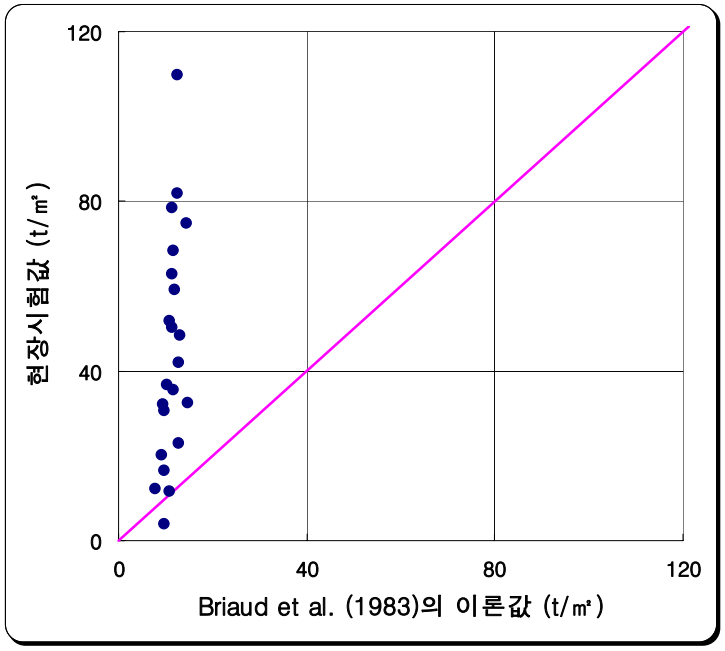
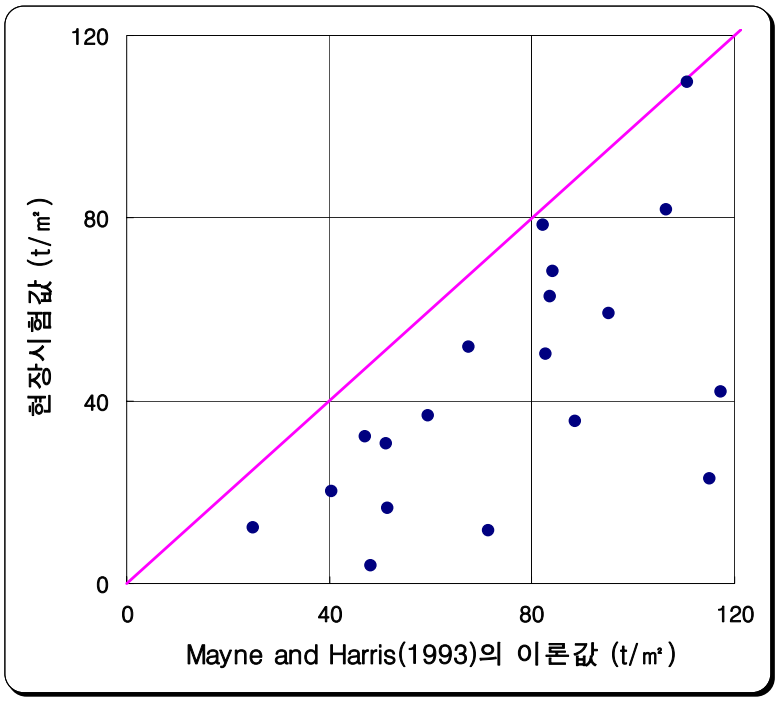



그림 3.8.3.7 풍화암 마찰력의 이론값과 실측값의 비교

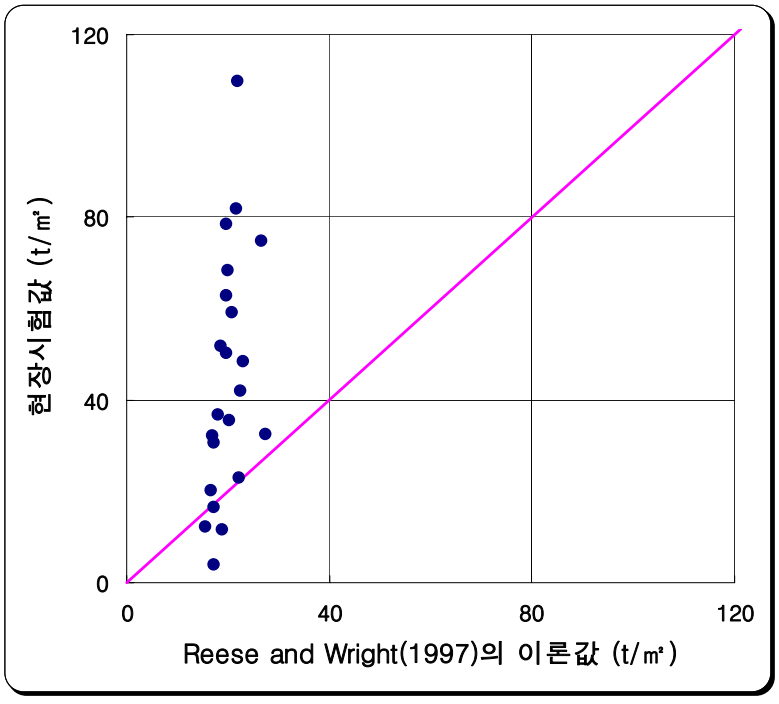
또한 본 연구에서는 $N$값의 제한이 있는 Mayne and Harris(1993)과 Reese and Wright(1977)의 이론식을 $N$값의 제한을 주지 않고 확장 적용을 시도하여 그림 3.8.3.8에 나타내었다.




(a) Briaud et al.(1983)의 이론식의 비교



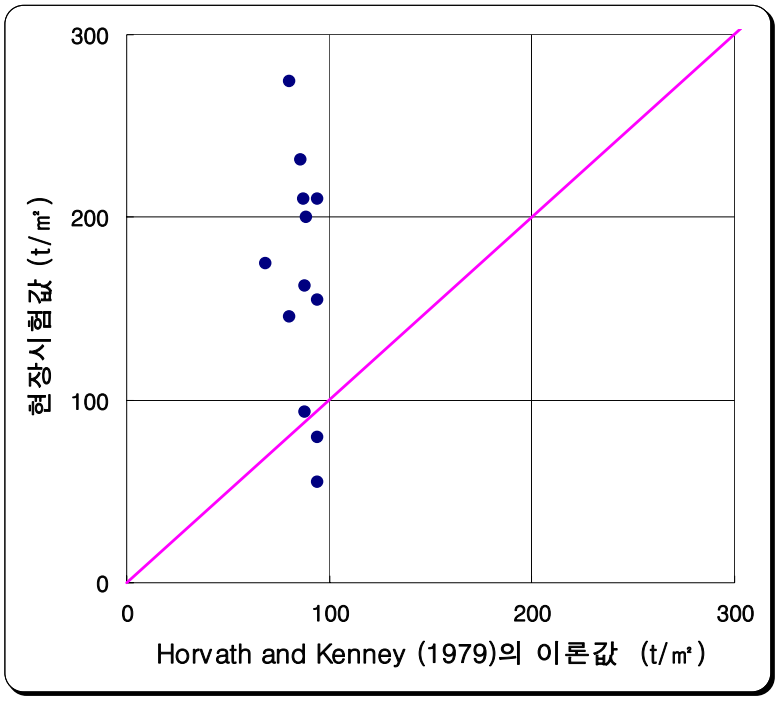

(b) Mayne and Harris(1993)의 이론식의 비교



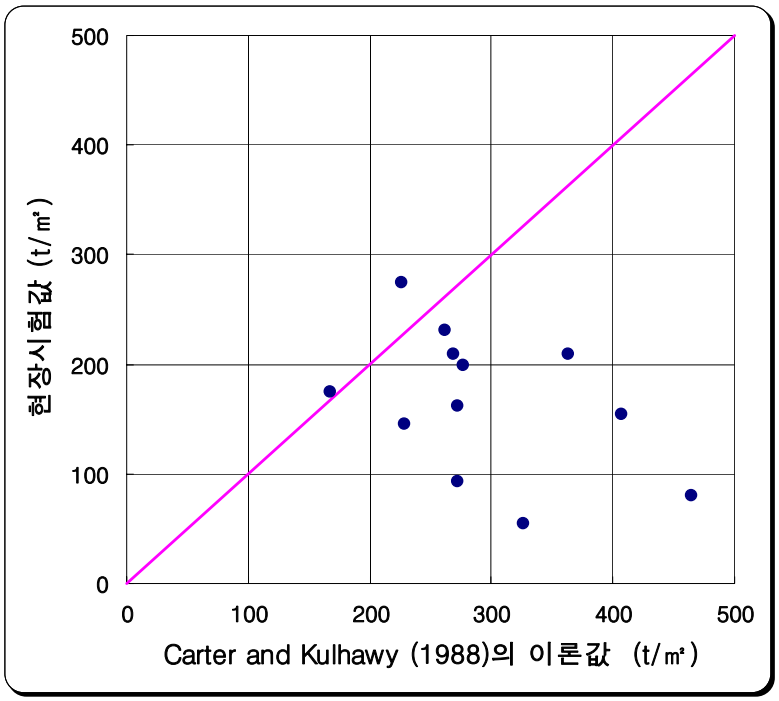

(c) Reese and Wright(1997)의 이론식의 비교

그림 3.8.3.8확장 적용된 풍화암 마찰력의 이론값과 실측값의 비교

그림 3.8.3.8에서 알 수 있듯이 Mayne and Harris(1993)의 이론식이 비교적 비슷하나 상관성이 많이 부족하다. 이는 풍화토에서 실험값을 이용해 제안된 식으로 사질토에만 적용하도록 제안되어 있는 식이기 때문에 확장 적용된 Briaud et al.(1983), Reese and Wright(1997)의 결과에서는 수직분포를 보이고 있으며, Mayne and Harris(1993)의 결과에서는 이론값이 더 크게 나타나고 있다. 따라서 풍화암에서의 주면마찰력은 Meyerhof(1976)의 식을 사용하여 하중전이함수의 $f_{max}$를 산정하는 것이 타당하다고 할 수 있다. 연암은 $N$값의 측정이 어려워 일축압축강도를 이용한 식으로 Horvath and Kenney(1979), Carter and Kulhawy(1988)의 식을 사용하였다. 그림 3.8.3.9와 같이 연암에서는 45°-Line과 상관도가 매우 낮았다. 이는 Horvath and Kenney(1979)의 이론식은 지수가 0.5로 암의 일축압축강도, $q_u$의 변화에 민감하지 않기 때문으로 사료된다. 따라서 연암의 지지력을 산정하는 다른 시험법이 필요할 것으로 보인다.




(a) Horvath and Kenney(1979)의 이론식의 비교




(b) Carter and Kulhawy(1988)의 이론식의 비교

그림 3.8.3.9 연암 마찰력의 이론값과 실측값의 비교

### 라. 하중전이함수 개발

(1) 주면하중전이곡선의 정규화 분석 및 하중전이함수 개발

하중전이함수의 계수인 $f_{max}$는 하중전이곡선에서 주면마찰력이 유효하거나 충분히 발휘되는 점이다. 이 점은 최대주면마찰력 또는 하중전이곡선에서 경사가 현저하게 작아지는 점이 이에 속한다. 말뚝 저항력과 말뚝 변위는 정규화된 곡선을 얻기 위하여 각각 한계 말뚝저항력과 한계 말뚝 변위에 의해 정규화 되어진다(Balakrishnam et al., 1999). 또한 Terzaghi and Peck(1967)은 점토지반상의 말뚝의 경우 말뚝지름의 약 1%에 해당하는 변위 발생시 극한 주면지지력이 발생된다고 보고하였으며 Reese and O'Neill(1988)은 현장타설말뚝의 극한 주면저항력은 점토지반의 경우 말뚝지름의 약 0.5%, 모래지반의 경우 말뚝지름의 약 1%에 해당하는 침하가 발생할 시에 발현된다고 보고하였다. 따라서 본 연구에서 사용된 $f_{max}$값은 최대값이 아닌 한계값으로의 접근을 시도하여, 말뚝에 설치된 센서의 위치에서 계측된 지층 구간별 f-w곡선을 이용하여 말뚝 지름의 1%

의 변위 발생시의 지지력을 $f_{max}$의 값으로 채택하였다. 그림 8.3.4.1~8.3.4.3에서 보이듯이 자료의 일관된 비교를 위하여 마찰력 $f$대신에 $f$를 최대주면마찰력 $f_{max}$로 나눈 $f/f_{max}$를 사용하였으며, 변위 $w$는 지름의 영향을 고려하여 지름 D로 나누어 w/D(%)를 사용하였다. 곡선의 분석을 통하여 대표곡선을 선정하였고 대표 곡선과 최적의 상관도를 나타내는 회귀곡선을 구하여 그림에 도시하였다.

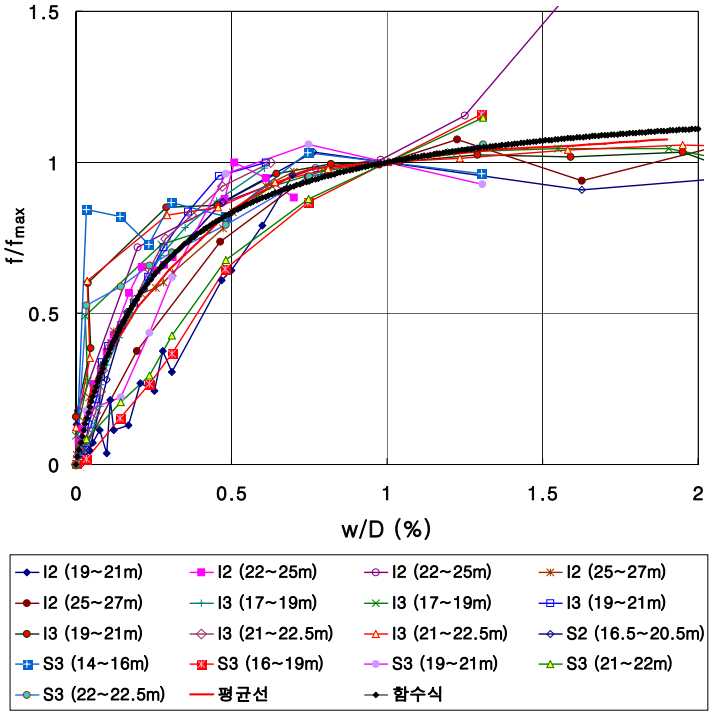



그림 3.8.3.10 풍화토 지반의 정규화된 주면하중전이곡선

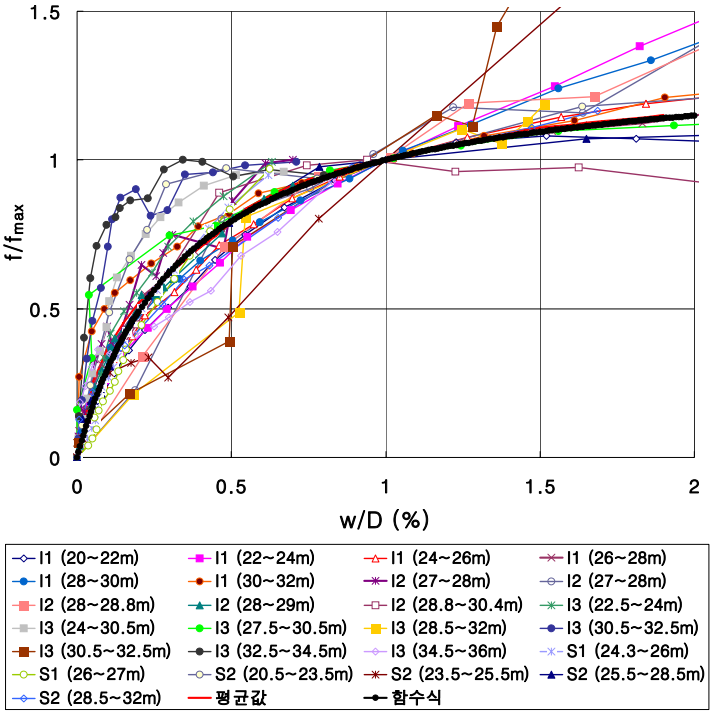



그림 3.8.3.11 풍화암 지반의 정규화된 주면하중전이곡선

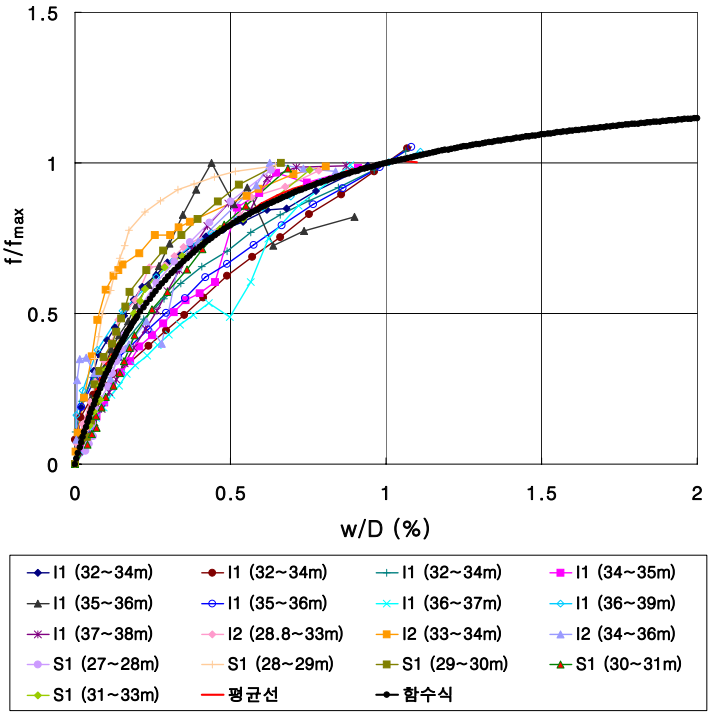



그림 3.8.3.12 연암 지반의 정규화된 주면하중전이곡선

그림 3.8.3.10～그림 3.8.3.12에 나타낸 회귀곡선의 함수식은 앞에서 언급한 바와 마찬가지로 쌍곡선 함수식으로 식(3.8.3.1)과 같다.

$$\frac{f}{f_{\max}} = \frac{(1+\alpha)\cdot w}{0.01\cdot\alpha\cdot D + w} \qquad (3.8.3.1)$$

여기서, α는 풍화토의 경우 0.25, 풍화암과 연암의 경우는 0.35이다.

그림에서 볼 수 있듯이 식(8.3.4.1)의 마찰력-침하곡선의 양상이 풍화토 지반에서는 대체적으로 말뚝 지름의 1% 에서 극한에 도달한 후 일정한 지지거동을 보이고 있다. 풍화암 지반에서는 말뚝 지름의 1% 이후까지 변형경화 현상까지 보이고 있으나 함수식과의 상관성은 매우 양호한 것으로 나타났다. 그러나 연암에서는 항복점에 이르기까지 충분한 변위가 발생하지 않아 말뚝지름이 1% 이후의 변화양상은 가늠할 수가 없었으나 풍화암 보다 큰 변형 경화 현상이 나타날 것을 예상된다. 그림에서 식(3.8.3.1)에 의한 곡선은 경향은 어느 정도 유사하지만 실측값과 큰 차이를 보이고 있습니다. 따라서 활용화를 위해서는 차후 보다 많은 시험결과를 통해 보다 정밀한 식으로 개선할 필요가 있다.

(2) 선단하중전이곡선의 정규화 분석

선단지지력에서는 선단부의 파괴점까지 재하시험 수행이 어려워 x축만을 변위 w를 말뚝선단의 지름으로 나누어 $w/D$(%)로 정규화하고 $y$축에는 선단지지력, $q$를 나타내어 곡선을 분석하였다. 그림 3.8.4.13은 말뚝 선단의 지름으로 정규화한 q-w 곡선을 나타낸다. 그림에서 HR은 경암(hard rock)이다. 그 결과 q-w곡선의 기울기는 풍화토, 풍화암, 연암, 보통암 순으로 지반의 강도가 커짐에 따라 커지는 것으로 나타나며, 함수식을 도출하기는 어려웠다.

