

현장시험과 Class-A 및 C1 type 수치해석을 통한 강관매입말뚝의 거동에 대한 연구

A Study on the Behaviour of Prebored and Precast Steel Pipe Piles from Full-Scale Field Tests and Class-A and C1 Type Numerical Analyses

김 성 희¹⁾ · 정 경 자²⁾ · 정 상 섭³⁾ · 전 영 진¹⁾ · 김 정 섭¹⁾ · 이 철 주[†]

Sung-Hee Kim · Gyoung-Ja Jung · Sang-Seom Jeong · Young-Jin Jeon · Jeong-Sub Kim · Cheol-Ju Lee

Received: April 10th, 2017; Revised: April 20th, 2017; Accepted: June 26th, 2017

ABSTRACT : In this study, a series of full-scale field tests on prebored and precast steel pipe piles and the corresponding numerical analysis have been conducted in order to study the characteristics of pile load-settlement relations and shear stress transfer at the pile-soil interface. Dynamic pile load tests (EOID and restrrike) have been performed on the piles and the estimated design pile loads from EOID and restrrike tests were analysed. Class-A type numerical analyses conducted prior to the pile loading tests were 56~105%, 65~121% and 38~142% respectively of those obtained from static load tests. In addition, design loads estimated from the restrrike tests indicate increases of 12~60% compared to those estimated in the EOID tests. The EOID tests show large end bearing capacity while the restrrike tests demonstrate increased skin friction. When impact energy is insufficient during the restrrike tests, the end bearing capacity may be underestimated. It has been found that total pile capacity would be reasonably estimated if skin friction from the restrrike tests and end bearing capacity from the EOID are combined. The load-settlement relation measured from the static pile load tests and estimated from the numerical modelling is in general agreement until yielding occurs, after which results from the numerical analyses substantially deviated away from those obtained from the static load tests. The measured pile behaviour from the static load tests shows somewhat similar behaviour of perfectly-elastic plastic materials after yielding with a small increase in the pile load, while the numerical analyses demonstrates a gradual increase in the pile load associated with strain hardening approaching ultimate pile load. It has been discussed that the load-settlement relation mainly depends upon the stiffness of the ground, whilst the shear transfer mechanism depends on shear strength parameters.

Keywords : Cement paste, Pile load test, Numerical modelling and analysis, Prebored and precast steel pipe pile

요 지 : 본 연구에서는 강관매입말뚝의 하중-침하 및 전단응력 전이 특성을 분석하기 위하여 시험시공 및 수치해석을 수행하였다. 동재하시험 및 정재하시험을 수행한 결과 EOID 및 Restrike 시험을 통해 평가된 말뚝의 설계지지력은 정재하시험에서 평가된 설계 지지력에 비해 각각 약 56~105% 및 65~121%의 범위를 보였으며, 말뚝재하시험 이전에 수행된 Class-A type 수치해석의 경우 38~142%의 범위를 보였다. 또한 Restrike 시험에서 평가된 설계지지력은 EOID 시험의 설계지지력에 비해 12~60% 증가된 것으로 평가되었다. EOID에서는 선단지지력이 크게 측정되는 데 비해, Restrike 시험에서는 주면마찰력이 크게 측정되었는데 Restrike 시험의 타격에너지가 충분하지 않은 경우 말뚝의 선단지지력이 과소평가될 가능성이 있는 것으로 분석되었다. 본 연구의 분석에 의하면 동재하시험을 통해 말뚝의 지지력을 합리적으로 평가하기 위해서는 주면지지력은 Restrike 시험 결과를, 선단지지력은 EOID 시험 결과를 적용하는 것이 합리적인 것을 알 수 있었다. 정재하시험 실측값과 수치해석으로부터 예측된 하중-침하 관계는 탄성범위까지는 어느 정도 유사하지만 항복이 발생한 이후의 거동은 크게 벗어났다. 즉 실측값은 항복 이후 경화현상이 거의 없이 마치 탄성-완전소성(elastic-perfectly plastic) 재료와 유사하게 파괴에 도달되는 반면에, 수치해석에서는 변형경화(strain hardening)과정을 거치면서 파괴에 점진적으로 도달되는 경향을 보였다. 말뚝의 하중-침하 특성은 지반의 강성에 영향을 받으며, 축력분포는 지반의 전단강도상수에 영향을 받는 것으로 나타났다.

주요어 : 시멘트풀, 말뚝 재하시험, 수치해석, 강관매입말뚝

1. 서 론

말뚝의 시공과 관련된 건설소음 및 진동 규제 등의 문제

로 인해 최근 고속도로를 비롯한 일반 도로교의 교량기초로 매입말뚝공법의 적용이 급격하게 증가하고 있는 추세이다. 매입말뚝공법은 1980년대 초 일본에서 도입되어 국내의 지

1) Post Graduate Research Student, Department of Civil Engineering, Kangwon National University

2) Deputy Principal Researcher, Korea Expressway Corporation Research Institute

3) Professor, Department of Civil and Environment Engineering, Yonsei University

† Professor, Department of Civil Engineering, Kangwon National University (Corresponding Author : cj32@kangwon.ac.kr)

반 및 시공 특성에 적합하도록 일부 변형되어 사용되고 있으며, 주요공법으로는 SIP(soil-cement injected precast pile) 공법, SAIP(special auger SIP) 공법, SDA(separated doughnut auger) 공법, PRD(percussion rotary drill) 공법, Correx 공법 및 속파기 공법 등이 있다(한국지반공학회, 2015). 한국도로공사에서는 Fig. 1(a)~1(b)와 같이 3년 동안(2008~2010년) 고속도로 교량에 적용된 총 183개소의 말뚝기초의 형식에 대한 조사를 수행하였다(전경수 등, 2011). 그 결과 강관말뚝이 전체 말뚝의 약 82%를 차지하고 있는데, 이는 고속도로 교량의 특성상 기초에 수평력이 크게 작용하여 말뚝재료의 강도 및 강성이 우수한 강관말뚝이 널리 적용되는 것으로 판단된다. 또한 강관말뚝의 대부분은 매입공법(92.5%)으로 시공되고 있으며, 그 가운데 SDA 공법(55.6%)과 SIP 공법(36.8%)이 주로 적용되는 것으로 나타났다.