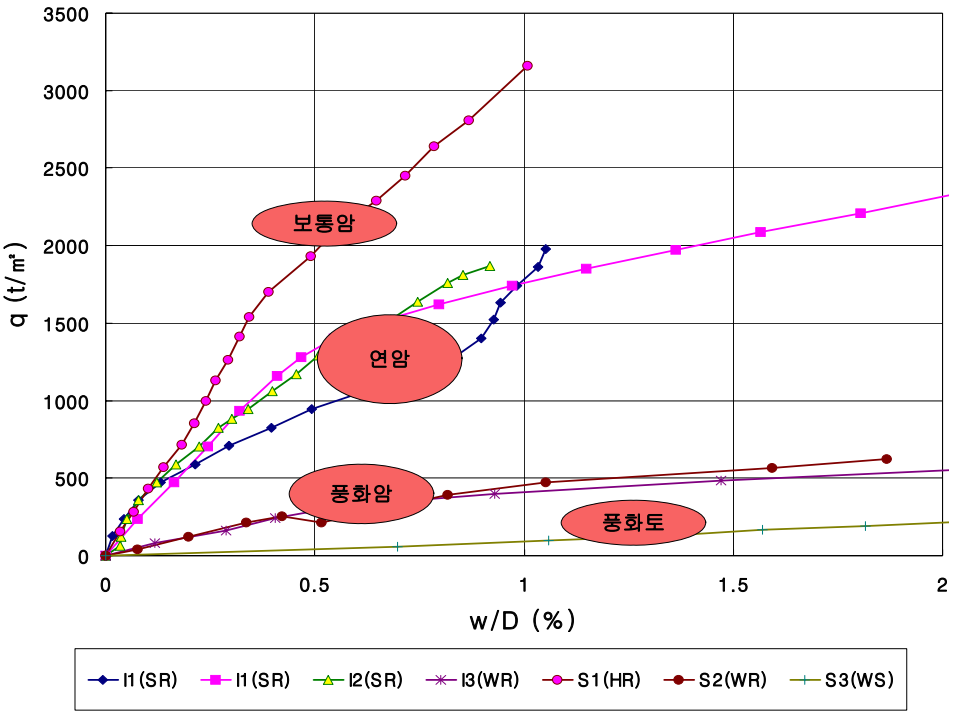



그림 3.8.3.13 말뚝의 지름으로 정규화한 선단하중전이곡선

## 4. 새로운 지반분류를 통한 설계기술 개발

### 가. 지반별 하중전이곡선

본 연구에서는 제 1절에서 풍화대지반의 분류기준을 세가지로 분류하였음을 기술하였다. 이를 이용하여 각 지반분류별 하중전이곡선을 분류하여 분석하고자 하였다. 분류 기준은 $W_H$ $W_M$ $W_L$의 세가지이며, 분류기준은 다음 표와 같다. 그림 3.8.4.1~3.8.4.3는 분류된 하중전이곡선을 나타낸다.

| Banded gneiss | | | Granitic gneiss | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Class | Grade | Description | Class | Grade | Description |
| $W_{H(b)}$ | Ⅰb | yellowish brown colored cohesive and wet fine-grained soils severely oxidized | $W_{H(g)}$ | Ⅰg | yellowish brown colored cohesive and wet fine-grained soils severely oxidized |
| $W_{M(b)}$ | Ⅱb | greenish gray colored fine to medium sand with very minor pebble and fines | $W_{M(g)}$ | Ⅱg | light yellow colored fine to medium sand with very minor pebble and fines |
| | Ⅲb | | | | |
| $W_{L(b)}$ | Ⅳb | greenish gray colored fine to medium sand with minor pebble core and relict joints | $W_{L(g)}$ | Ⅲg | light gray colored medium to coarse sand with minor pebble core in part |
| | | | | Ⅳg | |

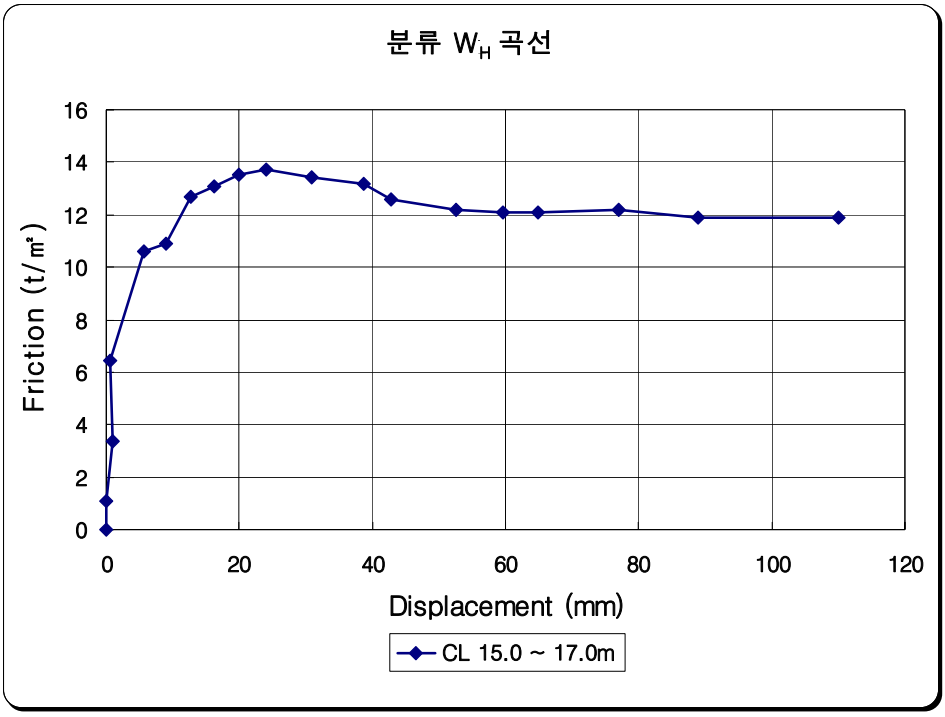



그림 3.8.4.1 $W_H$ 지반의 주면하중전이곡선

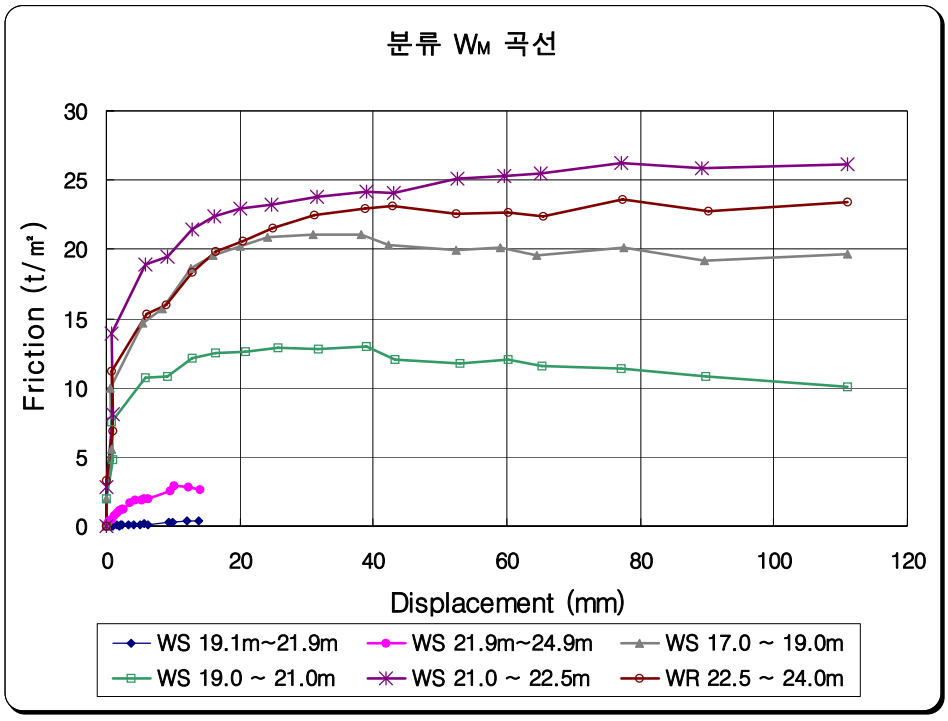



그림 3.8.4.2 $W_M$ 지반의 주면하중전이곡선

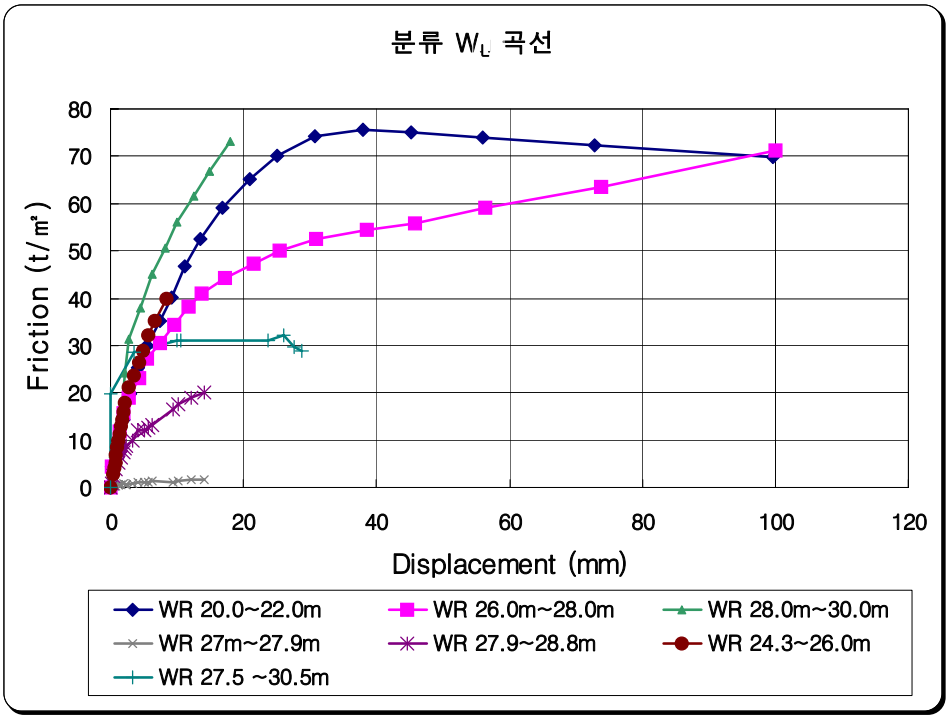



그림 3.8.4.3 $W_L$ 지반의 주면하중전이곡선

## 나. 정규화를 통한 하중전이함수 개발

기존 지반분류와 같은 방법으로, 말뚝 지름의 1%의 변위 발생시의 지지력을 $f_{max}$의 값으로 채택하고 마찰력 $f$대신에 $f$를 최대주면마찰력 $f_{max}$로 나눈 $f/f_{max}$를 사용하였으며, 변위 $w$는 지름의 영향을 고려하여 지름 D로 나누어 w/D(%)를 사용하였다. 곡선의 분석을 통하여 대표곡선을 선정하였고 대표 곡선과 최적의 상관도를 나타내는 회귀곡선을 구하여 그림 3.8.4.4~3.8.4.6에 도시하였다.

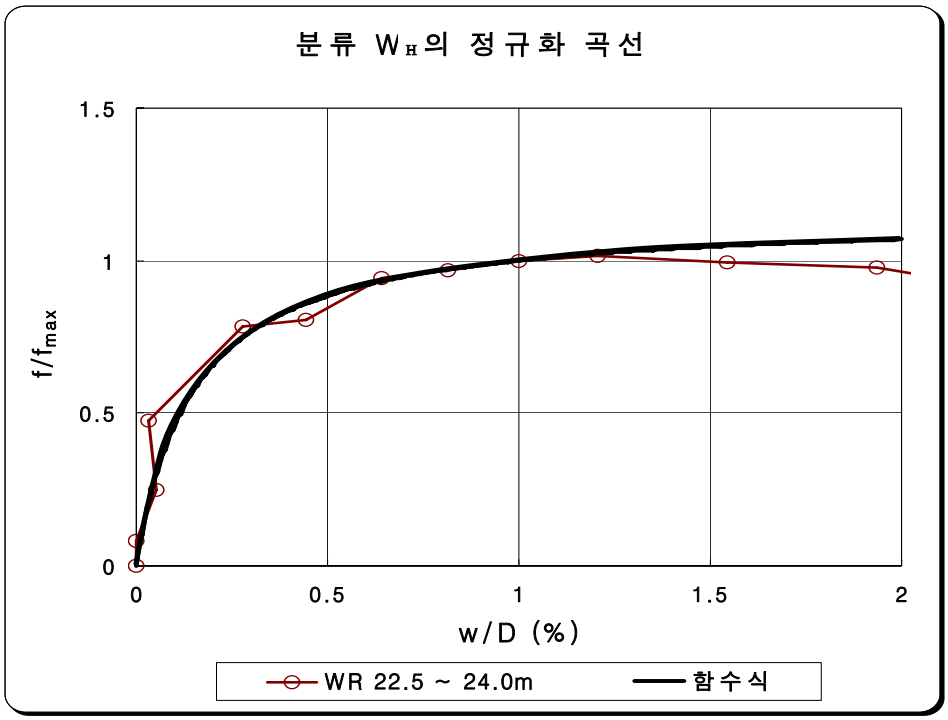



그림 3.8.4.4 $W_H$ 지반의 정규화된 주면하중전이곡선

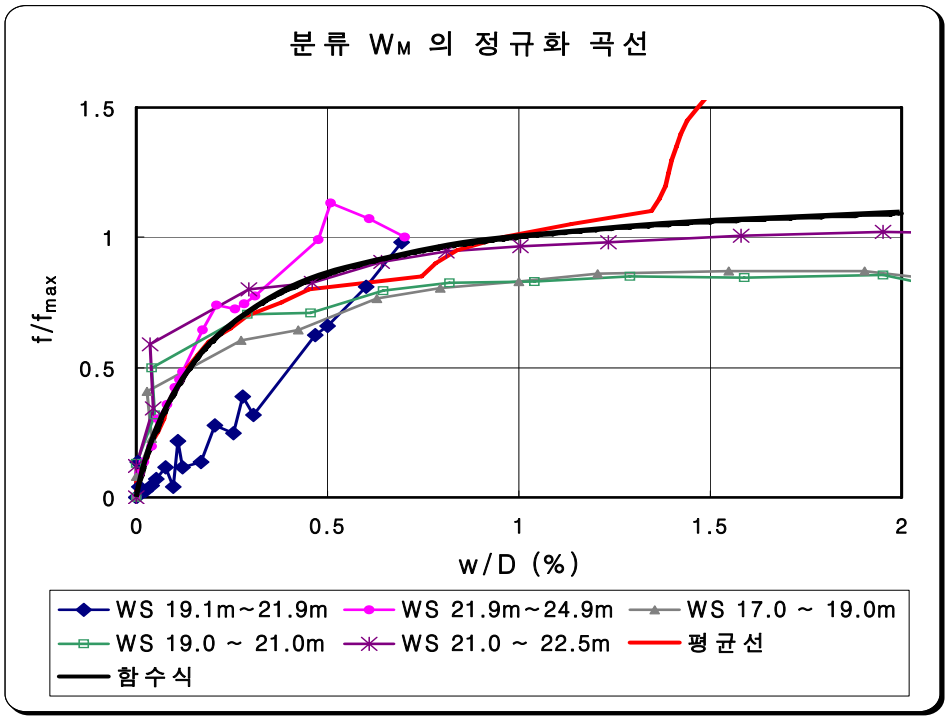



그림 3.8.4.5 $W_M$ 지반의 정규화된 주면하중전이곡선

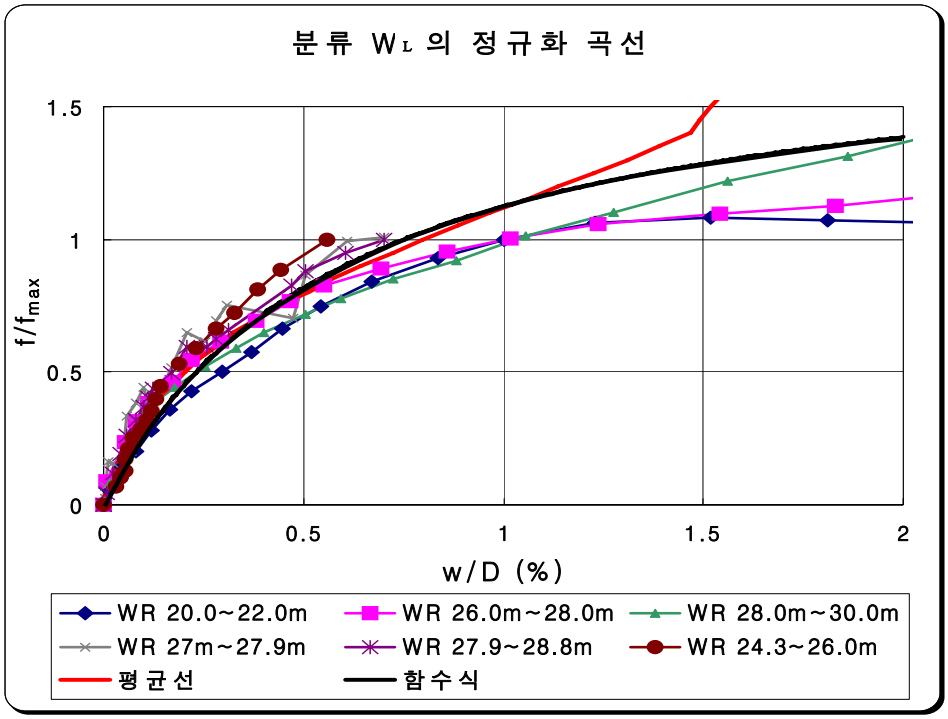



그림 3.8.4.6 $W_L$ 지반의 정규화된 주면하중전이곡선

그림에서 볼 수 있듯이 각 지반별로 수집된 하중전이곡선의 평균선을 구하고 평균선에 상관성이 우수한 쌍곡선 함수식을 도출하였다. 분류 $W_H$에 해당하는 곡선은 하나의 실험값만 존재하여 그 곡선 하나를 이용하여 함수식을 도출하였다. 도출된 함수식은 다음과 같다.

분류 $W_H$ : $$\frac{f}{f_{max}} = \frac{1.2 \times \frac{w}{D}(\%)}{0.2 + \frac{w}{D}(\%)} \quad (3.8.4.1)$$

분류 $W_M$ : $$\frac{f}{f_{max}} = \frac{1.15 \times \frac{w}{D}(\%)}{0.2 + \frac{w}{D}(\%)} \quad (3.8.4.2)$$

분류 $W_L$ : $$\frac{f}{f_{max}} = \frac{1.3 \times \frac{w}{D}(\%)}{0.2 + \frac{w}{D}(\%)} \quad (3.8.4.3)$$

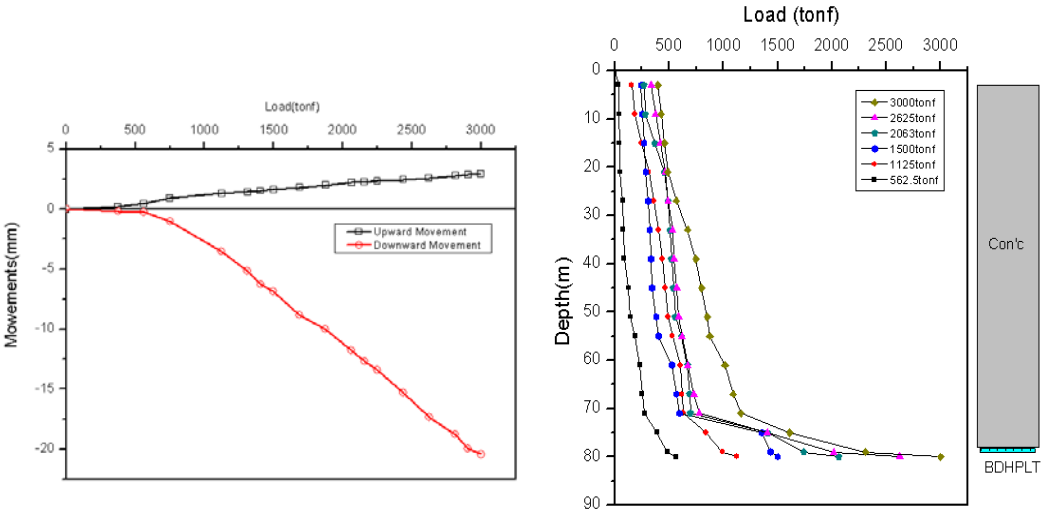
**다. 검토 및 분석**

새로운 풍화대 지반의 분류 방법의 보편화와 그에 대한 충분한 연구가 선행되어야 할 것이다. 앞에서 구한 함수식은 새로운 지반분류법으로 분류하여 나타낸 식으로 데이터의 수가 작아 특정 지반에서만 적용이 가능할 것으로 보인다. 즉, 인천지역의 풍화대에서는 적용이 가능하나 국내 다른 지역에서의 적용성은 검토되지 않았다. 그러나 차후 더 많은 시험 데이터의 분석을 통하여 국내 지반에 적용이 가능한 하중전이함수를 도출해내야 할 것이다.

## 5. 풍화대 지반조사 기술의 설계 적용방안

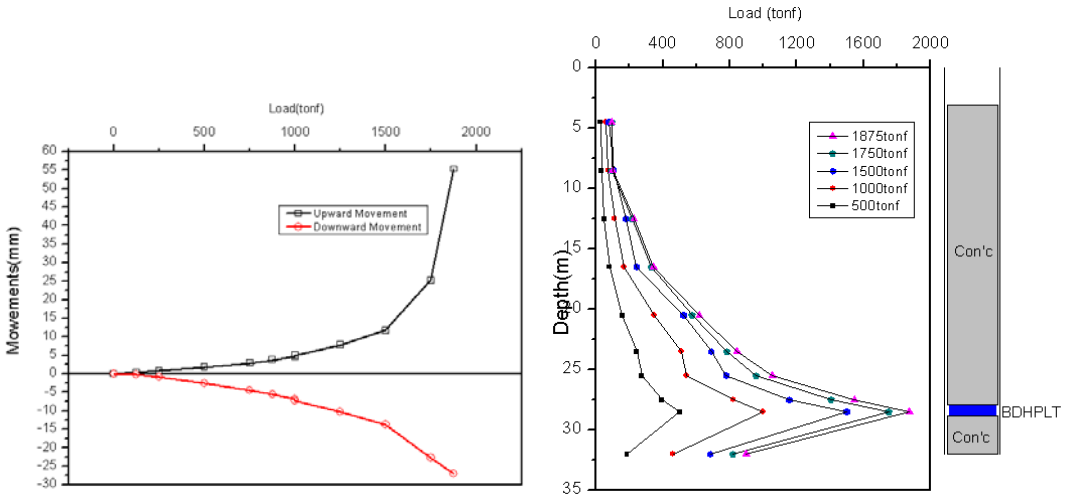
### 가. 국내 풍화대 지반에 근입된 시험말뚝의 재하시험 결과

DCPT를 이용한 국내 풍화대 지반에 근입된 현장타설말뚝의 설계법을 개발하기 위하여 본 연구과제에서 수행된 시험말뚝(GTP1, ITP3-2, ITP3-3, YTP2, YTP3), 인천대교 연결도로 건설공사 현장의 시험말뚝 ITP1, ITP2, ITP3, ITP4(현대건설기술연구소, 2005)의 결과 중 GTP1, ITP3, YTP2, YTP3는 양방향 재하장치 상부지반의 지지력거동을 나타내는 상향변위가 5mm이하로 단위주면마찰력에 대한 변위관계가 나타나지 않아 DCPT와 주면마찰력의 상관관계 분석에서 제외하였다. 그리고, 그 외의 시험말뚝의 양방향 말뚝재하시험 결과와 하중전이시험결과를 그림 3.8.5.1 ~ 3.8.5.6에 나타내었다.