매입말뚝의 지지력과 침하량은 말뚝 선단의 지지력뿐만 아니라, 말뚝 주변에 주입된 시멘트 풀과 지반 사이의 주변마찰력에 의해 영향을 크게 받는다. Park(2004)은 매입말뚝의 시멘트풀 강도 및 마찰거동에 관한 연구에서 시멘트풀이 경화된 후 경화 전에 비해 단위 주변마찰력이 약 7배 그리고 전체 주변마찰력이 말뚝의 전체지지력에서 차지하는 비율이 약 4.3배 증가하는 것을 보고하였다. Hong et al.(2008)은 매입말뚝의 주변마찰력에 영향을 주는 인자로 표준관입시험 N치, 지반의 종류 및 시멘트풀의 물/시멘트(W/C)비이고, 그 가운데에서 시멘트풀의 특성이 가장 큰 영향을 주는 것으로 확인하였다. 한편 Jung et al.(2017)은 시멘트풀이 고려된 매입말뚝의 경우 시멘트풀이 없는 경우와 비교하여 말뚝의 전체지지력에서 전체 주변마찰력이 차지하는 비율이 약 4배, 극한지지력은 약 68% 증가하며 그리고 침하량은 약 71% 감소하는 것을 보고하였다.

그러나 아직까지 강관말뚝을 이용한 매입말뚝과 관련된 표준화된 시공방법 및 지반의 특성을 적절하게 반영한 말뚝 지지력 예측식의 부재로 인해 비경제적 설계가 이루어지고 있는 실정이다(연세대학교 등, 2016). 이에 본 연구에서는 강관매입말뚝의 거동을 이해하고 강관매입말뚝의 설계지지력 예측식 도출 및 신뢰성 분석을 통한 한계상태설계법의 저항계수를 도출하기 위해서 국내 A, B 현장에서 총 8본의 시험말뚝을 시공하여 정재하 및 동재하시험을 실시하여 말뚝의 공학적 거동을 고찰하였다. 한편 시공된 말뚝에 대한 Class-A(현장시험 이전 수치해석) 및 C1 type(현장시험 이후 수치해석)(Lambe, 1973)의 유한요소해석을 수행하여 매입말뚝의 특성을 고려한 하중-침하관계, 말뚝축력의 분포 및 전단응력 전이 특성을 고찰하였다.

2. 시험시공 및 말뚝재하시험

국내 A 및 B 현장에서 매입말뚝의 거동을 분석하기 위해 8본의 강관 매입말뚝을 시공하고 이에 대한 정재하 및 동재하시험을 통해 말뚝의 하중-침하 특성 및 축력분포를 측정하였다(Fig. 2~3)(A 현장: 2본, B: 6본). B현장의 경우 총 6본의 시험시공 말뚝 가운데 그 거동이 비교적 유사한 3개 말뚝을 제외한 B1-B3 3개의 말뚝에 대해 측정된 말뚝의 거동을 논하였다(Fig. 3).

2.1 현장 및 지반조건

A현장의 경우 지표면으로부터 1.7m까지 점토 섞인 실트질 모래의 매립층으로 구성되어 있다. 그 하부는 실트질 모래로 4.0m까지 분포되었으며, 표준관입시험(SPT) N치가 평

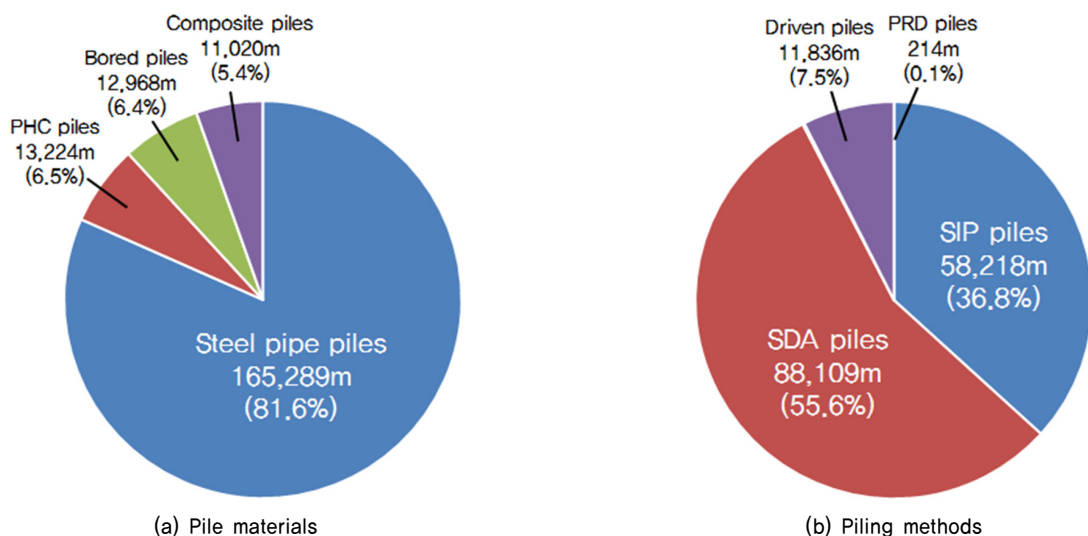


Fig. 1. Summary of pile material and piling methods for bridge foundations (전경수 등, 2011)

균 28타/30cm인 붕적층으로 나타났다. 11.0m까지는 N치가 평균 50타/15cm 이상인 풍화토층이 분포되었으며 그 하부에 풍화암층이 분포하였다. 지층 분포도와 A현장의 말뚝 A-1 및 A-2의 시공위치는 Fig. 2와 같다. 말뚝 A-2는 A-1에 비하여 풍화토 부분이 약간 더 두꺼운 것으로 분석되었다.

B현장의 경우 지층분포가 A현장과 유사하게 구성되어 있다. 지표면으로부터 3.5m까지는 매립층으로 점토 섞인 실트질 모래로 구성되어 있으며 그 아래는 실트질 모래로 5~7m까지 분포되었으며 N치가 평균 28타/30cm인 붕적층으로 나타났다. 11m까지는 N치 평균이 50타/12cm 이상인 풍화토층이 분포되어있고 그 아래에는 풍화암층이 분포하였

다. B현장의 말뚝 B1-B3의 설치위치는 아래의 Fig. 3과 같다. B현장의 경우 표준관입시험과 별개로 공내재하시험을 실시하여 SPT 시험으로 도출된 물성치와 비교·분석을 위하여 실시하였다. 공내재하시험으로 도출된 물성치를 이용하여 B현장 말뚝에 대해 별도의 수치해석을 시행하여 그 결과를 SPT에 의한 물성치를 적용한 해석결과와 비교하였다.

2.2 말뚝의 제원, 시공 및 변형률계

국내에서 적용되는 매입말뚝공법 가운데 주로 적용되는 방법은 천공작업 시 공벽의 붕괴를 방지할 수 있는 외부케이싱을 사용하는 SDA(DRA) 공법이다. 본 연구에서 적용된 말뚝의 제원은 아래의 Table 1에 간략히 요약하였다. A현장의 경우 $\phi 650\text{mm}$ 케이싱을 사용하여 천공한 후 1차 시멘트풀(W/C=70%) 주입 후 $\phi 457\text{mm}$ 강관말뚝 압입상태에서 2차 시멘트풀(W/C는 70%) 주입과 말뚝의 최종 경타 후 $\phi 650\text{mm}$ 케이싱을 인발하여 매입말뚝을 시공하였다. 말뚝과 천공구멍 사이에는 모두 시멘트풀이 채워져 있으며 굴착공경은 650mm이며, 내부는 시멘트풀이 4D+1m의 높이만큼 채워져 있다(D: 말뚝의 직경). B현장에서는 $\phi 712\text{mm}$ 케이싱을 사용하여 천공한 후 1차 시멘트풀(W/C는 70%) 주입 후 $\phi 508\text{mm}$ 강관말뚝 압입상태에서 2차 시멘트풀(W/C=70%) 주입과 말뚝의 최종 경타 후 케이싱을 인발하여 매입말뚝을 시공하였다. A현장과 마찬가지로 말뚝과 천공구멍 사이에는 모두 시멘트풀이 채워져 있으며 굴착공경은 712mm이며, 내부는 시멘트풀이 4D+1m의 높이만큼 채워져 있다. 시멘트풀의 두께는 이후에 설명할 스트레인 게이지의 설치와 관련되어 A현장 및 B현장에서 각각 96.5mm, 102mm인데 이는 통상적인 강관매입말뚝의 경우에 비해 약 2배 정도 두껍다. 본 연구에서는 모든 말뚝의 선단을 풍화암의 상단에 근입시켰다. A-1 및 A-2 말뚝의 풍화암 근입심도는 각각 0.2m, 1.4m이며, B1-B3 말뚝의 경우는 각각 0.95m, 0.03m 및 0.43m이다.

매입말뚝의 설계지지력 예측식 도출 및 신뢰성 분석을 통한 한계상태설계법의 저항계수 도출을 위해서는 주면마찰력

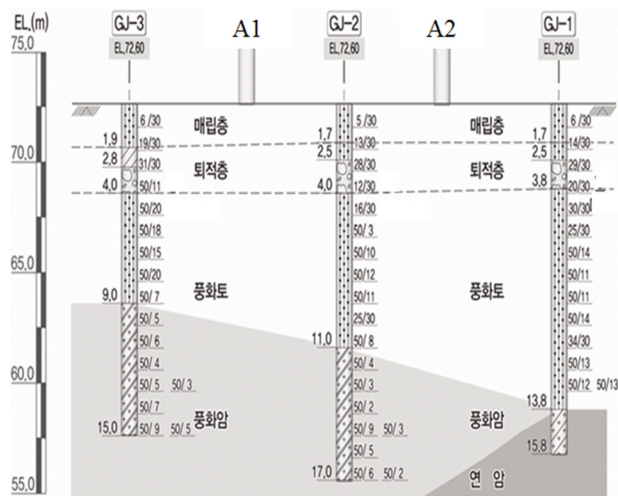


Fig. 2. A ground profile and pile locations (site A)

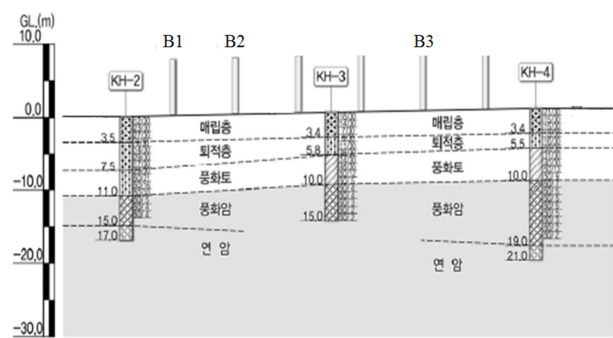


Fig. 3. A ground profile and pile locations (site B)

Table 1. Specifications of steel pipe piles

Site	Pile	Pile length (m)	Pile diameter (mm)	Diameter of bored hole (mm)	Embedded depth to weathered rock (m)
A	A-1	10.5	457	650	0.2
	A-2	13.0	457	650	1.4
B	B-1	9.65	508	712	0.95
	B-2	10.7	508	712	0.03
	B-3	8.93	508	712	0.43

Thickness of piles: 12 mm

및 선단지지력을 분리하여 측정하는 것이 필요하다. 따라서 말뚝정재하시험에서 주변마찰력과 선단지지력을 분리하기 위해서 시험말뚝에 변형률계를 적절히 설치하는 것이 매우 중요하다. 따라서 본 연구에서는 시험말뚝 1본에 대해 총 10개의 위치에 진동현 방식 변형률계(vibrating wire strain gauge)를 180도 간격으로 2열로 부착하였다. 본 연구에서는 Geokon의 Model 4000을 적용했는데 변형률계의 길이는 150mm이며, 최대 3000me까지 측정가능하며, 민감도(sensitivity)는 1me이다. 변형률계는 arc welding 방식의 센서를 적용하여 사용하였으며, 이를 말뚝표면에 설치한 후 손상방지를 위해 센서 보호용 앵글을 부착하였다.

2.3 정재하시험

본 연구에서는 현장정재하시험 이전에 사전 수치해석(Class-A type)을 수행하여 각 시험말뚝에 대한 극한하중의 크기를 예측하여 현장정재하시험의 최대하중을 추천하였다. 시험말뚝 시공 직후 EOID 시험을 실시하고 충분한 양생시간이 경과된 후 정재하시험과 Restrike 시험을 실시하였다. 정재하시험은 8개의 반력앵커와 유압잭을 이용하여 수행되었으며, 반력앵커의 천공경은 150mm이며 직경 12.7mm의 강연선 10가닥을 풍화암층에 정착시켰다. 그라우트의 W/C는 45~50%이며 정착장은 5~6m로 앵커 1본당 1,000kN 인장저항력을 발휘하도록 설계하여 충분한 인발저항력을 확보하였다. 정재하시험의 경우 ASTM D1143-81(1994)에서 규정하고 있는 완속표준재하시험방법과 반복재하방법을 혼합한 형태로 실시하였다. 하중재하주기는 총시험하중을 25%, 50%, 75%, 100% 4단계로 나누어 시험을 실시하고, 말뚝두부 침하율이 시간당 0.25mm(최대2시간) 이하가 될 때까지 하중을 유지시키고, 하중이 완전히 재하되면 50%씩 단계별로 제하하며 20분씩 유지하도록 하였다.