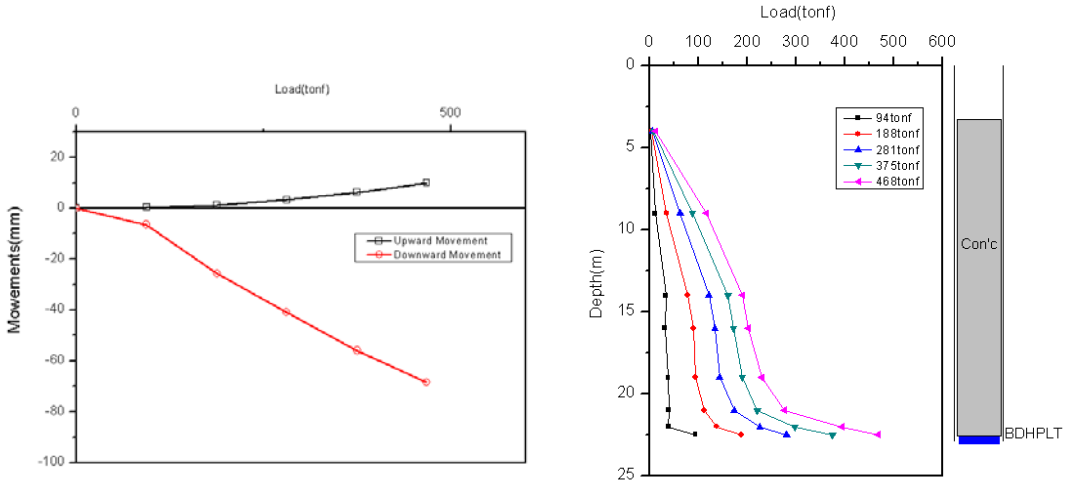

(a) 하중-변위 (b) 마찰력분포도

그림 3.8.5.1 GTP1의 양방향 말뚝재하시험 및 하중전이시험 결과



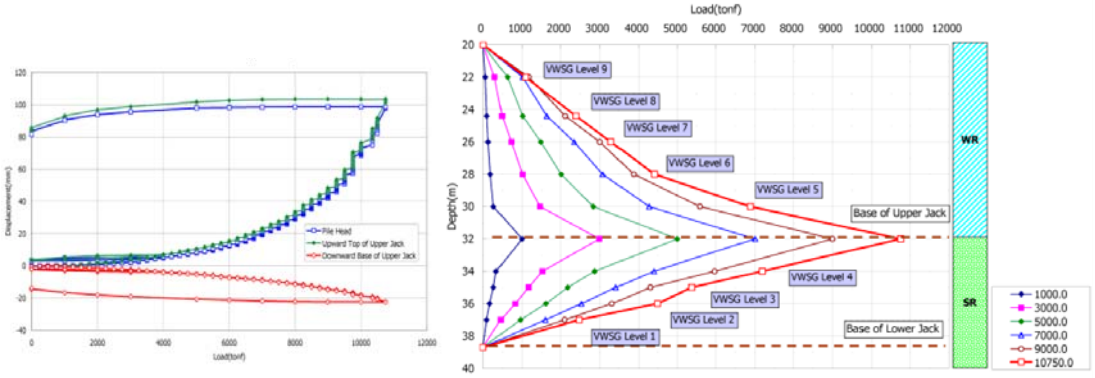

(a) 하중-변위 (b) 마찰력분포도

그림 3.8.5.2 ITP3-2의 양방향 말뚝재하시험 및 하중전이시험 결과



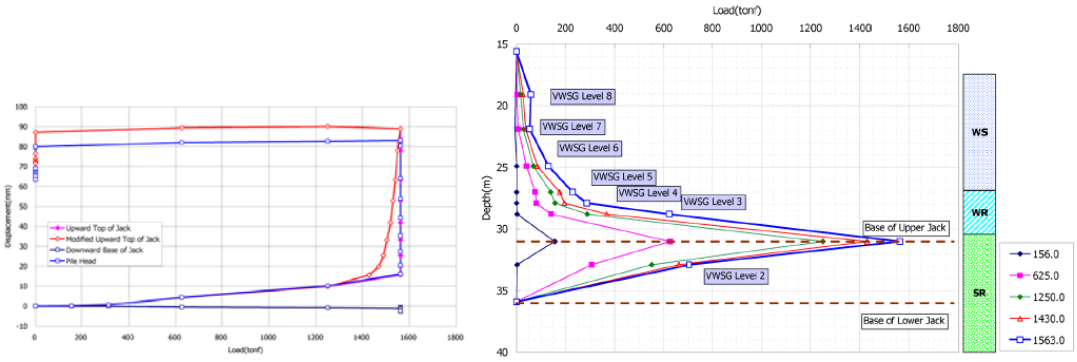

(a) 하중-변위 (b) 마찰력분포도

그림 3.8.5.3 ITP3-3의 양방향 말뚝재하시험 및 하중전이시험 결과



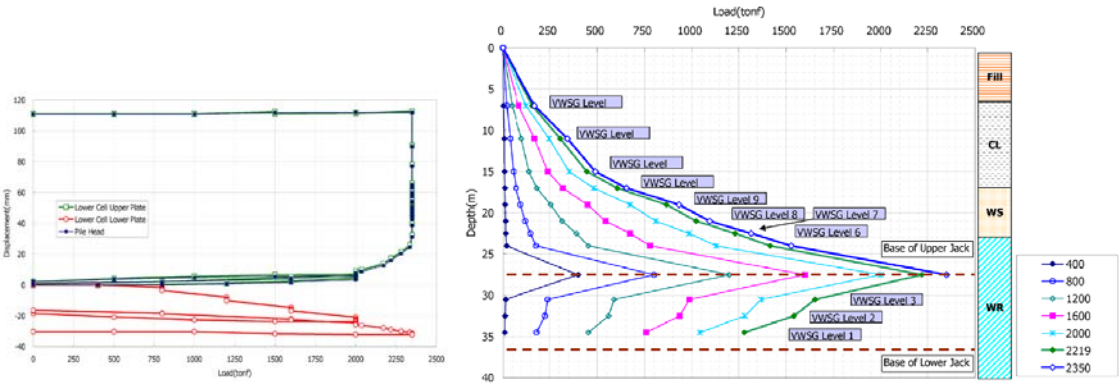

(a) 하중-변위 (b) 마찰력분포도

그림 3.8.5.4 ITP1의 양방향 말뚝재하시험 및 하중전이시험 결과




(a) 하중-변위 (b) 마찰력분포도

그림 3.8.5.5 ITP2의 양방향 말뚝재하시험 및 하중전이시험 결과




(a) 하중-변위 (b) 마찰력분포도

그림 3.8.5.6 ITP4의 양방향 말뚝재하시험 및 하중전이시험 결과

말뚝재하장치가 풍화대 지반의 말뚝선단에 위치한 시험말뚝(ITP3-3, YTP2)의 경우 양방향 말뚝재하장치의 하판변위와 재하하중의 관계를 이용하여 단위선단지지력과 변위를 분석하였고, 재하장치가 말뚝중간에 1개의 재하장치만 설치된 시험말뚝(ITP3-2)의 경우는 말뚝선단의 변위를 별도로 측정하고 하중전이 분석에 의해서 재하장치 하부 주면지반의 주면마찰력과 말뚝선단지반에 전달되는 하중을 분리하여 단위선단지지력과 변위를 분석하였다. 마지막으로 양방향 말뚝재하장치가 풍화대의 선단과 중간에 각각 1세트씩 설치된 시험말뚝(ITP4)의 경우 말뚝선단부에 설치된 재하장치의 하판변위와 재하하중의 관계를 이용하여 단위선단지지력과 변위관계를 분석하였다.

풍화대 지반에 근입된 시험말뚝(ITP3-2, ITP3-3, ITP4, YTP2)의 단위선단지지력과 변위 관계를 그림 3.6.1.2에 나타내었다. 여기에서 풍화토 소켓 말뚝(ITP3-3, YTP2)의 경우는 말뚝굴착이 완료되고 12시간 이상을 방치하여 말뚝선단이 매우 연약화되어 선단지지력이 과소 평가된 것으로 판단된다. 또한, 단위선단지지지력은 변위가 증가할수록 계속 증가하는 것으로 나타나, 최대단위선단지지력을 결정하기 위하여 25.4mm를 기준으로 결정하였다(그림 3.8.5.7 참조).

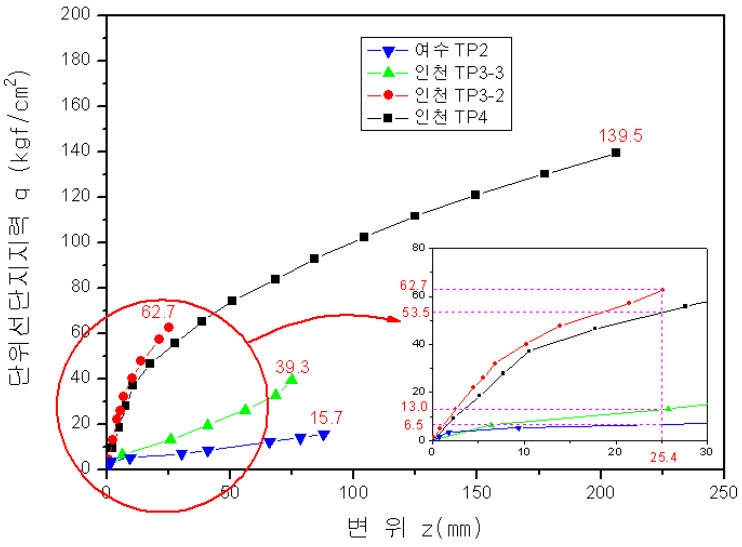



그림 3.8.5.7 단위선단지지력과 변위 관계(q-z)

## 나. DCPT를 이용한 국내 풍화대 지반에 근입된 현장타설말뚝의 설계

각 시험말뚝에서 수행된 DCPT의 결과에서 100회 타격시 관입량(DCPTR)와 말뚝 지지력특성(단위주면마찰력, 단위선단지지력)의 상관관계를 분석하였다(그림 3.8.5.10(c), (d) 참조). 또한, 추가적으로 타격횟수가 100회 미만의 점성토지반과 사질토지반에 대한 단위주면마찰력과 300mm관입 시 타격횟수(DCPT $N_{60}$)의 상관관계를 분석하였다(그림 3.8.5.10(a),(b) 참조).

분석 결과 DCPTR에 대한 $f_{max}$와 $q_{max}$와의 관계는 다음과 같이 나타났다.

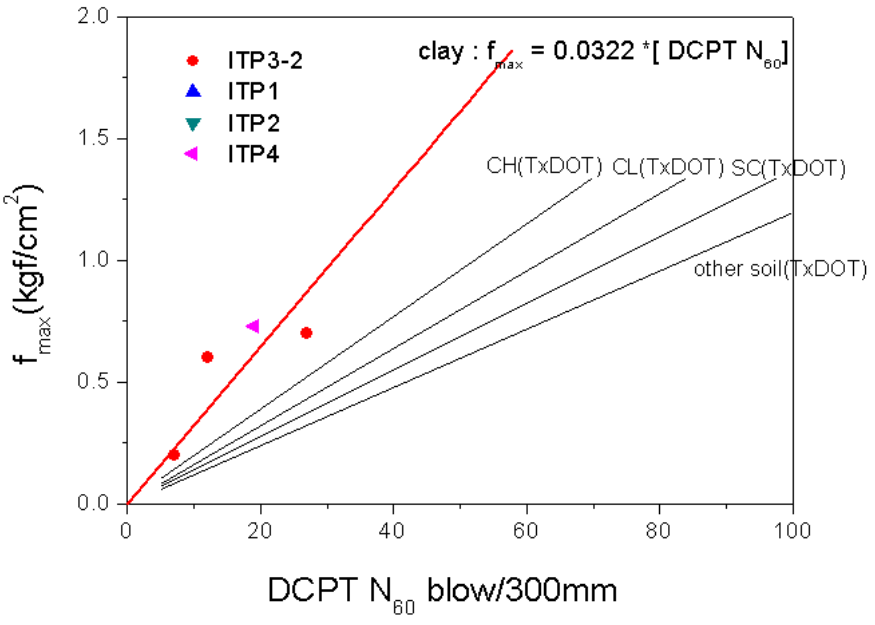
$$f_{max} = 625.25 \times DCPTR^{-1.051} \tag{3.8.5.1}$$

$$q_{max} = 3230.80 \times DCPTR^{-1.059} \tag{3.8.5.2}$$

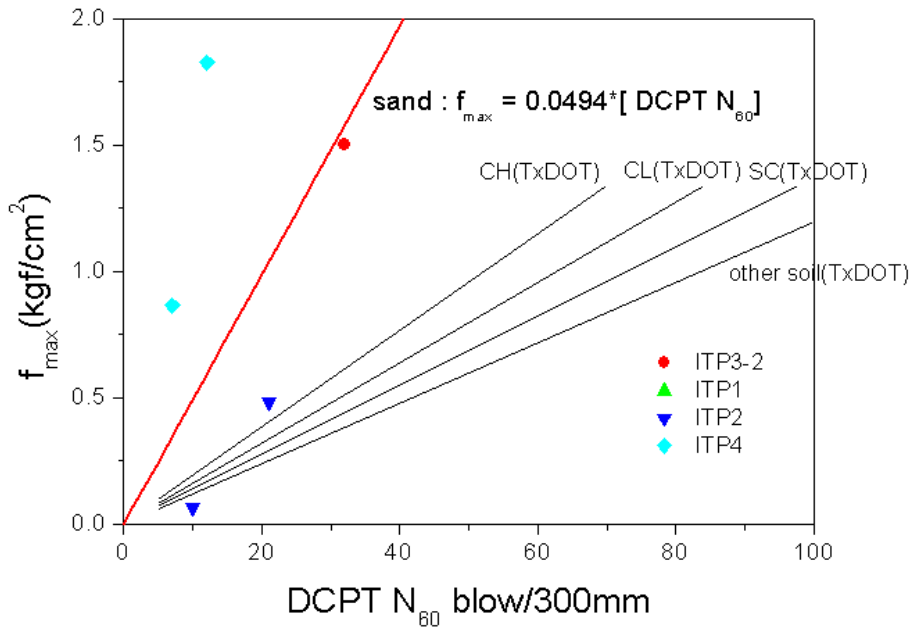
타격횟수 100회 미만의 토사지반의 경우 본 연구과제의 대상시험말뚝의 경우 말뚝선단이 토사지반에는 설치되지 않음으로서 단위선단지지력과의 상관관계는 확인하지 못하고, DCPT의 300mm관입 시 타격회수에 대한 단위주면마찰력($f_{max}$)의 관계가 풍화토와 점토층으로 각각 나타났다.

점토층 : $$f_{max} = 0.0322 \times [DCPT\ N_{60}] \tag{3.8.5.3}$$

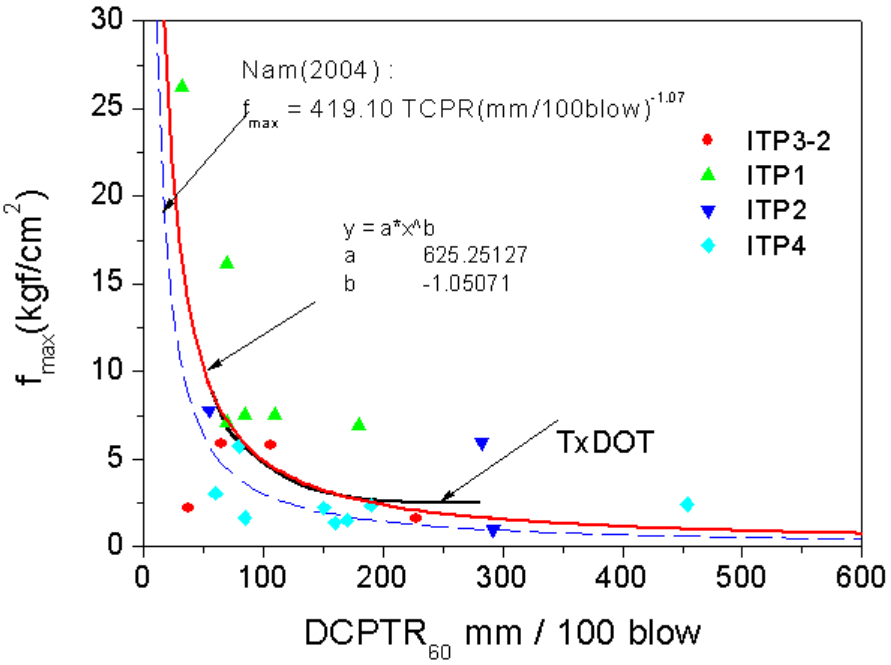
풍화토 : $$f_{max} = 0.0172 \times [DCPT\ N_{60}] \tag{3.8.5.4}$$



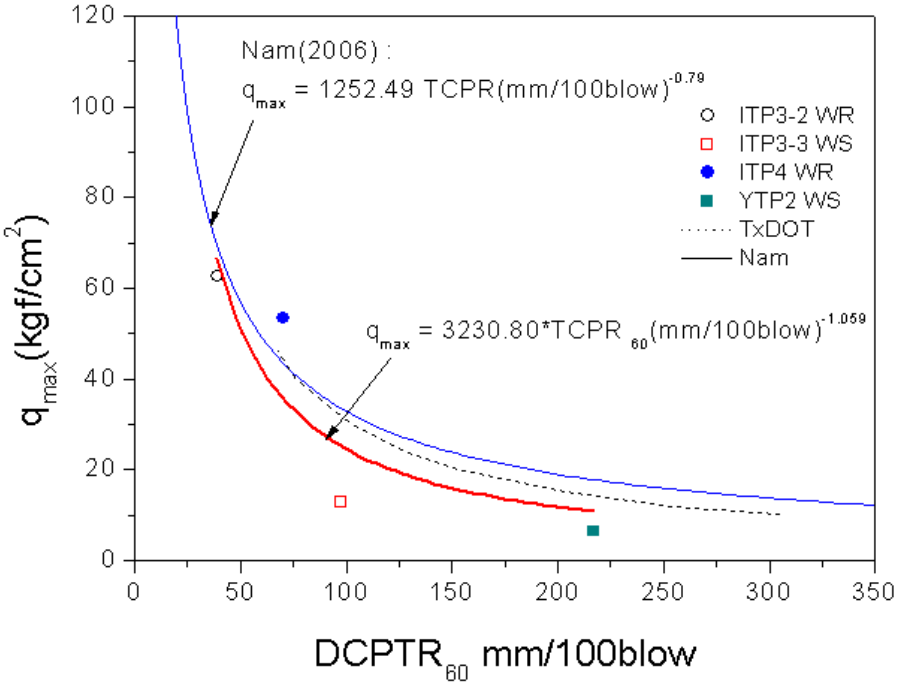

(a) 점성토의 최대단위주면마찰력과 DCPT $N_{60}$의 관계




(b) 사질토의 최대단위주면마찰력과 DCPT $N_{60}$의 관계




(c) 풍화대의 최대주면마찰력과 DCPTR의 관계




(d) 풍화대의 최대선단지지력과 DCPTR의 관계

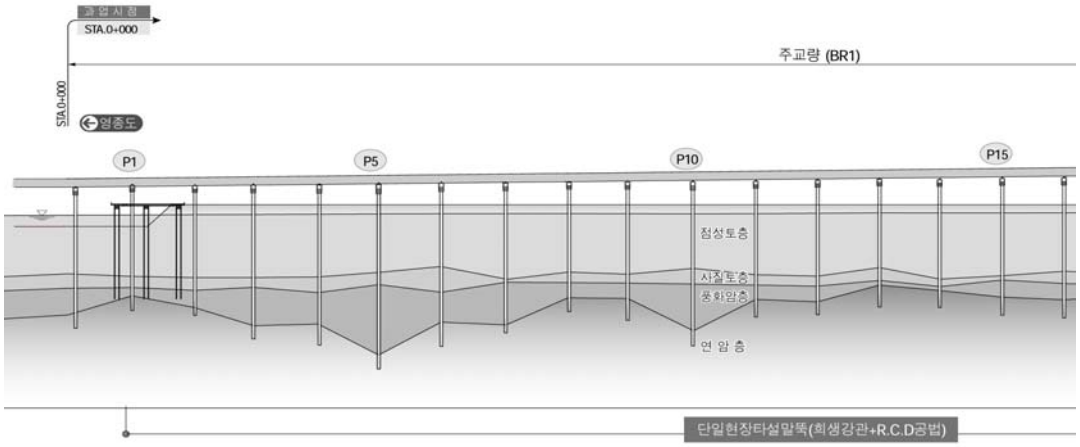
그림 3.8.5.10 말뚝지지력과 DCPT의 상관관계

본 절의 연구결과를 통하여 풍화대가 발달하여 양질의 시편 회수율이 낮아 일축압축강도의 산정이 어렵고, SPT용 스프릿 샘플러(split soon sample)의 강성부족으로 SPT의 IGM에 대한 적용이 어려운 지역에서는 대체 방법 DCPT를 적용할 수 있을 것이며, DCPT에서 산정된 DCPTR을 이용하여 식(3.8.5.1) ~ (3.8.5.4)을 이용하여 국내 풍화대 지반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력을 확인 할 수 있을 것으로 사료 된다.

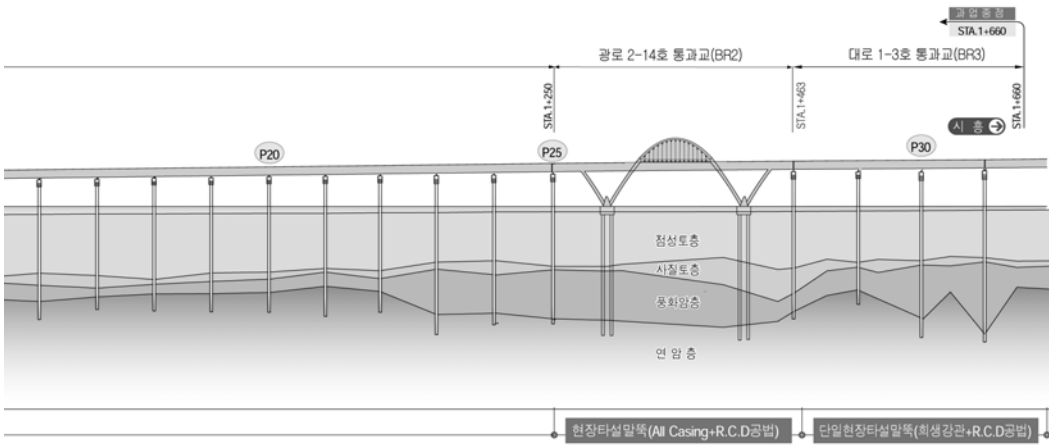
### 다. DCPT를 이용한 풍화대 지반의 지지력 재평가

인천대교 접속도로 현장의 주관연구기관의 시공구간에서 풍화암층을 사질토로 간주하여 $0.5N(\leq 20tf/m^2)$설계하였으며, 설계구간의 지층의 분포 및 설계내용은 다음과 같다.