2.4 동재하시험

동재하시험은 주로 말뚝의 정적지지력 산정, 항타 과정에 있어서 말뚝과 지반간의 거동측정, 항타장비 성능 검증 등의 목적으로 실시되고 있으며 항타에너지 및 응력 측정, 말뚝의 건전도 확인, 지반조건의 확인, 선단지지력과 주변마찰력의 분리 측정 등의 항타와 관련한 제반 사항들을 확인할 수 있다(조천환, 2007). 이러한 동재하시험은 최종항타시 관입량 분석 및 시공시 선단지지력 분석을 위한 초기항타(EOID) 시험과 지반의 set up 효과 및 시멘트풀의 양생효과 등 시간효과(time effect)를 고려한 지지력 평가를 위한 재항타시험(Restrike)으로 구분된다. 본 연구에서는 동재하시험을 ASTM(American Standard Test Method) D4945-12

규정에 준하여 실시하여 초기항타 시험과 재항타시험으로 구분하였다(쥬지텍크, 2016). 초기항타 시험은 시험과정에서 지반조건, 최종 타격당관입량(set value), 설계지지력, 타격응력 등을 고려하여 시공 종료시점을 결정한다. 본 연구에서는 시공시(EOID 시험시), 중량 5톤의 드롭해머를 사용하였으며, 재항타시험(Restrike시험)의 경우에는 중량 4톤의 드롭해머를 사용하였다. Restrike은 최소한의 타격으로 시간효과(지반의 set up 및 시멘트풀의 양생)를 확인하는 것을 주목적으로 하여, 극한 또는 항복상태는 정재하시험을 통하여 확인하는 것으로 계획하였다. 그러나 본 연구에서는 정재하시험을 우선적으로 수행하고 그 이후 Restrike 시험을 실시했기 때문에, 정재하시험으로 인해 시멘트풀-인접지반의 경계면 그리고 선단부에서 지반 및 시멘트풀의 일부가 교란되었을 가능성이 있으므로 Restrike 시험을 통해 평가된 말뚝의 지지력은 과소평가 되었을 것으로 판단된다.

3. 수치해석

3.1 해석조건

본 연구에서는 3차원 유한요소 해석 프로그램인 Plaxis-3D를 이용하여 실제 매입말뚝 모델링을 수행하였다. Plaxis-3D는 지반공학 분야의 다양한 문제에 대한 변형 및 안정성 분석을 수행하는데 널리 사용되고 있다(Brinkgreve et al., 2015).

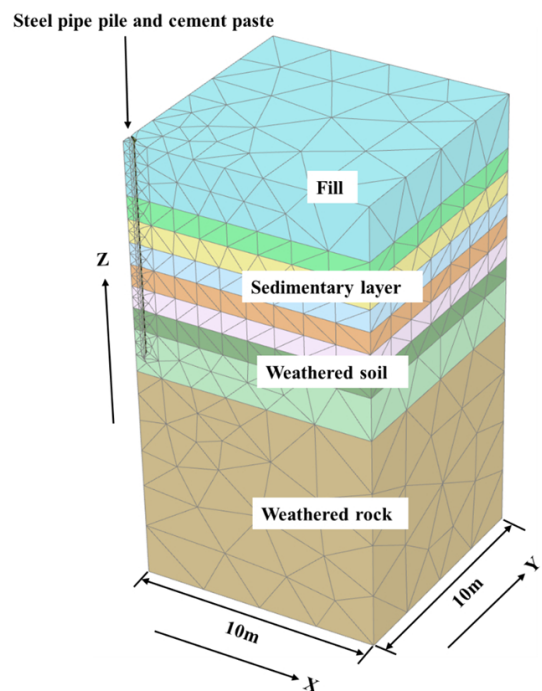


Fig. 4. A representative three-dimensional finite element mesh used in the numerical modelling

3차원 해석에 있어 흙 및 구조물의 체적은 10개의 절점 (node)을 가지는 tetrahedral(사면체) 요소를 통해 모델링된다. 이때 XY 평면에 대한 대칭조건을 적용하여 전체 메쉬의 1/4만을 고려하였다. Fig. 4는 해석에 적용된 대표 유한요소 해석 mesh를 보여준다. 수치해석 과정에서 매입말뚝의 시공 조건을 최대한 현장 조건과 동일하게 모사하고자 하였다. 지반에 설치되어있는 강관말뚝 주변의 시멘트풀 및 강관 내부 하단에 주입한 시멘트풀을 모델링하였다. Fig. 5는 시멘트풀을 포함한 실제 매입말뚝의 해석 단면도를 보여주고 있다. 여기서 int는 강관말뚝, 시멘트풀, 지반 사이에 interface 모델링을 의미한다. 본 연구에서는 총 3개의 경계면 int 1-3을 가정하였다(int1: 시멘트풀-인접지반, int2: 강관말뚝-외부시멘트풀, int3: 내부시멘트풀-강관말뚝). 지반에 주입된 강관말뚝 주변의 시멘트풀 및 강관 내부 하단에 주입한 시멘트풀

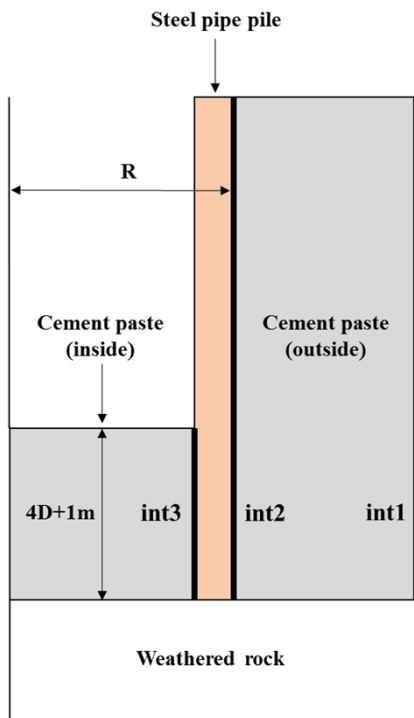


Fig. 5. A sectional view of analysis geometry (R : radius of the steel pipe pile, D : pile diameter, int : interface)

은 고속도로공사 전문시방서(Korea Expressway Corporation, 2012)의 규정에 따라 적절하게 가정하였으며 이는 현장의 시공조건과도 일치한다. 그러나 최종경타에 의한 말뚝선단 인접지반의 응력변화 및 말뚝선단에 일부 잔류되어 있었을 수도 있는 슬라임(slime)에 대해서는 고려하지 않았다. 해석 메쉬의 바닥은 핀 그리고 측면은 롤러로 지지된 경계조건 하에서 해석을 실시하였다.

3.2 재료의 물성치

Table 2는 해석에 적용된 지반 및 말뚝의 물성치를 보여주고 있다. 본 연구에서는 지반조사 보고서(주 라온이엔지, 2015; 2016)를 참조하여 지반 및 말뚝의 물성치를 적용하였다. 이는 주로 SPT를 기반으로 평가된 물성치이며, B현장의 경우 SPT에 의해 추천된 지반의 물성치는 물론 별도로 수행된 공내재하시험으로 산출된 물성치를 이용하여 별도의 해석을 수행하였다. 말뚝에는 등방탄성모델(isotropic elastic model)이 적용되었고, 퇴적층, 붕적층, 풍화토 및 풍화암에는 비관련유동법칙(non-associated flow rule) 및 Mohr-Coulomb의 파괴기준(failure criterion)을 따르는 탄-소성 모델을 적용하였다. 한편 말뚝-인접지반의 경계에는 경계면 요소(interface element)를 지정하여 소성항복(plastic yielding)이 발생하는 경우, 전단응력의 크기가 증가하는 것을 제한하고 말뚝과 지반 사이에 미끄러짐(slippage)이 발생할 수 있도록 하였다.

경계면 요소는 지반-구조물의 상호 작용을 적절하게 모사할 수 있는 조인트 요소이며, 말뚝-주변 흙 사이 접촉면에서의 전단거동을 모사하는데 적용할 수 있다(Brinkgreve et al., 2015). 이때 말뚝시공에 의한 흙의 전단강도 상수가 감소되는 것을 고려하기 위하여 경계면에서의 전단강도 상수 (c'_{int} , ϕ'_{int})는 강도감소계수(strength reduction factor) $R_{int}=0.7$ 를 이용하여 아래의 Eq. (1)~(2)를 이용하여 산정하였다(Brinkgreve et al., 2015).

Table 2. Material parameters assumed in the numerical modelling (주 라온이엔지, 2015; 2016)

Soil/Pile	Model	E (MPa)	c' (kPa)	f	γ (kN/m ³)	K ₀	ν'
Fill	Mohr coulomb	10-30	0	25-29	17	0.5	0.3
SM		5-20	3	28-32	19	0.5	0.3
GP		40-80	5-19	29-33	20	0.5	0.3
Weathered soil		80-140	26-22	33-39	20	0.5	0.3
Weathered rock		185-250	30-35	32-34	21	0.5	0.3
Pile	Elastic	210,000	-	-	75	-	0.2
Cement-paste		3,000	-	-	20	-	0.25

E=Young's modulus, c'=cohesion, ϕ' =friction angle of soil, γ =unit weight, K₀=earth pressure coefficient at rest, ν' =Poisson's ratio

$$c'_{int} = R_{int} \times c' \quad (1)$$

$$\phi'_{int} = \tan^{-1}(R_{int} \tan(\phi')) \quad (2)$$

여기서 c' 은 흙의 점착력이고, ϕ' 은 흙의 내부마찰각이다.

3.3 말뚝 정재하시험 모사

앞서 언급한 바와 같이 시험말뚝의 정재하시험에 대한 사전 수치해석(Class-A type) 및 사후 수치해석(Class-C1 type)을 수행하여 말뚝의 하중-침하 관계 및 하중단계별 말뚝의 축력분포를 고찰하였다. 이를 위해 말뚝두부에 정재하시험에서 작용시킨 상재하중과 유사한 크기의 하중을 단계별로 증가시켜 정재하시험을 모사했으며, 예측된 하중-침하 곡선에 대해 Davisson 방법(1972)을 이용하여 말뚝의 설계지지력을 평가하였다.

4. 현장시험 및 수치해석 결과 분석

본 장에서는 현장재하시험(동재하 및 정재하) 및 수치해석을 통해 도출된 결과를 상세히 분석하였다. 현장시험을 통해 측정된 말뚝의 하중-침하 특성 및 축력분포를 고찰하고, 시험시공 이전에 수행된 Class-A type 해석(재하시험 결과를 모름) 및 재하시험 이후에 수행된 Class-C1 type 해석(재하시험 결과를 알고 있음)을 통해 수치해석의 정당성을 검토하였다. 또한 현장시험(정재하, Restrike, EOID)계측 결과 및 수치해석 결과는 모두 Davisson 방법(1972)을 통하여 설계지지력을 평가하였다.

4.1 말뚝의 하중-침하 분포

Fig. 6(a)~6(b) 및 Fig. 7(a)~7(c)는 A현장 및 B현장 말뚝에 대해 동재하시험(EOID 및 Restrike), 정재하시험 그리고 수치해석(Class-A 및 C1 type)을 통해 산정한 말뚝의 하중-침하 관계를 보여준다. Fig. 6(a)~6(b)의 정재하시험을 통한 A-1과 A-2 말뚝의 하중-침하관계는 매우 유사한데 약 4,000kN 인근에서 항복이 발생한다. 이는 두 말뚝의 길이 및 지층분포가 유사했기 때문으로 분석된다. 동재하시험 결과를 정재하시험 결과와 비교했을 때 EOID 및 Restrike 모두 더 작은 값에서 항복이 발생하며, 특히 EOID 시험에서 가장 작은 항복하중이 평가되는데 이는 어느 정도 예상된 결과라고 할 수 있다. Restrike의 경우 항복하중 인근까지는 정재하시험과 매우 유사한 결과를 보여준다. 한편 Class-A type 해석의 경우 뚜렷한 항복하중을 결정하기는 어려우며,

정재하 및 동재하시험과 비교하여 매우 작은 항복하중을 예측한다. 이에 Class-C1 해석에서는 정재하시험의 하중-침하와 유사한 곡선을 얻기 위해 지반의 강성을 증가(당초 말뚝 선단부 지반인 풍화암 $E=185\sim250\text{Mpa}$ 를 3배가량 증가시킨 $E=555\sim750\text{Mpa}$)시켰으며, 해석결과 하중-침하는 말뚝 선단 지반인 풍화암의 강성에 가장 크게 영향을 받는 것으로 나타났다. 그러나 지반의 강성에 비해 전단강도 상수는 하중-침하에는 거의 영향을 미치지 않는 것으로 분석되었다.

B현장의 경우 현장재하시험 및 수치해석 결과 모두 말뚝의 선단이 풍화암에 더 깊이 근접되어 있을수록 침하량이 작게 발생하는 경향을 보인다. B-1 및 B-3 말뚝의 경우 동재하시험에서 정재하시험 보다 약간 증가한 항복하중을 예측하는데 비해, B-2의 경우 앞서의 경우와 같이 정재하시험이 더 큰 항복하중을 보인다. B-3의 경우 Class-A 해석 결과