표 3.8.5.1 인천대교 접속도로 말뚝기초(2공구)




| 기초위치 | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 | P13 | P14 | P15 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 기초형식 | 단일현장타설말뚝( ϕ2,400) | | | | | | | | | | | | | | |
| 풍화암층두께 (m) | 2.9 | 6.0 | 13.5 | 11.0 | 24.7 | 10.5 | 15.0 | 4.2 | 5.4 | 15.5 | 4.5 | 5.5 | 1.6 | 1.4 | 6.0 |
| 지지층 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 |
| 일축압축강도 ($N/cm^2$) | 2451.0 | 4503.0 | 1607.9 | 1,225.5 | 1,176.5 | 1127.5 | 1794.1 | 2783.4 | 1443.1 | 1354.9 | 1737.3 | 3862.8 | 1538.2 | 1715.7 | 1856.9 |
| 지지층심도 (EL(−), m) | 30.7 | 34.8 | 41.2 | 40.6 | 51.5 | 39.9 | 40.9 | 31.4 | 31.6 | 43.0 | 31.9 | 32.8 | 26.9 | 28.8 | 31.1 |
| 연암근입심도 (m) | 5.0 | 3.0 | 4.2 | 7.3 | 3.7 | 8.2 | 2.8 | 3.6 | 7.3 | 5.2 | 5.8 | 2.4 | 7.5 | 6.7 | 6.3 |




| P16 | P17 | P18 | P19 | P20 | P21 | P22 | P23 | P24 | P25 | P26 | P27 | P28 | P29 | P30 | P31 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | 현장타설말뚝 ( ϕ2,400) | | | 단일현장타설말뚝 ( ϕ2,400) | | |
| 5.7 | 3.1 | 3.4 | 4.3 | 4.7 | 5.0 | 4.5 | 16.0 | 13.5 | 17.3 | 17.3 | 12.2 | 6.5 | 8.0 | 19.0 | 25.5 |
| 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 | 연 암 |
| 2235.3 | 2068.6 | 1902.0 | 1797.1 | 1546.1 | 1104.9 | 1482.4 | 1078.4 | 1737.3 | 3745.1 | 3019.6 | 990.2 | 3715.7 | 3892.2 | 1000.0 | 2490.2 |
| 32.1 | 30.4 | 29.4 | 29.3 | 28.9 | 26.7 | 28.5 | 36.7 | 36.2 | 38.2 | 38.7 | 40.4 | 35.6 | 28.0 | 38.3 | 43.6 |
| 5.7 | 4.4 | 5.3 | 6.4 | 6.8 | 10.2 | 7.3 | 6.9 | 4.0 | 2.4 | 1.0 | 2.4 | 2.4 | 5.2 | 6.0 | 2.4 |

국내 풍화암을 사질토지반으로 가정하여 설계하는 것은 풍화암을 과소평가하게 됨으로 본 현장의 풍화암의 DCPT결과를 이용하여 각 말뚝의 지지력 및 소요길이를 재평가하였다.

본 현장의 풍화대 지반의 DCPT는 표 3.5.5.8의 시험결과를 평균하였으며, 그 결과 100회 타격시 관입량 9cm로 나타났다. 그림 3.8.5.10의 풍화대 말뚝지지력과 DCPTR의 관계로 풍화암의 최대주면마찰력은 최대주면마찰력은 5.5 kgf/cm$^2$(55tf/m$^2$)으로 나타났다.

풍화암의 최대주면마찰력(5.5 kgf/cm$^2$)을 이용하여 말뚝의 지지력과 소요 말뚝길이를 계산하였으며, 기존설계의 말뚝길이와 비교하여 표 3.8.5.2에 나타내었다.

표 3.8.5.2 DCPTR을 이용한 말뚝 지지력 및 길이

| 기초위치 | DCPT를 이용 말뚝설계 | | | | 기본설계 말뚝길이 (m) | 말뚝길이 증감 (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 지지력 (tonf) | 설계반력 (tonf) | 효율 (%) | 말뚝길이 (m) | | |
| P1 | 2589.6 | 2564.4 | 99.0 | 40.0 | 40.7 | -0.7 |
| P2 | 2408.2 | 2324.8 | 96.5 | 39.4 | 42.8 | -3.4 |
| P3 | 2458.4 | 2423.1 | 98.6 | 44.3 | 50.4 | -6.1 |
| P4 | 2410.7 | 2380.0 | 98.7 | 47.9 | 52.9 | -5.0 |
| P5 | 2441.2 | 2420.4 | 99.1 | 45.9 | 60.2 | -14.3 |
| P6 | 2490.2 | 2418.7 | 97.1 | 48.4 | 53.1 | -4.7 |
| P7 | 2504.8 | 2428.3 | 96.9 | 41.5 | 48.7 | -7.2 |
| P8 | 2517.2 | 2431.0 | 96.6 | 39.4 | 40.0 | -0.6 |
| P9 | 2502.2 | 2437.8 | 97.4 | 42.1 | 43.9 | -1.8 |
| P10 | 2485.4 | 2435.7 | 98.0 | 49.5 | 53.2 | -3.7 |
| P11 | 2500.6 | 2446.7 | 97.8 | 41.4 | 42.7 | -1.3 |
| P12 | 2786.5 | 2449.6 | 87.9 | 34.3 | 40.2 | -5.9 |
| P13 | 2472.7 | 2455.6 | 99.3 | 39.1 | 39.4 | -0.3 |
| P14 | 2508.0 | 2458.1 | 98.0 | 40.5 | 40.5 | 0.0 |
| P15 | 2501.4 | 2461.0 | 98.4 | 40.6 | 42.5 | -1.9 |
| P16 | 2490.4 | 2464.6 | 99.0 | 41.1 | 42.8 | -1.7 |
| P17 | 2481.6 | 2469.8 | 99.5 | 39.0 | 39.8 | -0.8 |
| P18 | 2493.2 | 2474.0 | 99.2 | 38.7 | 39.7 | -1.0 |
| P19 | 2515.8 | 2478.3 | 98.5 | 39.5 | 40.7 | -1.2 |
| P20 | 2554.8 | 2482.8 | 97.2 | 39.3 | 40.7 | -1.4 |
| P21 | 2498.0 | 2485.7 | 99.5 | 39.7 | 41.9 | -2.2 |
| P22 | 2567.6 | 2496.3 | 97.2 | 39.5 | 40.8 | -1.3 |
| P23 | 2699.9 | 2455.1 | 90.9 | 41.9 | 48.6 | -6.7 |
| P24 | 2928.9 | 2605.2 | 88.9 | 41.4 | 45.2 | -3.8 |
| P25 | 2206.4 | 1400.9 | 63.5 | 28.0 | 45.6 | -17.6 |
| P26 | 1522.8 | 1436.1 | 94.3 | 38.9 | 43.2 | -4.3 |
| P27 | 1575.6 | 1426.4 | 90.5 | 39.8 | 46.3 | -6.5 |
| P28 | 2300.1 | 2089.0 | 90.8 | 37.6 | 42.9 | -5.3 |
| P29 | 2696.3 | 2680.2 | 99.4 | 36.0 | 38.1 | -2.1 |
| P30 | 3025.9 | 2359.4 | 78.0 | 43.5 | 49.3 | -5.8 |
| P31 | 2071.4 | 2063.1 | 99.6 | 49.1 | 51.0 | -1.9 |
| 계 | | | | 1267.0 | 1387.5 | -120.5 |

국내 풍화대의 말뚝지지력과 관련된 설계인자가 없는 실정에서 본 연구에서 DCPTR과 말뚝지지력과의 관계를 통하여 본 현장의 전체말뚝길이를 기존설계에서 보다 약 8.7%를 절감할 수 있는 것으로 판단된다. 여기에 말뚝의 재료비, 시공비, 시간 등을 고려한다면, 기존 설계보다 더욱 경제적인 설계 및 시공이 이루어 질 수 있을 것으로 판단된다.

# 제9절 풍화대소켓 현장타설말뚝의 설계를 위한 전산프로그램

## 1. 전산프로그램 개발

### 가. 전산프로그램 개요

앞에서 개발된 하중전이함수의 현장 적용성 검증을 위해 앞서 제시된 Coyle and Reese(1966)의 해석과정을 이용하였다. 그림 3.9.1.1은 프로그래밍을 위한 알고리즘을 나타낸 것이다. 알고리즘을 토대로 전산프로그램을 개발하였고, 프로그램의 검증이 수행되었다.

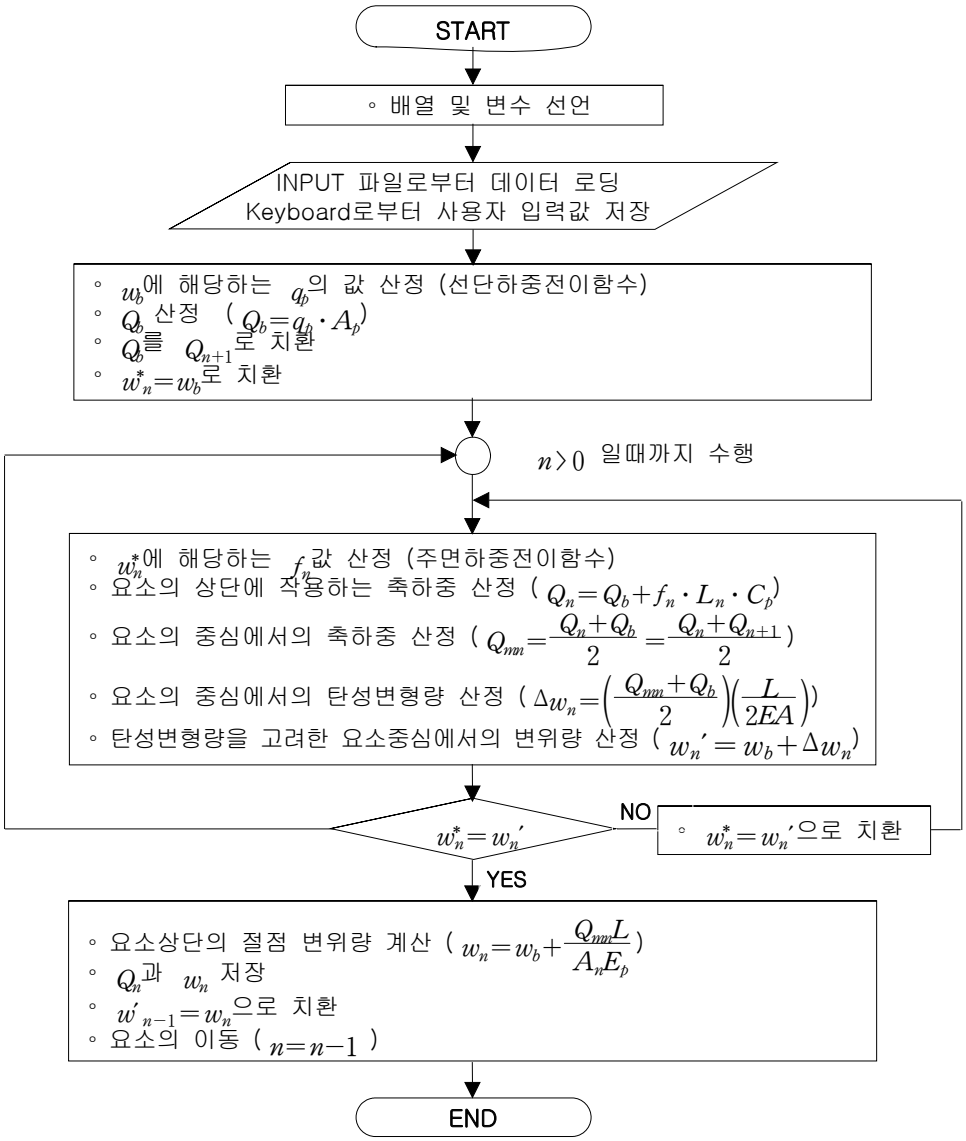



그림 3.9.1.1 하중전이함수법 알고리즘

### 나. 포함된 말뚝기초의 설계내용

하중전이함수법을 이용한 프로그램에는 각 지반별 하중전이곡선과 최대지지력 산정법이 포함되어야 한다. 다음은 설계 프로그램에 포함된 하중전이곡선과 최대지지력을 나타내었다.

풍화대의 분류를 풍화토, 풍화암으로 구분한 기존 지반분류법에 해당하는 하중전이곡선과 그 외 토사층을 해석하기 위한 하중전이함수를 선정하여 표 3.9.1.1에 나타내었다. 또한 각 지반별 최대지지력 산정법을 선정하여 표 3.9.1.2에 나타내었다. 풍화대의 분류를 $W_H$, $W_M$, $W_L$의 세 지층으로 구분한 새로운 지반분류법에 해당하는 하중전이함수는 본 연구를 통해 개발된 하중전이함수를 사용하였고, 토사층에 대한 하중전이함수는 기존분류법에 사용된 함수를 사용하였다. 사용된 하중전이함수는 표 3.9.1.3에 나타내었다. 그러나 새로운 분류법에 해당하는 지층의 최대지지력을 산정법은 기존 분류법에 사용된 식을 사용하였다.

표 3.9.1.1 기존 분류법의 하중전이함수

<table>
<tr><th>지반</th><th>주면하중전이함수</th><th>선단하중전이함수</th></tr>
<tr><td>점성토</td><td rowspan="2">• Vijayvergiya(1977)<br>$-\frac{f}{f_{max}}=2\sqrt{\frac{w}{w_c}}-\frac{w}{w_c}$<br>-점성토 $w_c=0.25$, 사질토 $w_c=0.85$</td><td rowspan="5">• Vijayvergiya(1977)<br>- $w_b \le w_{bmax}: \frac{q}{q_{max}}=(\frac{w_b}{w_{bmax}})^{\frac{1}{3}}$<br>$w_b > w_{bmax}: \frac{q}{q_{max}}=1$</td></tr>
<tr><td>사질토</td></tr>
<tr><td>풍화토</td><td rowspan="3">• 본 연구 수행 결과<br>$-\frac{f}{f_{max}}=\frac{w}{\frac{0.01\cdot\alpha\cdot D}{1+\alpha}+\frac{w}{1+\alpha}}$<br>-풍화토: α=0.25, 풍화암,염암: α=0.35</td></tr>
<tr><td>풍화암</td></tr>
<tr><td>연암</td></tr>
</table>

표 3.9.1.2 기존 분류법의 최대지지력 산정법

| 지반 | 최대 주면마찰력 산정법 | 최대 선단지지력 산정법 |
|---|---|---|
| 점성토 | • α-방법 사용<br>- $f=\alpha c_u$<br>- $0.75<\alpha<1.0$으로 평균값인 0.85사용 | • Meyerhof(1976)<br>- $q=9c_u$<br>- 비배수 전단강도 사용 |
| 사질토 | • Meyerhof(1976)<br>- $f=0.02p_a N_{60}$<br>- 보정된 N값 사용 | • Meyerhof(1976)<br>- $q=mN_{60},\ m=\frac{3}{2}\left(\frac{L_b}{B}\right)\leq 15$ |
| 풍화토 | | • Briaud et al. (1983)<br>- $q=19.7P_a(N_{60})^{0.36}$<br>- $P_a$ : 대기압 |
| 풍화암 | | |
| 연암 | • Carter and Kulhawy(1988)<br>- $f=0.15q_u$ | • Zhang and Einstein(1976)<br>- $q=48.3q_u^{0.51}$ |

표 3.9.1.3 새로운 분류법의 하중전이함수

| 지반 | 주면하중전이함수 |
|---|---|
| 분류 $W_H$ | • $\frac{f}{f_{max}}=\frac{1.2\times\frac{w}{D}(\%)}{0.2+\frac{w}{D}(\%)}$ |
| 분류 $W_M$ | • $\frac{f}{f_{max}}=\frac{1.15\times\frac{w}{D}(\%)}{0.2+\frac{w}{D}(\%)}$ |
| 분류 $W_L$ | • $\frac{f}{f_{max}}=\frac{1.3\times\frac{w}{D}(\%)}{0.2+\frac{w}{D}(\%)}$ |

### 다. 프로그램 개발환경

본 프로그램의 개발환경은 다음과 같다.

(1) 운영체제 : Windows XP

(2) Mail Application : Microsoft Visual C++

(3) 보조 개발 프로그램 : Fortran

### 라. 전산프로그램 검증

전산프로그램의 검증을 위해 사용된 말뚝은 인천대교 접속도로 현장의 4개의 말뚝에 대해 실시되었다. 현장시험의 등가하중-침하곡선과 프로그램 실행 결과의 하중침하곡선을 비교하여 그림 3.9.1.2~3.9.1.5 까지 나타내었다. 그 결과 TP1~TP3의 등가하중침하곡선과 프로그램 실행결과와 매우 유사하게 일치하였다.