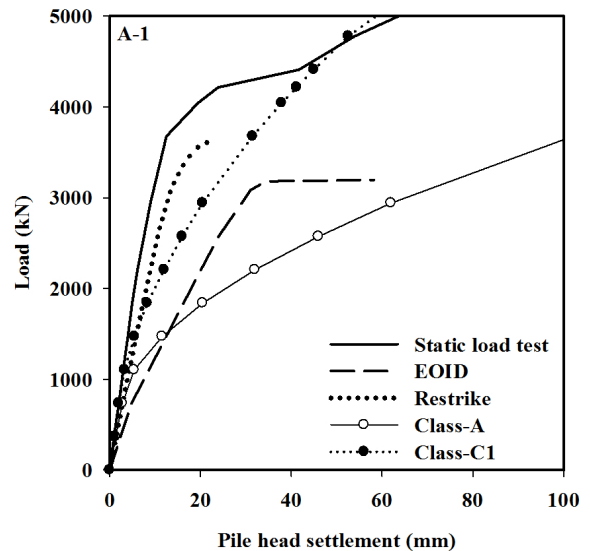


Fig. 6. (a) Load-settlement relation of pile

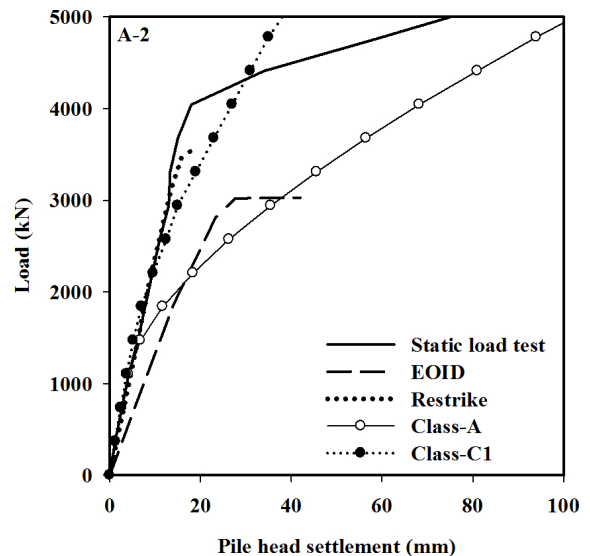


Fig. 6. (b) Load-settlement relation of pile

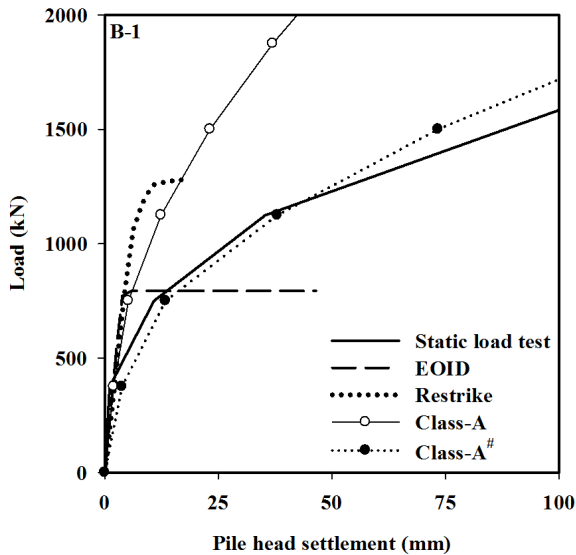


Fig. 7. (a) Load-settlement relation of pile (Class-A: based on SPT results, Class-A#: based on Pressuremeter test)

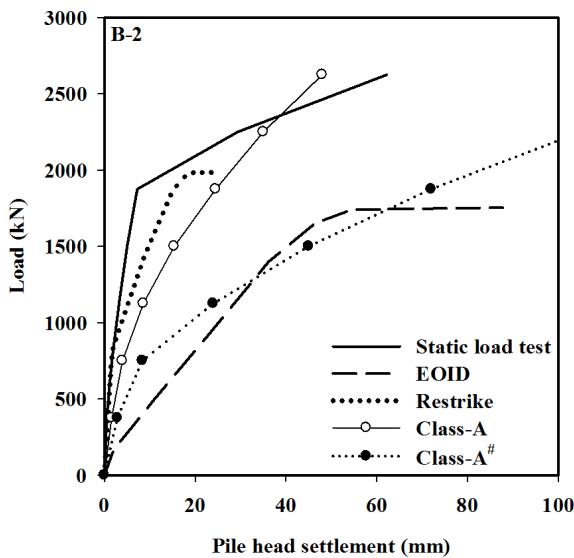


Fig. 7. (b) Load-settlement relation of pile (Class-A: based on SPT results, Class-A#: based on Pressuremeter tests)

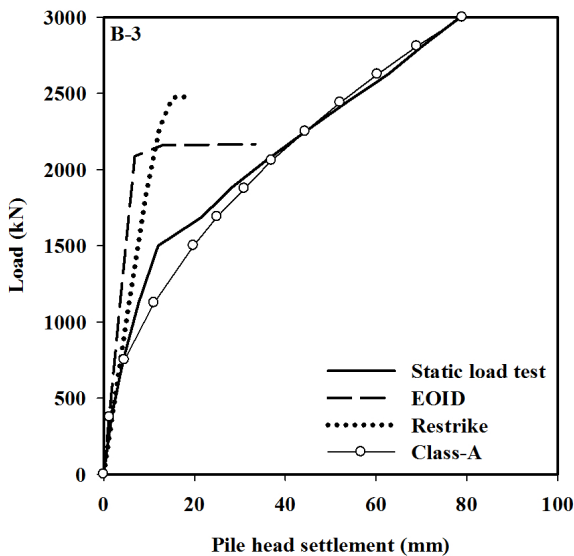


Fig. 7. (c) Load-settlement relation of pile

가 정재하시험 결과와 매우 잘 일치하는 데(따라서 B-3 말뚝에 대한 Class-C1 type 해석을 수행하지 않았다) 비해, B-1 및 B-2 말뚝의 경우는 정재하시험 결과와 매우 큰 차이를 보인다. 이에 B-1 및 B-2 말뚝에 대해서는 공내재하시험을 통해 산정된 물성치를 적용한 추가 수치해석을 실시하였다. 이때 적용된 지반의 탄성계수는 풍화도 36MPa(당초: 127.4MPa), 풍화암 90MPa(당초 185.2MPa)으로 이는 표준관입시험에 의해 추천된 물성치보다 크게 감소된 값이다. 이에 따라 B-1 및 B-2의 경우 공내재하시험을 통한 Class-A# 해석에서 B-1은 매우 우수한 결과가 도출되는데 비해, B-2의 경우는 Class-A보다 더 부정확한 결과를 예측한다. 따라서 말뚝별로 하중-침하 양상이 달라지기 때문에 이로부터 확정적인 결론을 도출하기 무리가 있을 것으로 판단된다.

수치해석결과는 정재하시험에서 관측된 것과 같이 항복 하중에 도달된 이후 하중은 크게 증가하지 않는 반면 침하가 급격하게 증가하는 것을 제대로 묘사하지 못하는데, 이는 본 해석에서 적용된 구성방정식인 Mohr-Coulomb 모델이 변형경화(strain hardening) 특성을 갖는 태생적 한계로 인한 것으로 판단된다. 또한 항복하중의 크기 역시 매우 큰 차이를 보이는데 여기에는 지반의 물성치, 응력상태(토압계수), 경타에 의한 응력변화, 말뚝 선단인근의 슬라임층 존재유무, 시멘트풀의 품질 등 매우 다양한 변수가 말뚝의 하중-침하 거동에 영향을 미치는데 이 모든 변수를 수치해석에서 적절히 고려하는 것은 현실적으로 어렵기 때문으로 판단된다.

4.2 말뚝에 작용하는 축력분포

Fig. 8(a)~8(b)는 정재하시험을 통해 말뚝 A1-A2에서 측정된 심도별 축력분포를 보여준다. 상재하중이 작은 1,103kN의 경우 정재하시험과 수치해석 결과가 비교적 양호하게 분포하지만, 다른 하중에서는 축력분포가 매우 상이하며 정재하시험이 더 큰 주면마찰력을 발생시켜 축력이 크게 감소한다. 특히 말뚝 선단 인근에서 축력이 급격하게 감소하는데 이는 단단한 풍화암 부근에서 주면마찰력이 크게 발생되고 있어 큰 전단저항이 발생했기 때문으로 판단된다. 특히 말뚝의 상재하중이 2,940kN인 경우 측정된 마찰저항력은 수치해석보다 매우 크게 분포하는 특징을 보인다. Class-C1 type 해석에서는 주로 정재하시험을 통해 측정된 하중-침하 관계를 고려하였고 지반의 전단강도상수보다는 강성을 주로 고려했기 때문에 Class-A와 유사한 축력분포를 보인다.

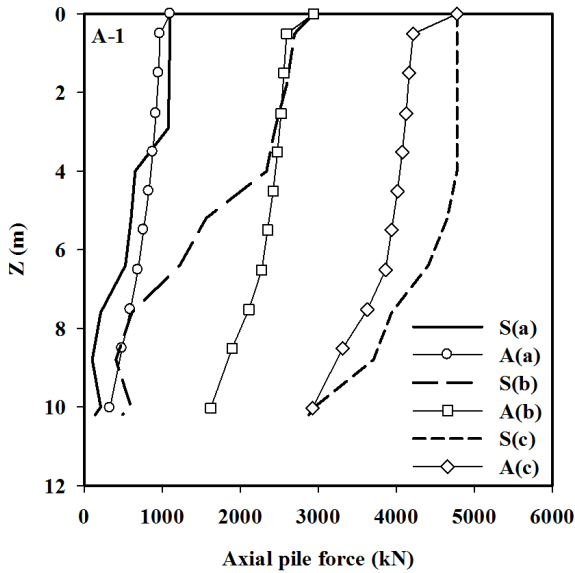


Fig. 8. (a) Distributions of axial pile forces with depth (S: static load test, A: Class-A type analysis) (Pile load on the head, a: 1,103 kN, b: 2,940 kN, c: 4,778 kN)

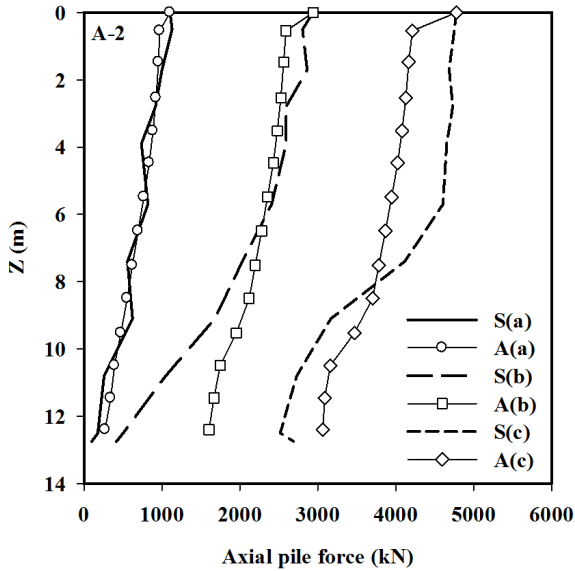


Fig. 8. (b) Distributions of axial pile forces with depth (S: static load test, A: Class-A type analysis) (Pile load on the head, a: 1,103 kN, b: 2,940 kN, c: 4,778 kN)

4.3 정재하시험, 동재하시험 및 수치해석 결과

Fig. 9(a)는 A1-A2 말뚝에 대한 동재하시험, 정재하시험 그리고 Class-A type의 수치해석을 통해서 평가된 전체 주변마찰력과 선단지지력의 크기를 보여준다. 동재하시험의 경우 평가된 전체 주변마찰력과 선단지지력의 합(즉 말뚝의 전체지지력)이 정재하시험 및 수치해석에서 말뚝두부에 작용된 하중의 크기와 동일하지 않으므로 직접적인 비교는 다소 어렵지만, 정재하시험, 동재하시험 그리고 수치해석으로 평가된 전체 주변마찰력과 선단지지력의 발현 특성을 개략적으로 검토할 수 있을 것으로 판단된다. 정재하시험

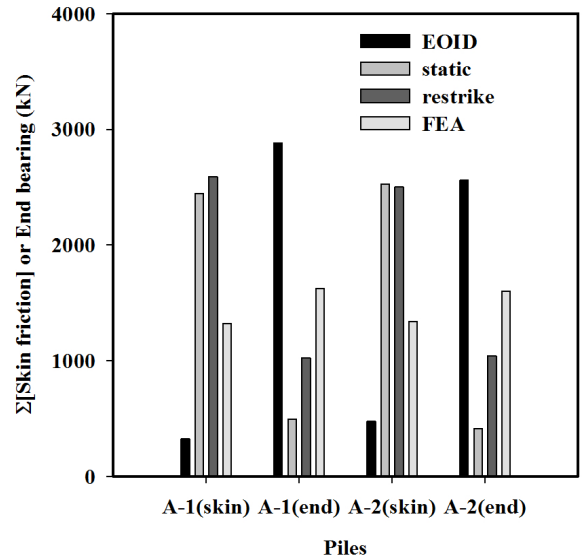


Fig. 9. (a) Estimated total skin friction and end bearing from dynamic, static load tests and FEA

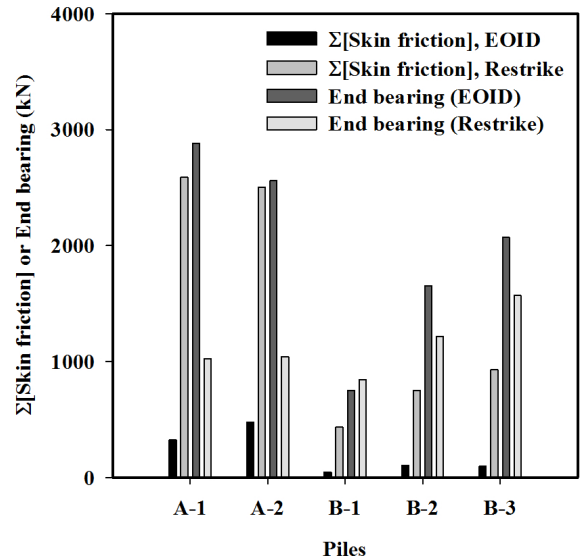


Fig. 9. (b) Estimated total skin friction and end bearing from EOID and restrike tests