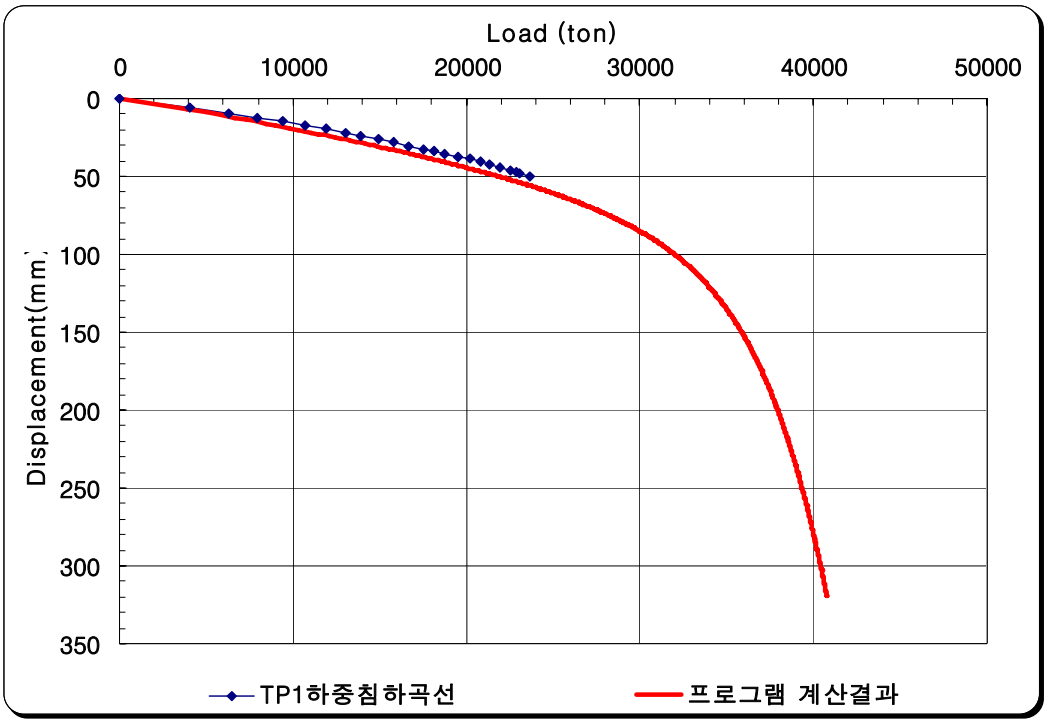



그림 3.9.1.2 TP1의 하중침하곡선 비교

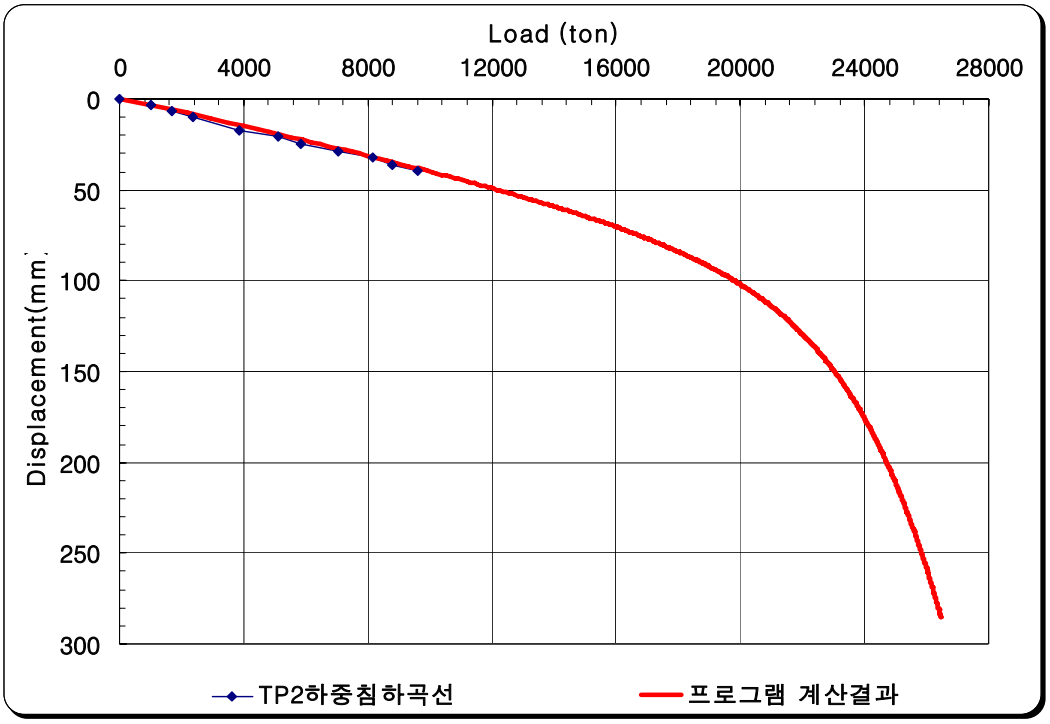



그림 3.9.1.3 TP2의 하중침하곡선 비교

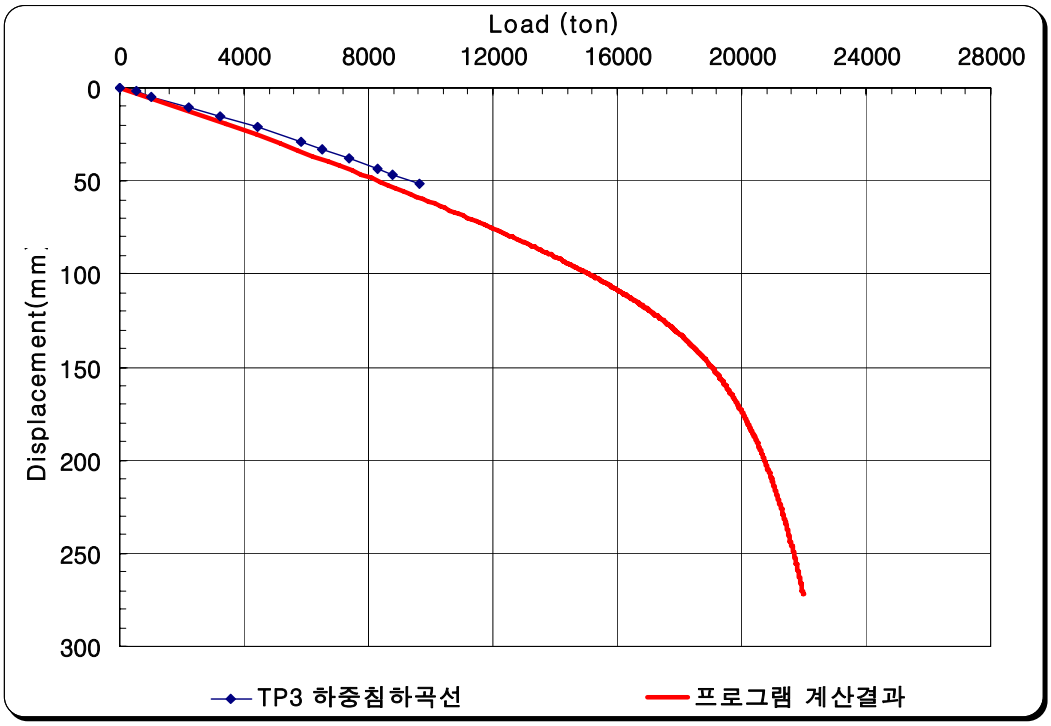



그림 3.9.1.4 TP3의 하중침하곡선 비교

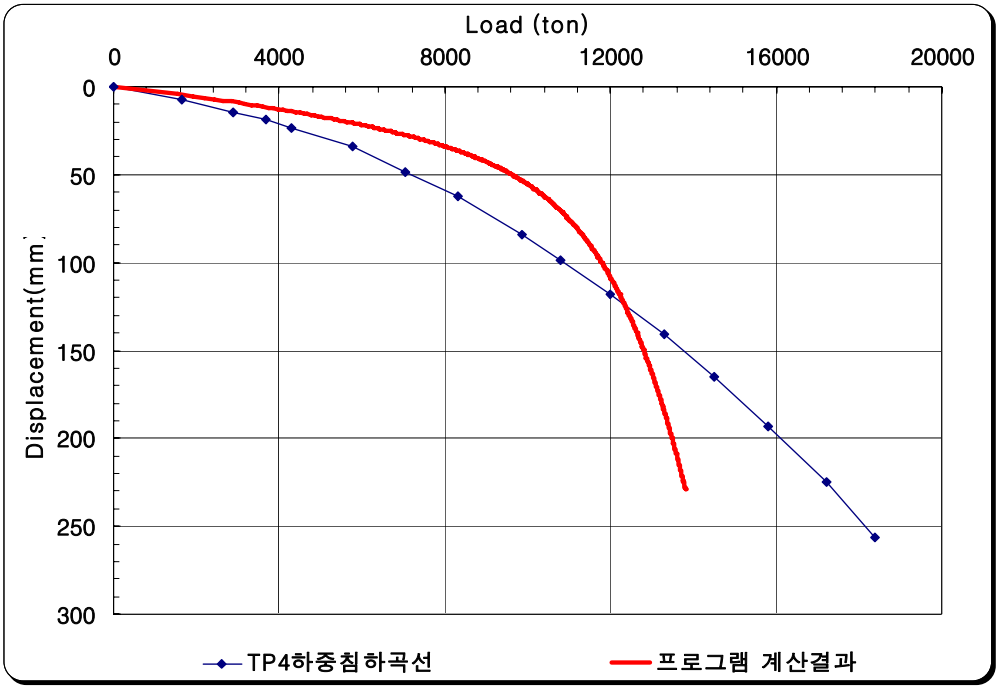



그림 3.9.1.5 TP4의 하중침하곡선 비교

## 2. 프로그램 사용법

### 가. 프로그램 설치

프로그램 폴더에 있는 “Setup.exe” 파일을 더블클릭하여 설치를 시작한다. 다음은 그림 3.9.2.1~3.9.2.7의 단계를 수행하여 설치를 끝낸다.

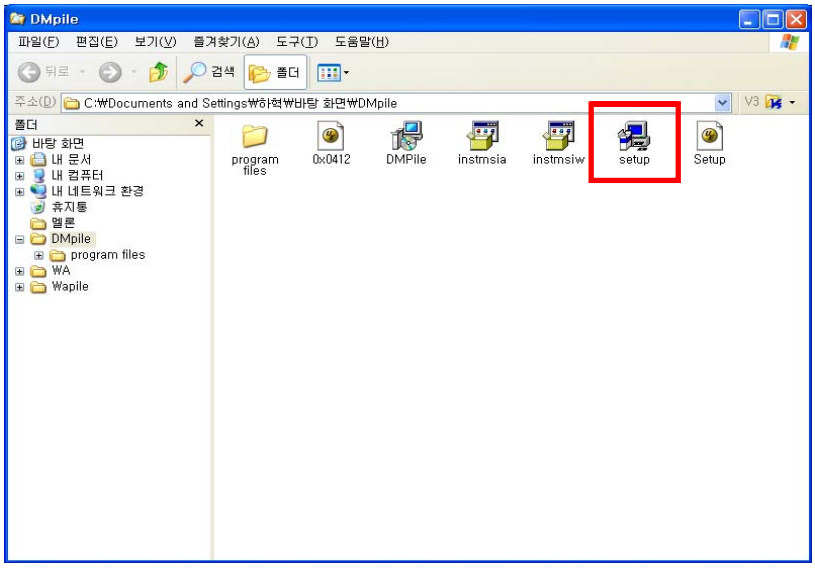



그림 3.9.2.1 프로그램 설치 폴더

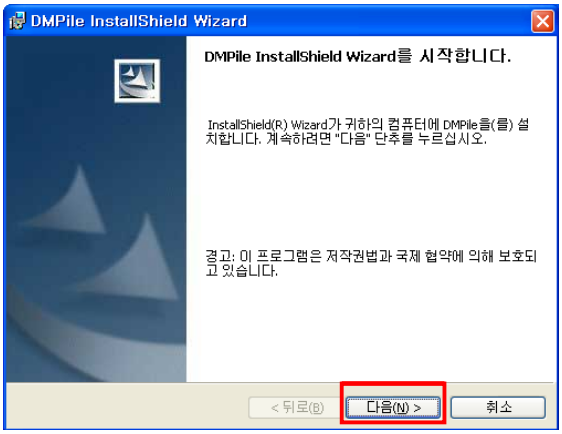



그림 3.9.2.2 프로그램 설치 Step 1

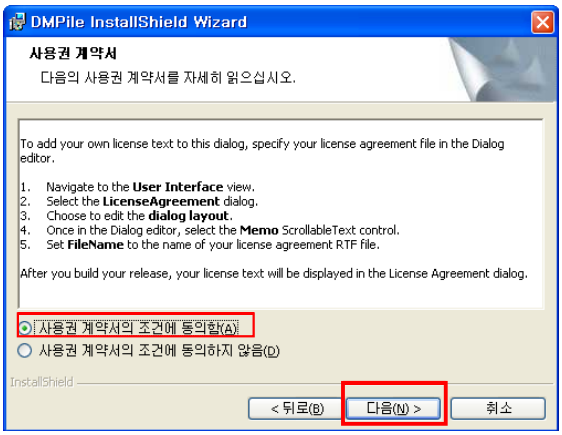



그림 3.9.2.3 프로그램 설치 Step 2

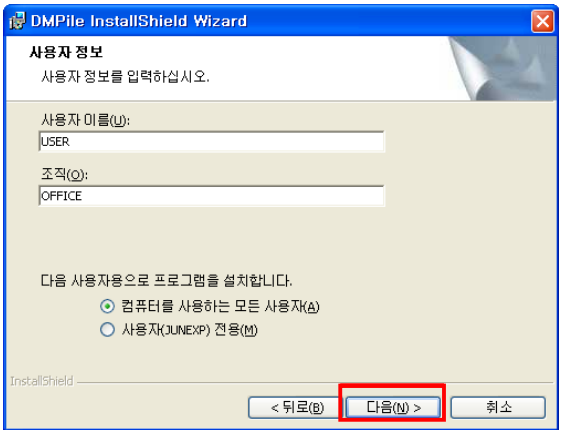



그림 3.9.2.4 프로그램 설치 Step 3

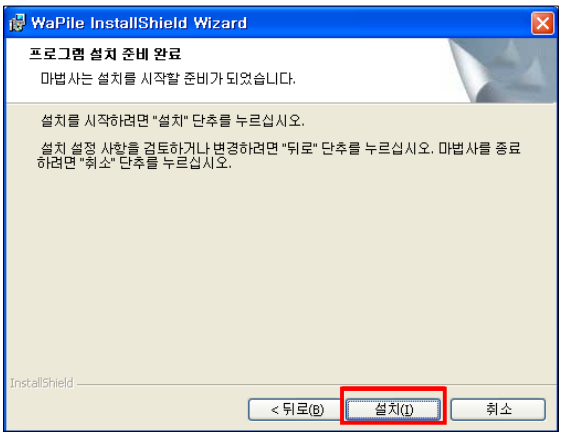



그림 3.9.2.5 프로그램 설치 Step 4

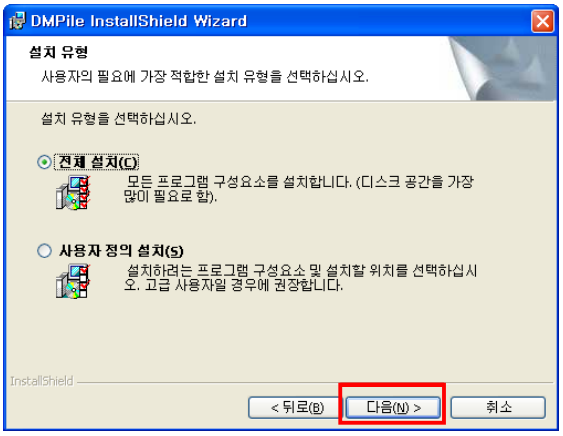



그림 3.9.2.6 프로그램 설치 Step 5

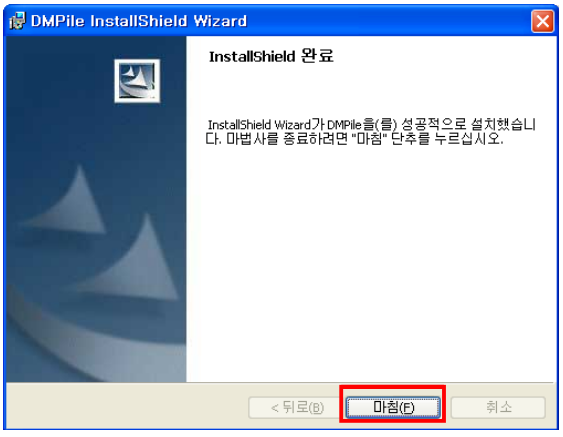



그림 3.9.2.7 프로그램 설치 Step 6

설치가 끝나면 바탕화면과 시작메뉴에 다음과 같은 단축아이콘이 생성된다.




그림 3.9.2.8 바탕화면 단축아이콘

## 나. 프로그램 실행

(1) 프로그램 시작하기

윈도우상에서 프로그램이 설치되면 바탕화면의 단축아이콘을 더블클릭하여 실행한다. 프로그램이 시작되면 다음과 같은 화면이 나타나면서 프로그램이 수행되며 초기화면은 3초후 자동으로 사라진다.




그림 3.9.2.9 프로그램 Intro 화면

(2) 프로그램 구성

프로그램은 그림 3.9.2.10과 같이 하나의 단일 Form으로 구성되어 있으며, 각 명령 실행의 경우마다 새로운 Form을 생성시켜 데이터를 입·출력할 수 있도록 되어 있다.

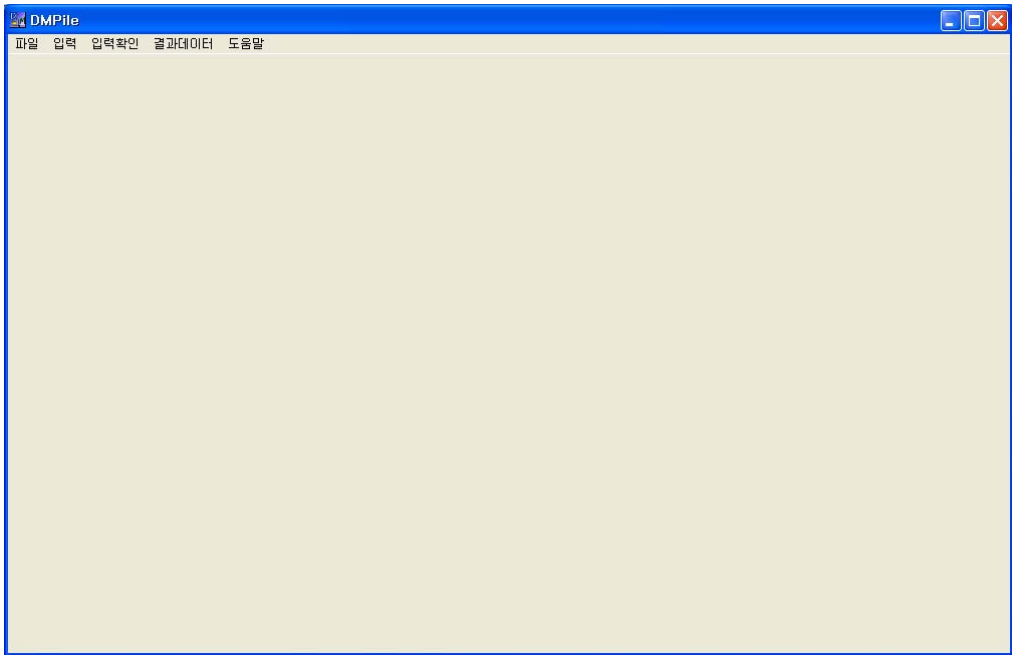
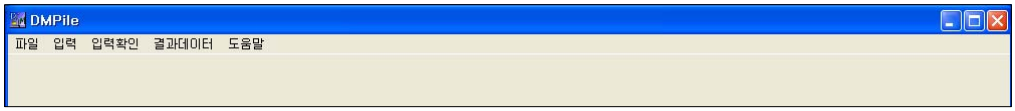


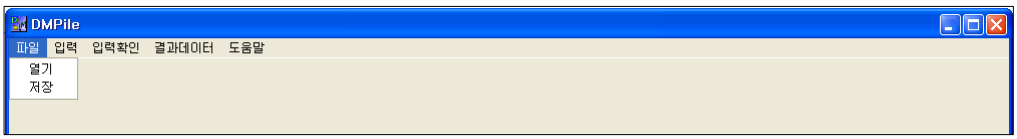

그림 3.9.2.10 프로그램 초기 화면

(3) 메뉴의 구성

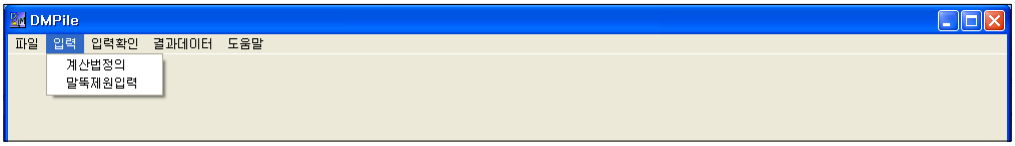
① 전체 메뉴



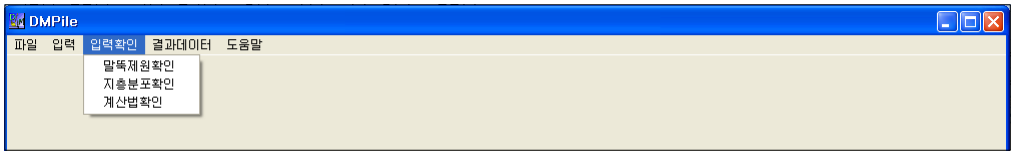

② [파일]메뉴



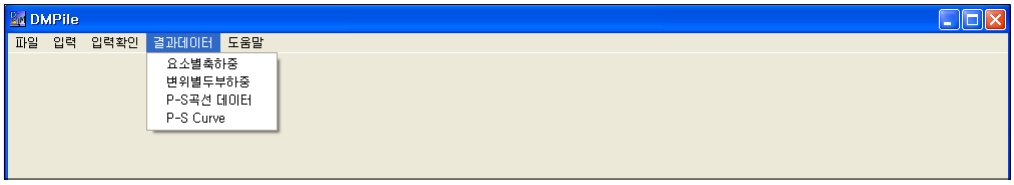

③ [입력]메뉴



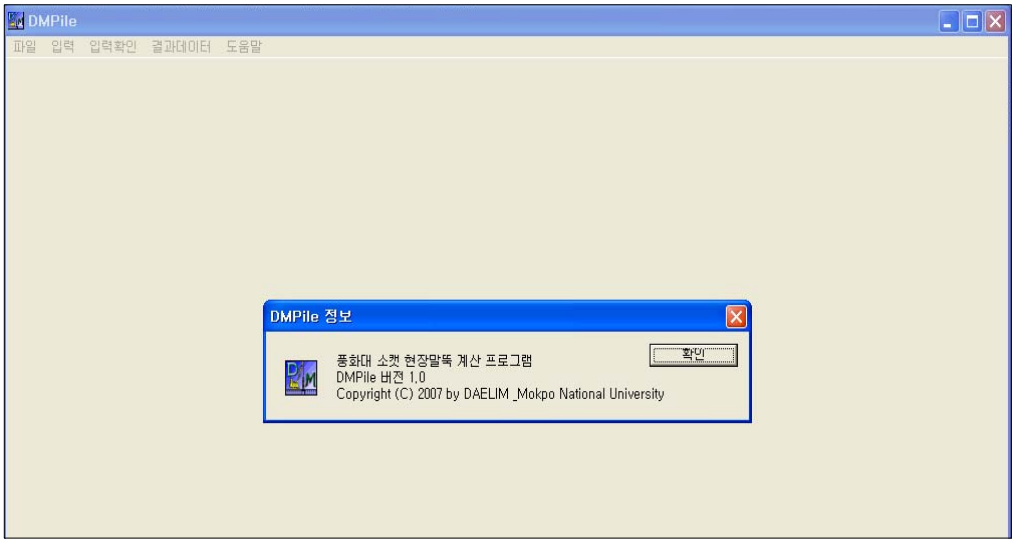
④ [입력확인] 메뉴




⑤ [결과데이터] 메뉴

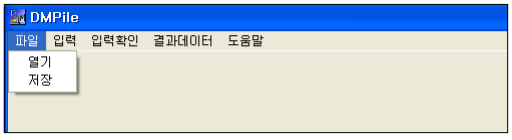



⑥ [도움말] 메뉴



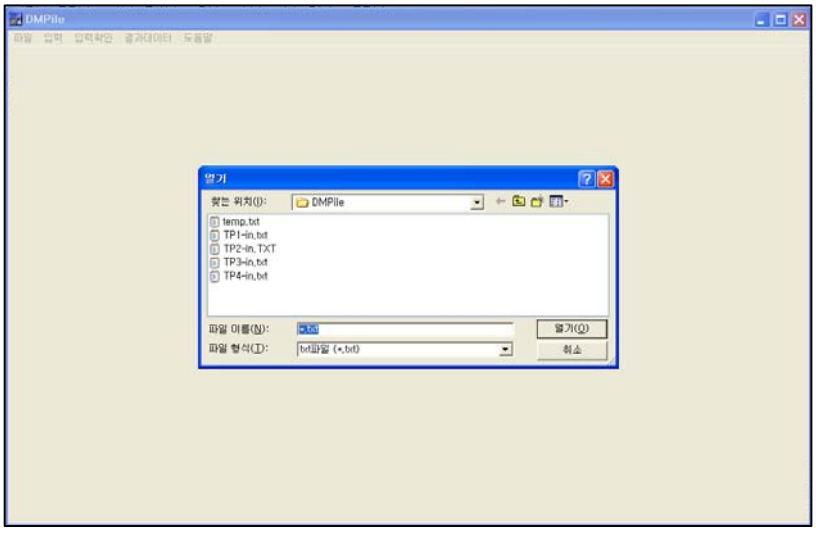

(4) [파일] 메뉴

① [열기] 메뉴



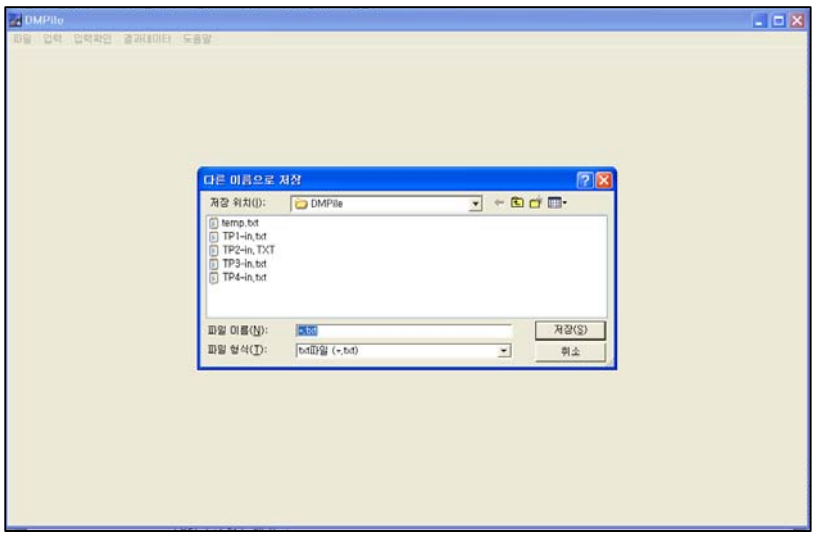

이 메뉴는 이미 저장되어 있는 프로젝트를 불러오는 메뉴이다. 텍스트로 저장

되어 있는 예제파일 또는 저장된 파일을 선택하고 [열기]를 클릭하면 값을 불러올수 있다.




② [저장] 메뉴

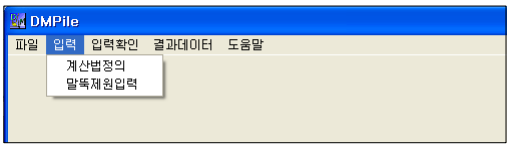
이 메뉴는 프로젝트를 수행하여 입력하거나 수정한 각종 제원들을 새로 저장하는 메뉴이다.



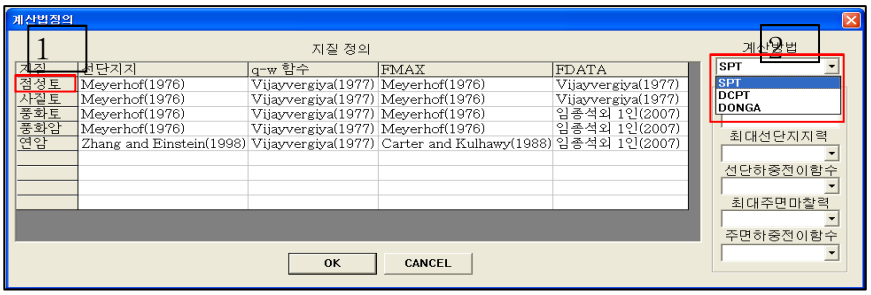

(5) [입력] 메뉴

① [계산법정의] 메뉴

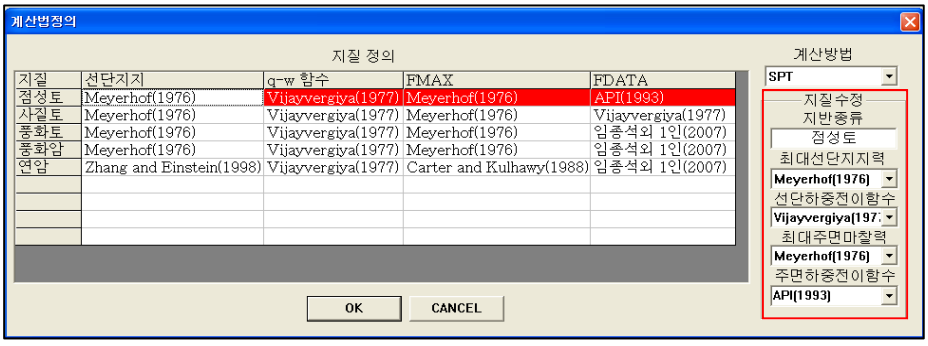
이 메뉴는 각 지층별로 계산을 수행하는 방법을 선택하는 메뉴로, 사용할 하중전이함수와 최대지지력 계산법을 정의할 수 있다.




계산방법을 선택하는 메뉴2 에서 [SPT], [DCPT] 그리고 새로운 분류법으로 계산을 수행하는 [DONGA]의 메뉴가 있다. 선택 방법은 먼저 수정할 지질을 메뉴1에서 선택을 한다.

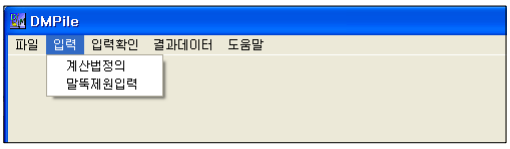



그러면 우측의 “지질수정” 부분이 활성화가 되어 위에서부터 순서대로 최대선단지지력 계산법, 선단하중전이함수, 최대주면마찰력, 주면하중전이함수의 계산방법을 선택할 수 있다. 선택이 완료되면 [OK]버튼을 클릭하여 진행한다.

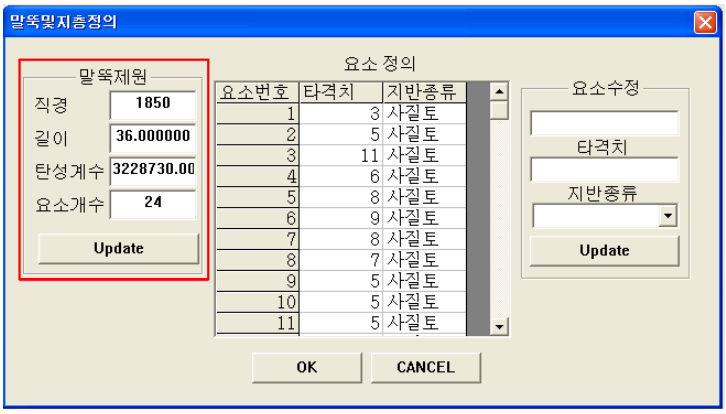



② [말뚝제원입력] 메뉴

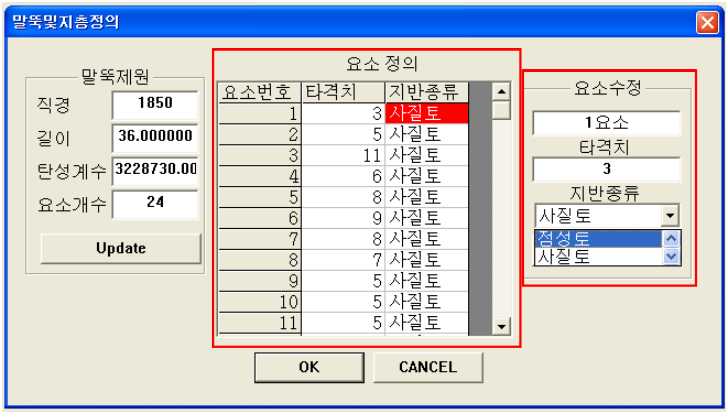
이 메뉴는 말뚝의 제원과 말뚝 각 요소의 물성치를 입력하는 메뉴로, 각 요소에 해당하는 지반종류와 물성치를 입력하는 단계이다. 하중전이함수와 최대지지력 계산법을 정의할 수 있다.



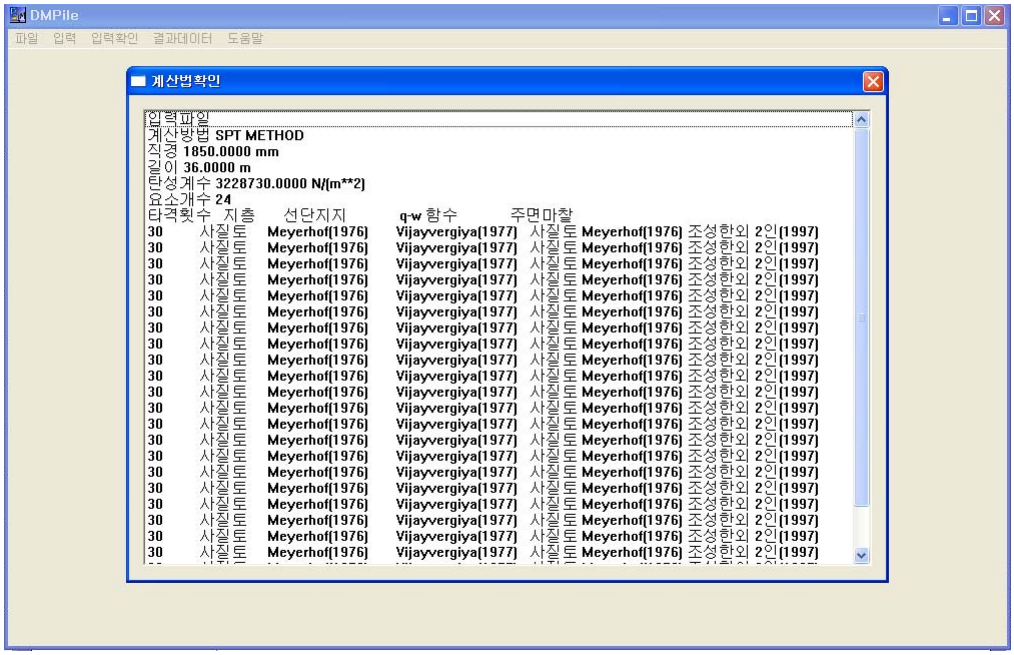

[말뚝 및 지층정의]입력창의 왼쪽에 말뚝의 제원을 직경, 길이, 탄성계수, 그리고 요소개수를 입력한 후 [Update]버튼을 클릭한다.




창의 중간부분의 요소번호를 클릭하게 되면 우측의 [요소수정]부분이 활성화가 되어 수정이 가능한 상태로 된다. 타격횟수를 입력하고 지반종류를 선택한 후 [Update]버튼을 클릭한다.

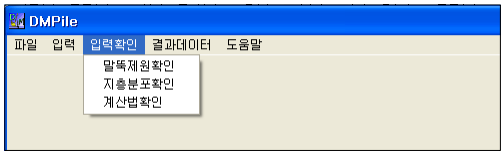



[OK]버튼을 클릭하게 되면 다음 그림과 같이 입력된 데이터를 확인하는 창이 뜬다.

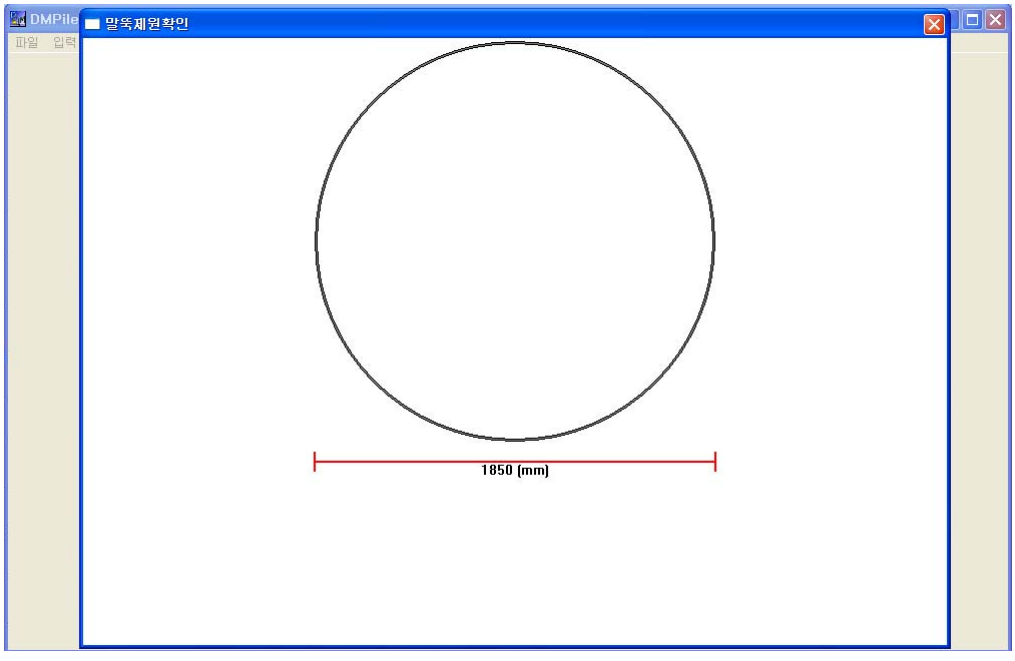



(6) [입력확인] 메뉴

① [말뚝제원확인] 메뉴

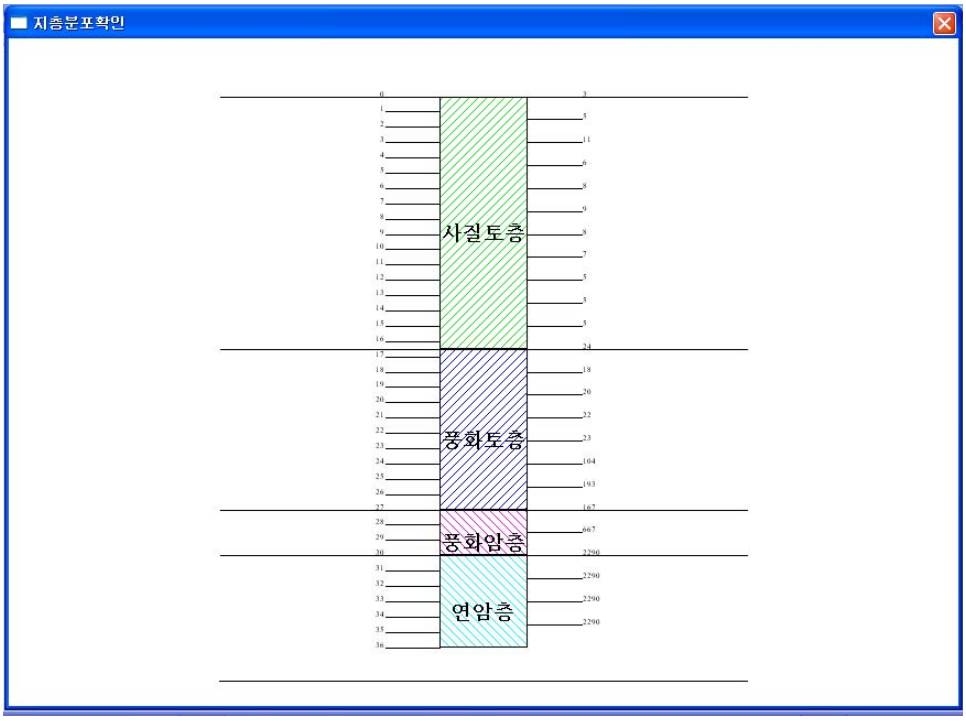



이 메뉴에서는 입력된 말뚝의 단면형상을 확인할 수 있는 메뉴이다.



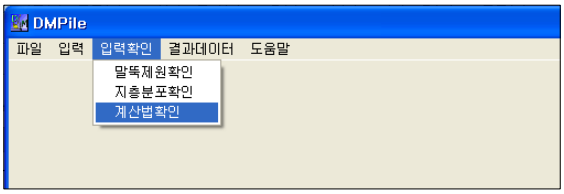
② [지층분포확인] 메뉴

이 메뉴는 입력된 말뚝이 설치된 지반의 구분상태를 확인할 수 있는 메뉴이다.

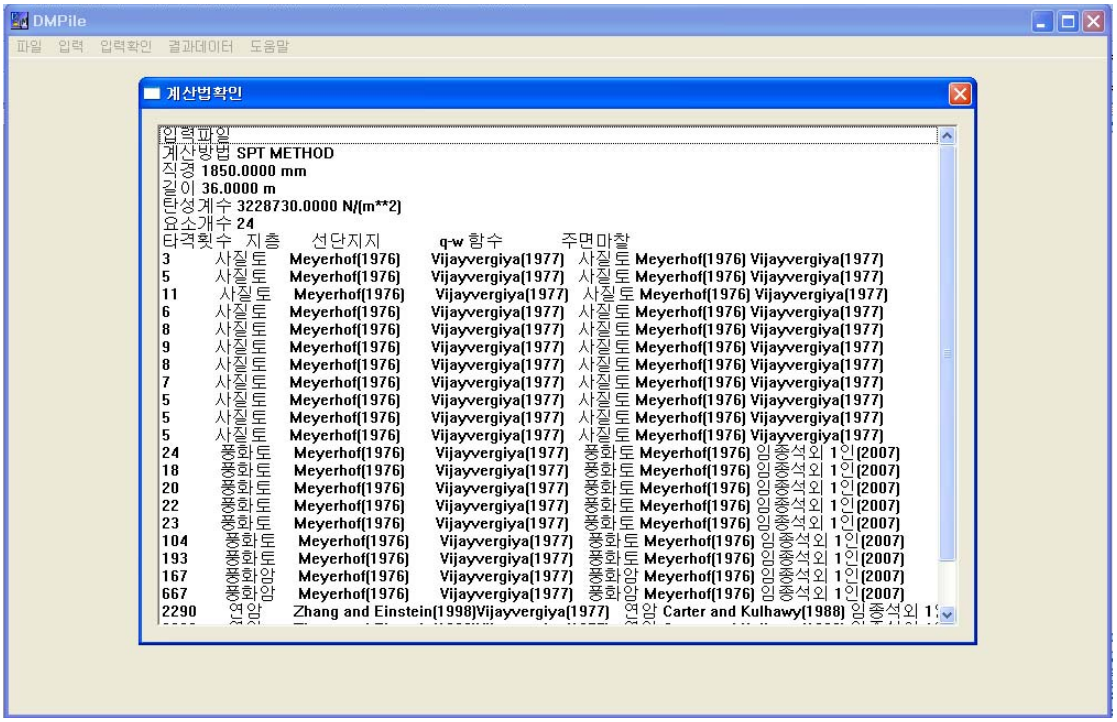



③ [계산법 확인] 메뉴

이 메뉴는 프로젝트 파일을 불러왔거나 입력을 다 끝낸 후 바로 나타나는 화면을 다시 한 번 확인할 수 있는 메뉴이다.

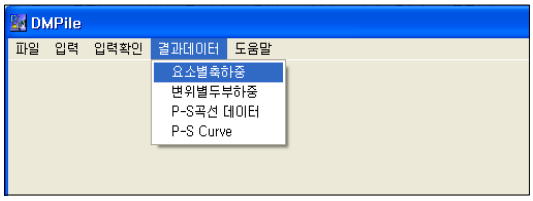



메뉴를 선택하게 되면 다음 그림과 같이 입력된 데이터 및 계산방법 등을 확인할 수 있다.



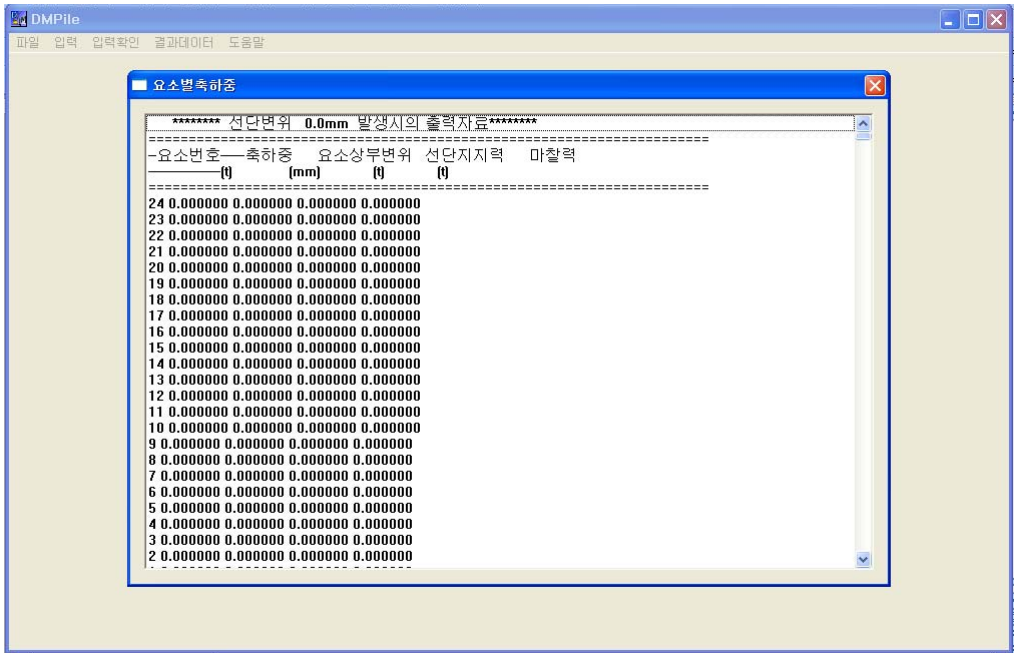

(7) [결과데이터] 메뉴

이 메뉴는 계산 결과를 볼 수 있는 메뉴이다.



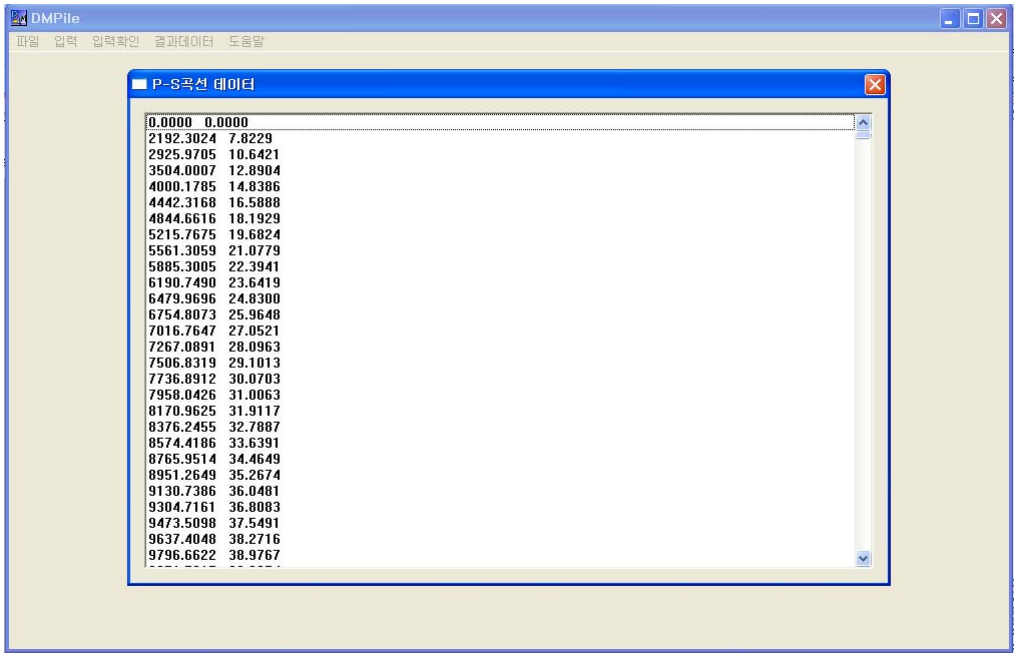

① [요소별 축하중] 메뉴

이 메뉴는 가정된 선단변위마다 각 요소에 작용하는 축하중과 요소상부변위, 마찰력을 출력하는 메뉴이다.



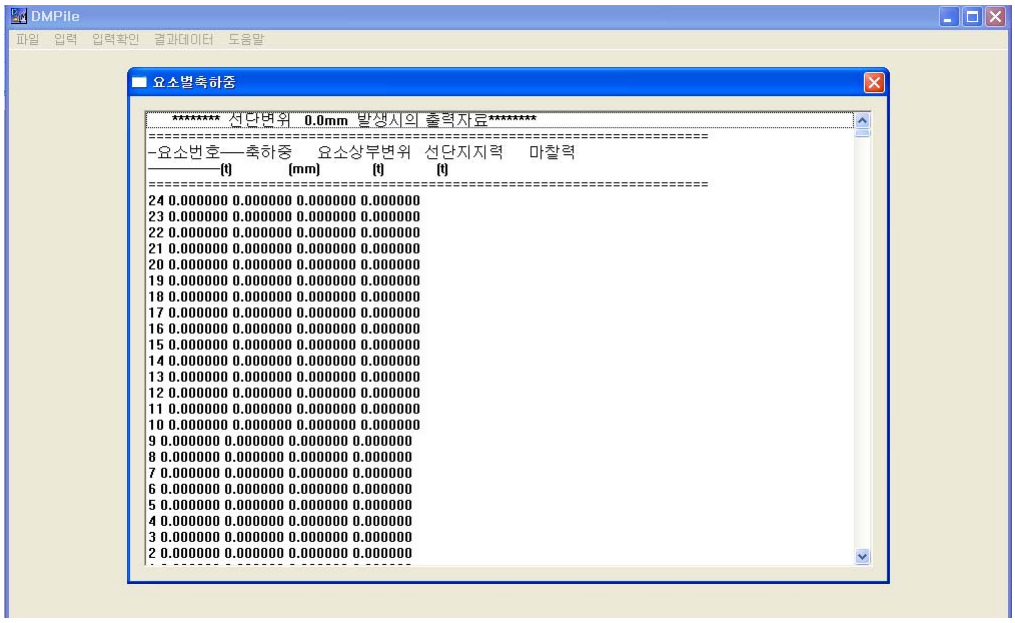

② [변위별 두부하중] 메뉴

이 메뉴는 가정된 선단변위마다 말뚝 두부에 작용하는 축하중과 요소상부 변위, 마찰력을 출력하는 메뉴이다.



③ [P-S곡선 데이터] 메뉴

이 메뉴는 하중침하곡선을 그리기위한 데이터로 각 선단변위마다 말뚝 두부에 작용하는 축하중과 요소상부변위를 출력하는 메뉴이다.




④ [P-S Curve] 메뉴

이 메뉴는 [P-S곡선 데이터] 메뉴에서 출력된 데이터를 가지고 하중침하곡선을 그래프로 출력하는 메뉴이다.



# 제 4장 연구개발목표 달성도 및 관련분야에의 기여도

## 제 1 절 연구개발목표 달성도 및 기여도

### 1. 토목지질 조사기술의 정립

지질학적 조사기법을 위하여 수많은 위치 별로 연직면 분석이 수행되었으며, 이 결과를 간단히 CPTU 및 함수비(또는 염분도) 분포에 의하여 실용화 할 수 있는 방법의 개발 및 재확인이 이루어졌다. 그리고 자료의 축적과 함께 이의 수평 공간적 분석에 대한 시도가 추가로 이루어졌다.

토목지질에 대한 연구개발 목표의 달성도 및 기여도에 대하여 요약하면 표 4.1.1.1과 같다.

표 4.1.1.1 토목지질의 달성도 및 기여도

| 연구목표 | 달성도 | 기여도 | 비고 |
|---|---|---|---|
| 조사기법의 정립 및 실용화 | •토목조사기술의 정립<br>•실용화 기술의 확정 | 실용화(표준화)를 통하여 국내기술력의 보편화 | |
| 공간적 특성화 | DB의 구축과 지도제작 | 낙동강 하구지역의 지질현황에 대한 기초적인 연구를 구축하여 지질관련 지도를 배포함에 따라 실무 및 연구활동에 크게 기여함. | 목표 이외의 추가 연구 |

### 2. 굳은 점토의 불교란시료채취 기술

대심도의 연약지반에서 굳은 점토의 불교란 시료채취법이 국내에서 처음으로

개발되었다. 또한 굳은 점토는 물론 연약 점토에 대하여 시료채취 중에 시료교란에 악영향을 미치는 핵심적인 요소를 규명하였으며, 이들을 최소화될 수 있는 불교란 시료채취법이 새로운 제안되었다. 이를 위해서는 최근에 본 연구팀에 의하여 개발된 'Donga core tube (Sediment tube를 포함하는 장비)'가 적용되었다. 본 연구목표에 대하여 달성도 및 기여도를 나타내면 아래의 표 4.1.2.1와 같다.

표 4.1.2.1 굳은 점토의 불교란 시료채취기술에 대한 달성도 및 기여도

| 연구목표 | 달성도 | 기여도 | 비고 |
|---|---|---|---|
| 채취기술의 개발 | 채취법의 개발 | 기술의 보급 | |
| 활용도 분석 | 기타 교란영향의 규명 | 국내 채취기술을 크게 향상시켰음 | 목표 이외의 추가연구 |

### 3. 특정한 풍화대 지반의 평가기술

특정한 풍화대 지반을 공학적으로 분류하고 이에 따른 지반정수를 예측할 수 있는 평가기술을 개발하였다. 풍화대 지반의 공학적 특성은 지반의 풍화특성과 밀접한 정성적, 정량적 상관성을 가지고 있으며 이를 기초로 하면 풍화대 지반을 공학적 목적으로 분류하고 합리적인 지반정수를 도출, 예측하는 것이 가능하다.

### 4. 풍화대 지반조사기술 개발

국내 풍화대 지반을 평가하기 위한 지반조사 기술이 거의 없는 상태에서 기존의 표준관입시험장비를 이용한 한국형타격콘관입시험을 개발하였다. 그리고, 본 연구과제의 협동연구기관(동아대학교)와 함께 특정한 풍화대 지역에 대한 공학적 풍화대의 분류에 따른 DCPT의 범위를 정의 하였다. 또한, 본 과제에서 직접 수행한 5개의 시험시공 및 양방향 말뚝재하시험의 결과 및 인근에서 시험시공된 시험말뚝의 자료들을 통하여 풍화대 지반의 DCPT를 이용한 현장타설말뚝의 설계도표를 제시할 수 있었다.

표 4.1.4.1 풍화대 지반조사기술 개발에 대한 달성도 및 기여도

| 연구목표 | 달성도 | 기여도 | 비고 |
|---|---|---|---|
| 풍화대 지반조사 기술 개발 | 조사기술 개발 | 기술의 보급 | |
| 일반적 지반조사결과의 상관성분석 | 상관성 제시 | 풍화대 지반의 지반조사기술 발전 | |
| 말뚝의 설계도표 제시 | DCPT결과를 이용한 현장타설말뚝기초의 설계도표 작성 | 풍화대 지반의 설계기술 발전 | |

## 5. 장대현장타설말뚝의 시공기술 및 품질검사 기술개발

장대말뚝기초의 시공 시 발생되는 케이싱의 회수, 굴착공의 붕괴에 의해 발생하는 콘크리트의 손실율 저감방안, 장대말뚝의 시공에서 콘크리트 타설 시 재료분리 현상이 발생하는 부분에 대한 수중불분리성 콘크리트의 사용방안에 대한 검토가 이루어져, 설계 및 시공에서 지침서가 될 수 있을 것이다.

대구경 현장타설 말뚝의 품질검사기술인 양방향 말뚝재하시험과 건전도 검사기술을 분석하였다. 여기서, 대구경 말뚝의 재하시험에 적용할 수 있는 양방향 고유압 말뚝재하시험(BDH PLT)기술을 실용화 하였다. 또한, 기존 건전도 시험의 판정기준을 검토하여 초음파 전달 속도 기준 등 정량적인 평가 부분은 보다 유연하게 적용하고, 초음파 도달 단면의 입체적인 분석과 실제 시공 과정에 대한 이해를 통해서 기술자들의 합리적인 정성적 판단이 포함될 수 있도록 새로운 기준을 제시하였다.

표 4.1.5.1 장대현장타설말뚝의 시공기술 및 품질검사 기술개발에 대한 달성도 및 기여도

| 연구목표 | 달성도 | 기여도 | 비고 |
|---|---|---|---|
| 장대말뚝기초의 시공기술개발 | 시공기술의 검토 및 경제성 분석 | 기술의 보급 | |
| 품질검사기술 개발 | 양방향 고유압 말뚝재하시험기술의 실용화 및 건전도검사의 판정기준 제시 | 품질시험기술 발전 | |
| 국내 현장타설말뚝의 시공기술 및 문제점 분석 | 시공 시 발생되는 문제점 파악 및 사전조치와 대처방안 제시 | 시공기술 발전 | |

## 6. 풍화대 소켓 현장타설말뚝 시공기술개발

1차년(G현장 : 1개, 장대말뚝), 2차년도(I현장 : 2개, 풍화대 소켓 말뚝), 3차년도(Y현장 : 2개, 풍화토 소켓 말뚝(선단보강 및 미보강))로 총 5개의 시험말뚝을 시공하였으며 양방향 말뚝재하시험 및 하중전이시험을 수행하였다. 동일 현장에서 수행된 말뚝재하시험의 결과를 본 연구의 데이터로 활용하기 위하여 발주처에 협조를 요청하여 자료를 분석하였다.

2차년도 풍화대 소켓 말뚝의 시험시공을 통하여 풍화토 소켓 말뚝의 선단지반 연약화 현상에 대한 선단보강 및 연약화 방지방법으로 팽이형 콘크리트부재를 이용한 선단보강공법을 검토하였으며 3차년도 Y현장에서 선단보강말뚝과 미보강말뚝을 시험시공하고 양방향 말뚝재하시험을 수행하였다.

또한, 국내의 풍화대 소켓 말뚝의 선단그라우트 방법의 문제점을 파악하였으며 아울러 국외의 선단보강공법을 분석하였다.

표 4.1.6.1 풍화대 소켓 현장타설말뚝 시공기술 개발에 대한 달성도 및 기여도

| 연구목표 | 달성도 | 기여도 | 비고 |
|---|---|---|---|
| 시험말뚝의 시공 | 5개의 시험말뚝 시공 | 연구자료 획득 | 주관기관의 추가 연구비 부담 |
| 시험말뚝의 양방향 고유압 말뚝재하시험 및 하중전이시험 수행 | 시험말뚝의 양방향 고유압 말뚝재하시험(5개) 및 하중전이시험(5개) 수행 | 연구자료 획득 | 주관기관의 추가 연구비 부담 |
| 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 지지력 증대 방법 | 선단보강된 풍화토 소켓 말뚝의 지지력 확인 | 연구자료 획득 말뚝시공기술 발전 | |

## 7. 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 설계 기술

국내·외 문헌 연구를 통하여 말뚝설계법을 검토하여 정리하였으며, 현장재하시험자료를 수집하여 풍화토, 풍화암, 연암에 대한 하중전이곡선의 정규화를 통하여 하중전이함수를 개발, 제안하였다. 또한 새로운 지반분류법의 적용에서도 또한 같은 현장데이터를 이용하여 분류 $W_L$, $W_M$, $W_H$에 해당하는 지반에 대하여 하중전이함수를 개발, 제안하여 제시하였다. 또한 최대지지력의 산정법 결정에서는 물성치를 이용하여 이론식으로 계산한 지지력과 재하시험결과를 비교하여 상관도가 우수한 지지력식을 선정하였다.

본 연구목표에 대하여 달성도 및 기여도를 나타내면 아래의 표 4.1.7.1과 같다.

표 4.1.7.1 풍화대 소켓 현장타설말뚝 시공기술 개발에 대한 달성도 및 기여도

| 연구목표 | 달성도 | 기여도 | 비고 |
|---|---|---|---|
| 풍화대소켓 현장타설말뚝의 설계기술 검토 | 국내・외 설계기술 검토 및 정리 | 설계기술의 발전 | |
| 풍화대소켓 현장타설말뚝의 설계기술 개발 | 하중전이함수 개발 (풍화토, 풍화암, 연암, $W_L$, $W_M$, $W_H$) | 설계기술의 발전 | |

## 8. 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 설계 프로그램

프로그램의 개발에서는 하중전이함수법을 이용하여 알고리즘을 개발하고 프로그램을 개발하였다. 이 프로그램에 사용된 계산식은 선정된 지지력 공식과 개발된 하중전이함수를 이용하였다.

본 연구목표에 대하여 달성도 및 기여도를 나타내면 아래의 표 4.1.8.1과 같다.

표 4.1.8.1 풍화대 소켓 현장타설말뚝 설계 프로그램 개발에 대한 달성도 및 기여도

| 연구목표 | 달성도 | 기여도 | 비고 |
|---|---|---|---|
| 풍화대소켓 현장타설말뚝의 전산프로그램 개발 | 전산프로그램 개발 | 말뚝 설계기술의 발전 | |

# 제 5장 연구개발결과의 활용계획

## 제1절 추가연구의 필요성

### 1. 토목지질 조사기술

한 지역의 지반정보, 즉 지질특성 및 토질특성을 나타내는 각종 지도 및 데이타베이스는 단기간 동안에 완성될 수 없는 방대한 작업이다. 비록 어느 정도 완성이 되었다고 하여도 계속하여 보완하여야만 좋은 참고자료가 될 수 있다. 본 연구에서는 낙동강 하구지역을 대상으로 기존에 수행된 신뢰있는 자료를 바탕으로 DB를 구축하고 우선 필요한 몇 개의 지도를 제작하는 기초적인 작업을 완성하였다. 이 결과는 공간적인 지질특성의 변화를 한 눈에 알 수 있는 유용한 자료이지만, 아직 아주 기초적인 수준에 머물러 있다.

향후 대폭적인 관심과 지원에 의하여 장기간 동안에 안정적인 연구팀을 구축하여 지역별의 지반정보 시스템을 구축할 필요가 극히 요구된다. 이의 구축은 건설부분에서 기반산업을 구축하는 효과와 같으므로 시급히 해결되어야 할 부분이다.

### 2. 불교란 시료채취기술

낙동강 하구지역을 기준으로 하면, 대심도 연약지반에서 30m 깊이를 기준으로 상부는 연약점토, 하부는 굳은 점토로 구성되어 있으며 연속하여 두꺼운 모래층이 기반암 위에 놓여있다. 연약점토에 대해서는 과거 5년 동안에 본 연구팀에 의하여 획기적으로 우수한 불교란 시료채취가 가능한 기술을 습득하여 공개되었다. 그러나 하부 굳은 점토는 지역에 따라 연경도의 변화가 아주 심하여 불교란 시료의 채취도 쉽지 않은 편이다. 비교적 연경도가 낮은 굳은 점토에 대해서는 샘플러의 면적비 7.0 정도와 로드 연결형 셈플러(Rod-extension type sampler)에 의하여 양호한 시료를 채취할 수 있으나 연경도가 높은 시료에 대해서는 아주 큰 샘플러의 면적비를 요구하고 있다.

향후 유압 시추장비의 고성능화 및 샘플러 강도의 조정 등에 의하여 보다 양호한 불교란 시료채취를 위하여 추가적인 연구가 요구되고 있다. 그러나

굳은 점토는 깊은 심도에 위치하고 있으며 지역에 따라 상이한 연경도를 가짐에 따라 막대한 투자비를 요구하게 되므로 쉽지 않은 과업이다.

연약지반에 대해서는 팀에 의하여 제안된 기존의 지질조사법이 국내의 토목 조사 및 설계회사에서 서해안 및 남해안의 건설현장에 상당하게 활용되고 있는 실정이다. 보다 체계화 및 향상된 방법이 이번 연구를 통하여 발표된다면 훨씬 폭넓고 효과적으로 이용할 수 있을 것으로 기대한다.

이러한 연구는 토목분야와 지질공학 분야가 학제간의 연구를 통하여 수행이 가능하다. 따라서 토목분야의 과업 수행을 위하여 향후 기초분석실험실이 활성화될 것으로 기대한다. 또한 점차 이러한 과업이 증가할수록 이를 수행하는 전문 기업이 탄생할 것으로 예상된다.

국내의 불교란 시료채취기술은 세계적으로 아주 탁월한 기술로까지 개발되었으며 실제 과업에 적용되고 있다. 그러나 시료채취비가 고가이고 시료교란에 대한 국내의 인식이 낮은 상태이어서 크게 보급화 되지 못하고 있는 상태이다. 따라서 신속하게 이 기술이 국내의 기준(KSF)으로 등재되어야 하며, 건설 단가가 현실화되어야만 파급효과가 클 것으로 예상된다.

국내 시방규준에의 도입 및 샘플링 단가의 현실화가 이루어지면 국내의 독창적인 기술이 전면적으로 보급되고 세계적으로 신뢰받는 한국기술이 될 것으로 크게 기대한다. 이때는 부대장비의 마련을 위하여 국내 기계 부품산업이 활성화될 것으로 기대한다.

## 3. 특정한 풍화대 지반의 평가기술

공학적 분류와 지반정수의 범위는 기본적으로 대상 지반의 지질에 따라 달라질 수밖에 없다. 그러므로 이번 연구를 통해 풍화대 지반의 공학적 특성화를 위한 접근 방법이 제안, 검증되었으므로 이번 연구의 대상 암반인 편마암 지반 외에 우리나라에 넓게 분포하는 다른 암상에 대한 지속적인 연구와 종합적인 분류체계의 확립이 요구된다. 특히, 인천지역의 편마암 풍화대 지반에 대한 지반특성화 연구는 희귀하여, 학술지 발표를 통하여 자료를 공개하며 지속적으로 자료를 축적, 개선해 나갈 예정이다.

## 4. 풍화대 지반조사기술 개발

국내 IGM지반(자갈층, 풍화토, 풍화암 등)에 대한 말뚝기초의 지지력 산정을 위한 기초자료를 제공할 수 있는 방법으로서 한국형 타격콘관입시험을 개발하여, 특정한 풍화대 지반에 대하여 대부분의 시험이 이루어져 특정지역에 국한되는 경향이 있다. 그러나, 추후 말뚝재하시험이 수행되는 현장에서 시험전 또는 시험후 수행된 DCPT결과의 자료를 더욱더 수집하여 국내의 풍화대 지반 및 토사지반에 대한 신뢰성을 가지는 설계인자로 이용될 수 있도록 보완할 예정이다. 또한, 한국형 타격콘관입시험(DCPT)의 신기술을 신청 계획이다.

## 5. 풍화대 소켓 현장타설말뚝 시공기술 개발

말뚝선단이 연약화되어 선단의 슬라임이 발생하는 현장 또는 말뚝선단이 모래자갈층에 지지되는 현장에서는 공내수위차에 의한 선단 보일링현상과 철근망의 자중에 의한 모래자갈층으로의 관입 등이 발생할 수 있다. 이러한 지반에서 선단지반의 팽이형 콘크리트부재를 이용하여 선단지반을 다짐하여 연약화 현상을 막을 수 있으며, 콘크리트 부재의 두부에 철근망을 안착시키므로 적정 말뚝심도를 유지할 수 있었다. 그러나, 양방향 고유압 말뚝재하시험 결과 선단지지력 증대효과는 크지 않은 것을 확인할 수 있었다.

또한, 국내의 풍화대 소켓 현장타설말뚝 또는 바렛트 말뚝기초의 경우 말뚝선단의 그라우트 압은 약 10~20kgf/cm$^2$이다. 국외 연구자료를 살펴 보았을 때, 이 정도의 그라우트압은 그라우트효과를 거의 보지 못하는 것으로 나타났다. 따라서, 선단그라우트에 대한 그라우트압의 기준, 선단그라우트에 의한 선단지지력의 증대효과 등에 대한 구체적인 검토 및 분석이 이루어져야 할 것으로 생각된다. 이에 국내에서의 검토를 위하여 Y현장에서 추후 시험을 수행예정이다.

## 6. 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 설계 기술

본 연구에서 사용된 하중전이곡선은 특정지역의 현장시험 결과만을 분석하여 도출된 결과이다. 따라서 국내 모든 지역에 대한 적용성 검증이 이루어져야할

것이며, 다양한 지역의 지반에 대한 하중전이곡선들을 수집하여 이와 같은 연구가 수행되어야 할 것이다. 향우 풍화대에 대한 자료를 추가하여 신뢰성 있는 결과가 될 수 있도록 장기적으로 보완할 계획이다.

### 7. 풍화대 소켓 현장타설말뚝의 설계 프로그램

본 연구에서 개발된 프로그램은 대상 지반의 하중침하곡선을 결과로 출력한다. 그러나 축하중전이분포도 등 다양한 데이터의 분석도 가능하며 향후 다양한 결과의 출력을 도출하도록 업데이트가 필요할 것으로 보인다.

## 제2절 타 연구에의 응용

### 1. 토목지질 조사기술

단지 토목지질을 위한 조사만 하더라도 지질학 및 기초과학인 기기분석에 의하여 이루어진다. 이 연구결과 역시 건설분야는 물론 순수 및 응용 지질학 분야에 크게 활용되고 있다. 또한 이 연구결과는 생태학, 환경공학, 지리학 등에도 폭넓게 활용되고 있다.

지반정보를 위한 데이터 베이스 구축작업은 정보관련 분야와의 협동연구에 의하여 효과적으로 과업을 완수할 수 있음에 따라 이 분야의 참여가 적극 유도되고 있다.

### 2. 시료채취기술의 개발

본 연구팀에 의하여 개발된 시료채취기술은 바로 국내 건설현장에 적용되어 우수성을 인정받고 있다. 그러나 고강도 및 균질한 튜브관의 개발에 대해서는 응용적인 측면 보다는 관련 연구분야와의 공동연구가 요구되고 있다.

### 3. 특정한 풍화대 지반의 평가기술

풍화대 지반의 평가기술은 특정 암석의 지질학적 풍화특성을 규명하는 순

수지질학적 목적에 1차적으로 활용될 수 있다. 이 기법은 지질공학적 또는 암석역학적 연구에 적용되어 풍화에 따른 암석, 암반의 공학적 특성 변화를 연구하는 분야에 직접 활용될 수 있다. 또한, 말뚝기초를 비롯하여 기타 기초분야와 지반조사기술, 사면공학 등의 분야에도 직접 활용할 수 있다.

### 4. 풍화대 지반조사기술 개발

풍화대 지반의 평가기술과 더불어 말뚝기초를 비롯하여 기타 기초분야와 지반조사기술, 사면공학 등의 분야에도 직접 활용할 수 있다.

## 제3절 연구기획 등의 사업

### 1. 토목지질 조사기술

낙동강 하구지역의 지반정보를 위한 데이타베이스 구축사업을 위하여 연구사업을 기획하고 있다.

# 제 6 장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술정보

| 책 이 름 | 번호/저자 | 출판사 | 비 고 |
|---|---|---|---|
| Strength testing of marin sediments | STP 883 | ASTM | 1984 |
| Consolidation of Soil: Testing and Evaluation | STP 892 | ASTM | 1985 |
| The pressuremeter and its marine applications | STP 950 | ASTM | 1985 |
| Geophysical applications for geotechnical investigations | STP 1101 | ASTM | 1990 |
| Rock for erosion control | STP 1177 | ASTM | 1993 |
| The design and application of controlled low-strength materials(Flowable Fill) | STP 1331 | ASTM | 1998 |
| Nondestructive and automated testing for soil and rock properties | STP 1350 | ASTM | 1999 |
| Geotechnics of high water content materials | STP 1374 | ASTM | 2000 |
| Constructing and controlling compaction of earth fills | STP 1384 | ASTM | 2000 |
| Innovations controlled Low-strength material (Flowable Fill) | STP 1459 | ASTM | 2004 |
| Paleoclimatology reconstructing climates of the quaternary, second edition | Raymond S. Bradley | Academic press | 1995 |
| The Effects of Construction Practices on the Performance of Rock Socketed Bored Piles | Benjamin Collingwood, B.E. | Academic press | (2000) |
| Load Transfer for Drilled Shafts in Intermediate Geomaterials | RD-95-172 | FHWA | 1996 |
| Development of a laser triangulation distance measurement device and its application to borehole roughness detection | Renyue Liang | Academic press | 2002 |
| Improved Design for Drilled Shafts in Rock | Moon S. Nam | Academic press | 2004 |

## 제 7 장 참고문헌


강승철, 전효택, 전용원 (1985), 풍화 화강암의 물리적, 암석학적 및 지구화학적 특성, 대한광산학회지, Vol. 22, No. 5, p. 339～352.

김영화 (1978). 함수율의 변화에 따른 지진파 속도의 변화 특성에 관하여, 서울대학교 석사학위논문.

김영화, 홍순호 (1990), 풍화현상에 수반되는 화강암의 물성변화에 관한 연구, 광산지질, Vol. 23, p. 221～232.

권오성, 조성민, 정성준, 김명모(2005), 풍화된 암반에 근입된 현장타설말뚝의 하중전이기구. 한국지반공학회논문집, 한국지반공학회, 제 21권 5호, pp. 187～196

남기상 (1971), 화강암과 현무암류의 풍화에 있어서 화학조성의 변화와 주요 원소의 상대적 이동, 대한지질학회지, Vol. 7, p. 227～290.

남기상, 조규성 (1993), 암석의 풍화에 따르는 주요 성분의 상대적 이동, 광산지질학회지, Vol. 26, No. 1, p. 67～81.

남문석(2006), “텍사스 콘 관입시험을 이용한 IGM에 근입된 현장타설말뚝의 설계”, 한국지반공학회 논문집 제22권 10호 2006년 10월 pp. 55 ~ 67

(주)동해이엔지(2005), 가덕대교 P2～3 지반조사보고서, 2005. 10.

대림산업 주식회사(2007), 여수시관내 국도대체 우회도로 (우두～종화) 건설공사 추가지반조사 종합보고서, 2007. 3.

류춘길, 강소라, 정성교 (2005). 낙동강 삼각주 서부지역의 제 4기 후기 고환경 변화. 한국지구과학회지, 제26권, 5호, p. 443～458.

명지대교 주식회사(2004), 명지대교 건설 민간투자사업 토질조사보고서, 2004.

부산광역시(2001), 가덕도～녹산간 도로(가덕대교) 기본 및 실시설계용역 지반조사보고서, 2001. 4.

신희순, 현병구 (1989). 함수 및 온도에 따른 암석의 탄성파 전달속도와 동탄성계수의 변화에 관하여, 대한광산학회지, Vol. 23, 382～391.

오사카만 지반정보 및 연구협의회 (2002). 지반 및 건설.

이석훈, 김수진 (2000). 유구지역 화강암질 편마암의 풍화작용에 의한 광물 조성의 변화, 한국광물학회지, Vol. 13, p. 121～137.

이창섭 (2005). 화강암의 풍화특성과 물성 변화에 대한 연구, 부경대학교 박사학위논문, 228p.

정은용, 정성교, 김서윤, 김진한, 정병호(1998), 풍화대의 대심도 굴착에 따른 지반거동의 예측을 위한 비선형 탄・소성해석, 대한토목학회, 학술발표회 논문집, 1998

조성한, 김수일, 정상섬 (1997), 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 주면 하중전이 특성. 1997 가을 학술발표회 논문집, 한국지반공학회, pp. 339～348

최재홍(2007), 국내 중간지반에 적용가능한 타격콘 관입시험(DCPTR)의 개발에 관한 연구, 경성대학교 대학원, 석사학위논문, 2007. 2.

현대건설기술연구소(2006), 인천대교 연결도로 건설공사 말뚝재하시험 보고사, 2006. 5.

한국도로공사 도로교통기술원(2002), 표준관입시험 활용법 개선 연구(2002년도 연구보고서).

AASHTO(2004). "LRFD Bridge Design Specifications." American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

American Petroleum Institute(API). Recommended Practice of Planning, Designing, and Construction of Fixed Offshore Platforms, Report No. API-RF-2A, Dallas, 115 pp.

Andersen, K.H., C.G. Rawlings, T.A. Lunne, and T.H. By (1994). Estimation of hydraulic fracture pressure in clay. Canadian Geotechnical Journal, 31, p. 817～828.

Baquelin, F., Frand, R., and Jezequel, J. F. (1982). "Prameters for Friction Piles in Marine Soils." *2nd International Conference in Numerical Method for Offshore Piling*, Austin, April

Blessey, W.E. (1976). Pile foundation in the Mississippi River deltaic plain. Analysis and Design of Building Foundations, edited by H.Y. Fang, Envo Publishing Co, p. 799～834.

BSI (1981). Code of practice for site invstigations, BS 5930: 1981, British Standards Institution, London, 149p.

Bhusan, K. (1982). "Discussion: New Design Correlations for Piles in Sands,"

Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 108, No. GT11, pp.1508～1510.

Briaud, J. L., and Miran, J.(1991). The Cone Penetration Test, Report No. FHWA-TA-91-004, Federal Highway Administration, McLean, VA.

Briaud, J. L., and Tucker, L. (1984). "Piles in sand: A method including residual stresses." *Journal of Geotechnical Engineering*, Proceedings Paper 19262, American Society of Civil Engineers, Vol 110(11).

Briaud, J. L., and Tucker, L. (1984). "Piles in sand: A method including residual stresses." *Journal of Geotechnical Engineering*, Proceedings Paper 19262, American Society of Civil Engineers, Vol 110(11).

Burland, J.B. (1990). "On the compressibility and shear strength of natural clays" Geotechnique, Vol. 40, No. 3, p. 329～378.

Bustamante, M., and Gianeselli, L.(1982). "Pile Bearing Capacity Prediction by Means of Static Penetrometer CPT," Second European Symposium on Penetration Testing, Vol. 2, pp. 493～500, Balkema, Amsterdam.

Canadian Geotechnical Society(1992), "Canadian Foundation Engineering Manual", 3nd Edition, Canadian Geotechnical Society Technical Committee on Foundations, Ottawa.

Carter, J. R., and Kulhawy, F. H. (1988), "Analysis and Design of Drilled Shaft Foundations Socketed Into Rock," Report No. EPRI EL-5918, Geotechnical Engineering Group, Cornell University, Ithaca, New York.

Castelli, R. J., and Fan, K. (2002), "O-Cell Test Results for Drilled Shafts in Marl and Limestone," Geotechnical Special Publication No. 116, Deep Foundations Congress, Vol. I, Edited by O'Neill, M. W., and Townsend F., ASCE, February, pp. 807 ~ 823.

Coyle, H. M., and Castello, R. R. (1981). "New Design Correlations for Piles in Sand," Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 107, No. GT7, pp. 965～986.

Coyle, H. M., and Reese, L. C. (1966). "Load transfer for axially loaded piles in clay," *Journal Soil Mechanics and Foundations Division*, Proceedings

Paper 4702, American Society of Civil Engineers, Vol 93(SM6).

Coyle, H. M., and Salaiman, I. H. (1967). “Skin friction for steel piles in sand,” *Journal Soil Mechanics and Foundations Division*, Proceedings Paper 5590, American Society of Civil Engineers, Vol 93(SM6).

Chung, S.G., C.K. Ryu, K.Y. Jo, and D.Y. Huh (2005). Geological and geotechnical characteristics of marine clays at the Busan new port. Marine Georesources and Geotechnology, Vol. 23, No. 3 (in print)

Chung, S. G. (2005). Keynote lecture: Sampling techniques and their effects in characterizing of Pusan clay. Current Issues of Geotechnical Problems in Thick Deltaic Deposits, ISSMGE ATC-7 and KGS Joint Symposium, Session I, 21-22 Sept.

Dearman, W.R. (1976). Weathering classification in the characterisation of rock : a revision, Bulletin of the International Association of Engineering Geology, No. 13, p. 123～127.

Dixon, H.W. (1969). Decomposition products of rock substances: proposed engineering geological classification, In: Proceedings of Symposium on Rock Mechanics, Sydney Univesity, p. 39～44.

DeRuiter, J., and Beringen, F. L. (1979). "Pile Foundations for Large North Sea Structures," Marine Geotechnology, Vol. 3, No.3, pp. 267～314.

Ellison, R. D., D'Appolonia, E., and Thiers, G. R., "Load-Deformation Mechanism for Bored Piles" , *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 97 No. SM4, 1971, pp. 661～678.

Esrig, M. E., and Kirby, R. C.(1979). “"Advances in general effective stress method for the prediction of axial capacity for driven piles in clay."" 11th Annual Offshore Technology Conference, Houston , Texas, 437～449.

Fookes, P.G., Dearman, W.R., and Franklin, J.A. (1971). Some engineering aspects of rock weathering with field examples from Dartmoor and elsewhere, Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 4, No. 3, p. 139～185.

Franklin, J.A. and Chandra, R. (1972). The slake durability test, International

Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 9, p. 325～341.

Goodman, R. E. (1980). Introduction to Rock Mechanics, Wiley, New York.

Gwizdala, K., "Determination of the Bearing Capacity and Settlement from the Results of Static Penetration Tests CPT and Standard Penetration Tests SPT", *Report No.26*, Swedish Geotechnical Institute, Linköping, 1984, pp. 1～129

Hamrol, A. (1961). A quantitative classification of the weathering and weatherability of rocks, Proceedings of the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 2, p. 771～774.

Harnois, L. and Moore, J.M. (1988). Geochemistry and origin of the Ore Chimney Formation, a transported paleoregolith in the Grenville Province of southern Ontario, Canada, Chemical Geology, Vol. 69, p. 267～289.

Hoek, E. (1983), "Strength of Jointed Rock Masses," Geotechnique, Vol. 33, No. 3, September, pp. 187 ~ 223.

Horvath, R. G., Kenney, I. C. and Kozicki, P.(1983), "Methods of Improving the Performance of Drilled Piers in Weak Rock", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, pp. 758～772.

IAEA (1981). Rock and soil descrioptions and classification for engineering geological mapping, Bulletin of the International Association of Engineering Geology, No. 24, p. 235～274.

Iliev, I.G. (1966). An attempt to estimate the degree of weatheing of their physico-mechanical properties, In: Proceedings of the 1st ISRM Congress, Lisbon, Publ. 2, No. 3, p. 109～114.

Irfan, T.Y. (1977). Engineering properties of weathered granite, Ph.D. Thesis, University of Newcastle-upon-Tyne, 721p.

Irfan, T.Y. and Dearman, W.R. (1978). Engineering classification and index properties of a weathered granite, Bulletin of the International Association of Engineering Geology, No. 17, p. 79～90.

Irfan, T.Y. (1994). Mineralogy and fabric characterization and classification of weathered granitic rocks in Hong Kong, Geotechnical Engineering Office,

Hong Kong, 158p. (GEO Report No. 41)

Irfan, T.Y. (1997). Mineralogy and fabric characterization and classification of weathered volcanic rocks in Hong Kong, Geotechnical Engineering Office, Hong Kong, 113p. (GEO Report No. 66)

ISRM (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & geomechanics Abstracts, Vol. 15, p. 319~368.

Ito, T., Kujime, A. and Sincho, S. (1990). Classification of decomposed granite soil and engineering properties, In: Residual soils in Japan, Research Committee on Physical Mechanical Properties of Residual Soil Ground, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, p. 63~66.

Janbu, N.(1976). "Static Bearing Capacity of Friction Piles," Proceedings, Sixth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1.2, pp. 479~482.

Jayaverdena, U. de S. and Izawa, E. (1994). A new chemical index of weathering for metamorphic silicate rocks in tropical regions: a study from Sri Lanka, Engineering Geology, Vol. 36, p. 303~310.

Kraft, L. M., Ray, R. P., and Kagawa, T. (1981). "Theoretical t-z curves," *Journal Geotechnical Engineering Division*, Proceedings Paper 16653, American Society of Civil Engineers, Vol 107(GT11).

Kulhawy, F. H. and Phoon, K. K.(1993), "Drilled Shaft Side Resistance in Clay Soil to Rock", Geotechnical Special Publication No. 38, Design and Performance of Deep Foundations: Piles and Piers in Soil to Soft Rock, Edited by P. P. Nelson, T. O. Smith, and E. C. Clukey, ASCE, pp. 172~183

Komoo, I. and Yakub, J. (1990). Engineering properties of weathered metamorphic rocks in peninsular Malaysia, In: Proceedings of the 6th International IAEG Congress, Amsterdam, p. 665~672.

Lee, S.G. and de Freitas M.H. (1988). A revision of the description and classification of weathered granite and its application to granites in Korea, Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 22, p. 31～48.

Leung, C.F. and Radhakrishnan, R. (1990). Geotechnical properties of weathered sedimentary rocks, Geotechnical Engineering, Vol. 21, p. 29～48.

Little, A.L. (1967). Laterites, Proceedings of the Third Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haifa, Vol. Ⅱ, p. 61～71.

Lumb, P. (1962). The properties of decomposed granite, Geotechnique, Vol. 12, p. 226～243.

Mendes, F.M. Aires-Barros, L. and Rodrigues, F.P. (1966). The use of modal analysis in the mechanical characterization of rock masses, In: Proceedings of 1st International Congress ISRM, Lisbon, Publ. 2, No. 20, p. 217～223.

Mesri, G. and Godlewski, P. M. (1977). "Time and stress compressibility interrelationship", J. of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.103, No.GT5, p. 417～430.

Miura, K. (1973). Weathering in plutonic rocks, Part Ⅰ: Weathering during the late-Pliocene of Gotsu plutonic rock, Journal of Society of Engineering Geology of Japan, Vol. 14, No. 3.

Moye, D.G. (1955). Engineering geology for the snowy Mountains Scheme, Journal of Institution of Engineers of Australia, Vol. 27, p. 281～299.

McVay, M. C., Townsend, F. C., and Williams, R. C. (1992), "Design of Socketed Drilled Shaft in Limestone," Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118, No. 10, ASCE, pp.1626 ~ 1637.

Meyerhof, G. G.(1976). "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations," Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 102, No. GT3, pp.197～228.

Mindlin, R. D. "Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite solid",

*Physics*, Vol. 7, No. 5, 1936, pp.195～202

Mosher, R. L. (1984). “Load transfer criteria for numerical analysis of axially loaded piles in sand; Part 1: Load transfer criteria,” Technical Report K-84-1, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

Nagaraj, T. S. et al. (1990). "Analysis of compressibility of sensitive soils", J. of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No.1, p. 105～119.

Ollier, K.M. (1975). Weathering, Longman, London, 304p.

Ng, C. W. W., Yau, T. L. Y., Li, J. H. M., and Tang, W. H. (2001), "Side Resistance of Large Diameter Bored Piles Socketed into Decomposed Rocks," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No. 8, ASCE, pp.642～657

Nottingham, L. C., and Schmertmann, J. H.(1975). An Investigation of Pile Capacity Design Procedures, Research Report No. D629, Department of Civil Engineering, University of Florida, Gainesville, FL.

O'Neill, M. W., and Hassan, K. M. (1993), "Perimeter Load Transfer in Drilled Shafts in the Eagle Ford Formation," Design and Performance of Deep Foundations: GSP No. 38. Ed. by P. P. Nelson, T. D. Smith and E. C. Clukey, ASCE, October, pp. 229 ～244.

O'Neill, M. W., Townsend, F. C, Hassan, K. M., Buller, A., and Chan, P. S. (1996), "Load Transfer for Drilled Shafts in Intermediate Geomaterials," FHWA Publication No. FHWA-RD-95-172, Department of Transportation, Federal Highway Administration, Research and Development, McLean, VA.

Omer, J. R., Delpak, R., and Robinson, R. B. (2002), "Instrumented Load Tests in Mudstone: Pile Capacity and Settlement Prediction," Canadian Geotechnical Journal, Vol 39, pp 1254～1272

Onodera, T.F., Yashinaka, R. and Oda, M. (1974). Weathering and its relation to mechanical properties of granite, Proceedings of the Third International Congress, International Society of Rock Mechanics, Denver, Vol. 2, p. 7

1~78.

Parker, A. (1970). An index of weathering for silicate rocks, Geological Magazine, Vol. 107, p. 501~504.

Peck, R. B., Hanson, W. E. and Thornbum, T. H.(1974), "Foundation Engineering", Second Edition, Wiley, New York, pp. 362.

Randolph, M. F., and Murphy, B. S.(1985). "Shaft Capacity of Driven Piles in Clay," Proceedings, Offshore Technology Conference, Vol. 1, Houston, pp. 371~378.

Randolph, M. F., and Wroth, C. P. (1978), "Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles," *Journal of the Geotechnical Engineering Division,* Vol. 104, No. GT12, ASCE, pp. 1465 ~ 1488.

Reese, L. C. and Wright, S. J.(1977). "Drilled Shaft Manual - Construction Procedures and Design for Axial Loading," Vol 1, U.S. Department of Transportation, Implementation *Division, Implementation Package 77~21.*

Reese, L. C. and O'Neill, M. W.(1988), "Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods," Publication No. FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration, Washington, D. C.

Rowe, P. K., and Armitage, H. H (1987a), "Theoretical Solutions for Axial Deformation of Drilled Shafts in Rock," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 24, pp. 114 ~ 125.

Rowe, P. K., and Armitage, H. H. (1987b), "A Design Method for Drilled Piers in Weak Rock," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 24, pp. 126 ~ 142.

Reiche, P. (1943) Graphic representation of chemical weathering. Journal of Sedimentary Petrology, Vol. 13, p. 58~68.

Rocha-Filho, P., Antunes, F.S. and Falcao, M.F.G. (1985). Quantitative influence of the weathering degree upon the mechanical properties of a young gneiss redidual soil, Proceedings of the First International Conference on Geomechanics in Tropical and Saprolitic Soils, Brasilia, Vol. 1, p. 281~294.

Ruxton, B.P. and Berry, L. (1957). Weathering of granite and associated

erosional features in Hong Kong, Bulletin of the Geological Society of America, Vol. 68, p. 1263～1291.

Suoeka, T., Lee, I.K., Huramatsu, M. and Imamura, S. (1985). Geomechanical properties and engineering classification for deco,posed granite soils in Kaduna district, Nigeria, Proceedings of the First International Conference on Geomechanics in Tropocal Lateritic and Saprolitic Soils, Brasilia, Vol. 1, p. 175～186.

Schmertmann, J. H.(1978). Guidelines for Cone Penetration Test: Performance and Design, Report FHWA-TS-78-209, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Seed, H. H. and Reese, L. C.(1957), "The Action of Soft Clay Along Friction Piles", *Journal of Transportation Engineering*, ASCE, Vol. 122, pp. 731～754

Shioi, Y., and Fukui, J. (1982). "Application of N-Value to Design of Foundations in Japan," Proceedings, Second European Symposium on Penetration Testing, Vol. 1, pp. 159～164, Balkema, Amsterdam.

Skempton, A. W.(1951), "The bearing capacity of clays", Building Research Congress, London, ICE, div.1 : 180.

Timoshenko, S. P. and Goodier, J. N., *Theory of Elasticity*, 3rd Ed., McGraw-Hill Book Co., 1970, pp. 403～409

Tomlinson, M. J.(1987). ""Pile Design and Construction."" Viewpoint Publication, 415 pages.

Touma, F.T. & Reese, L.C. 1974. Behavior of bored piles ins sand. Proceedings of the ASCE Vol.100 NO.GT7: 749～761.

TxDOT (1993), "Standard Specifications for Construction of Highway, Streets and Bridges", Texas Department of Transportation, Austin, Texas.

TxDOT(2000), :Geotechnical Manual(On-line version)", Texas Department of Treansportation, Bridge Division, Austin, Texas.

U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration(1998), "Drilled Shafts Student Wrokbook", NHI Course No. 13214.

U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration(1996), "Load Transfer for Drilled Shafts in Intermediate Geomaterials", Publication No.FHWA-RD-95-172.

U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration(1999), "Drilled Shafts : Construction Procedures and Design Methods", Publication No.FHWA-IF-99-025.

Vesic, A. S.(1977). Design of Pile Foundations, National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice No. 42, Transportation Research Board, Washington, DC.

Vijayvergiya, V. N., and Focht, J. A., Jr.(1972). A New Way to Predict Capacity of Piles in Clay, Offshore Technology Conference Paper 1718, Fourth Offshore Technology Conference, Houston.

Williams, A. F. (1980), "The Design and Performance of Piles Socketed Into Weak Rock," Ph. D. Thesis, Department of Civil Engineering, Monash University, Clayton, Vic., Australia.

Zhang, L., and Einstein, H.H. (1998). "Estimating the Mean Trace Length of Rock Discontinuities", Rock Mechanics and Rock Engineering, 31(4), p.217~235

**주 의 사 항**

1. 본 보고서는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 건설기술연구개발사업의 최종(중간) 연구보고서입니다.
2. 본 보고서의 내용을 발표할 때에는 반드시 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 건설기술연구개발사업임을 밝혀야 합니다.
3. 국가보안 차원에서 필요하다고 인정되는 내용은 대외적으로 발표 및 공개하여서는 아니됩니다.

본 보고서와 관련하여 문의를 원하시는 분은 아래의 문의처로 연락을 주시기 바랍니다.


■ 문의처 : 한국건설교통기술평가원 TEL 031)381-6311

대림산업(주) TEL 02)2011-8264

동아대학교 TEL 051)200-7625

동아대학교 TEL 061)450-2474



R&D / 04핵심기술A01-05

대심도 연약지반의 공간적 지반특성화 및
풍화대 소켓 장대 현장타설말뚝기초의 실용화 기술 개발

■ 발행일 / 2007. 8 . 19 .

■ 발행처 / 대림산업 주식회사
서울시 종로구 수송동 146-12
TEL : 02-2011-8264

■ 인쇄처 / 하이카피랜드(주)