결과와 비교하여 Restrike 시험에서 평가된 주변마찰력의 크기는 매우 유사하게 분석되었으나, Restrike의 선단지지력 성분 및 EOID/수치해석의 주변마찰력 및 선단지지력은 정재하시험 결과에서 크게 벗어나는 것으로 분석된다. 동재하시험의 경우 EOID에서는 선단지지력이, Restrike에서는 주변마찰력이 크게 평가되었다. EOID 시험에서는 매우 작은 주변마찰력이 발현되지만 Restrike에서 급증하는데 비해, 선단지지력은 EOID에 비해 Restrike에서 40%미만으로 급감하였다. 이는 Restrike 시험의 경우 타격에너지의 대부분이 주변마찰력으로 지지되었으며, 선단에는 충분한 타격에너지가 도달하지 못했기 때문에 판단되며 따라서 이 경우 말뚝의 선단지지력이 과소평가 될 수 있다. 이러한 현상은 조천환(2007)이 보고한 것과 일치한다. 한편 수치해석

결과는 정재하 및 동재하시험 결과와는 다르게 주변마찰력에 비해 선단지지력이 더 큰 것으로 예측하는데 수치해석에 적용된 지반의 전단강도 상수 및 토압계수가 실제보다는 작았던 것으로 판단된다. Fig. 9(b)는 모든 말뚝에 대해 동재하시험(EOID 및 Restrike)으로 평가 주변마찰력과 선단지지력의 변화를 보여주는데 앞서 언급한 것과 유사하게 주변마찰력은 Restrike 시험에서 그리고 선단지지력은 EOID 시험에서 크게 발현된다. 따라서 말뚝의 주변지지력을 평가하기 위해서는 Restrike 시험 결과를 말뚝 선단의 지지력을 평가하기 위해서는 EOID 시험 결과를 적용하는 것이 합리적인 것을 알 수 있다. EOID 시험에 의한 전체 주변마찰력과 Restrike 시험에 의한 선단지지력의 합은 대체로 정재하시험에서 평가된 말뚝의 극한지지력과 유사한 것으로 분석되었다.

Fig. 10은 정재하시험, 동재하시험 그리고 사전수치해석(Class-A)에 의해 평가된 정규화된 말뚝의 설계지지력을 나타내고 있다. 이때 P/P_s 는 말뚝의 설계지지력 P 를 정재하시험을 통해 평가된 말뚝의 설계지지력 P_s 로 정규화시킨 값이다. 재하시험 및 수치해석 모두 하중-침하 곡선에 Davisson (1972) 방법을 적용하여 말뚝의 설계지지력을 산정하였다. B-1 말뚝을 제외하고는 대부분의 경우 동재하시험 및 수치해석에서 평가된 말뚝의 설계지지력이 정재하시험에서 평가된 말뚝의 설계지지력보다 작은 크기를 보인다. 본 연구에서 수행한 정재하 및 동재하시험 결과를 분석한 결과, 대체로 매입말뚝 시공 직후 수행한 EOID 시험으로 도출된 지지력이 가장 작고, 정재하시험 종료 후 수행한 Restrike 시험

의 지지력이 크고 마지막으로 정재하시험에서 측정된 지지력이 가장 큰 경향을 보인다. 이러한 차이는 EOID 시험의 경우 말뚝 시공 직후에 실시되어 말뚝 선단 및 주변부에 타설된 시멘트풀이 양생되지 못했기 때문으로 이는 예상된 결과이다. EOID 시험은 정재하시험의 56~105%(평균 77%) 정도의 지지력을 Restrike는 정재하시험의 65~121%(평균 96%) 정도의 설계지지력을 나타내는 것으로 분석되었다. Restrike 시험의 설계지지력은 EOID 시험에서 평가된 설계지지력에 비해 12~60% 증가된 크기를 보였다. Restrike의 경우, 이전에 수행된 정재하시험으로 인하여 주변부의 시멘트풀 및 선단부의 일부가 손상되었을 가능성이 있으므로 그 신뢰성이 다소 저하되었지만, EOID 시험보다는 지지력이 크게 발현되었으며 정재하시험 결과와 비교하여 합리적 수준으로 유사한 하중-침하 관계를 보였다.

4.4 말뚝에 작용하는 전단응력의 분포

Fig. 11은 앞서 논의한 정재하시험을 통해 획득한 말뚝의 축력분포를 통해 아래의 Eq. (3)을 이용하여 산정한 전단응력 t 의 분포를 Class-A type 수치해석에 의한 결과와 함께 보여준다.

$$\tau = \frac{\Delta P}{\pi \cdot D \cdot \Delta Z} \quad (3)$$

여기서, D = 말뚝체의 직경(말뚝+시멘트풀), ΔZ = 말뚝 두 점 사이의 거리, ΔP = 말뚝축력의 차이를 의미한다. Fig. 11은 말뚝두부에 4,778kN의 극한하중이 작용하는 경우 산

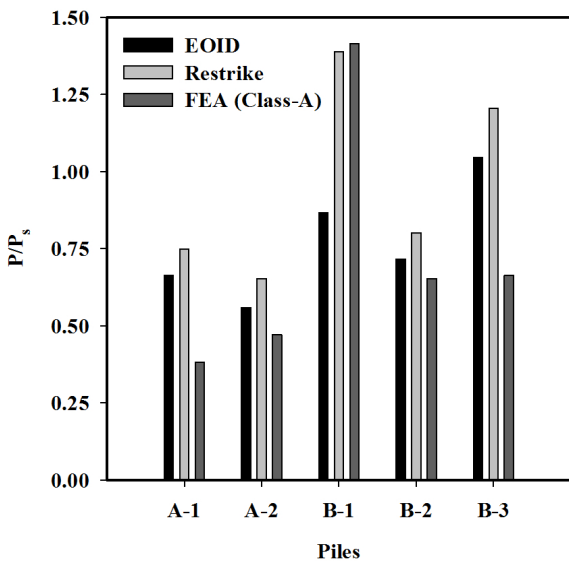


Fig. 10. Normalised design load of piles from EOID, restrike tests and FEA (Class-A) (P_s : design load from static load test, P_s)_{A-1}: 1935.5 kN, P_s)_{A-2}: 2168.7 kN, P_s)_{B-1}: 367.5 kN, P_s)_{B-2}: 980 kN, P_s)_{C-3}: 828.1 kN)

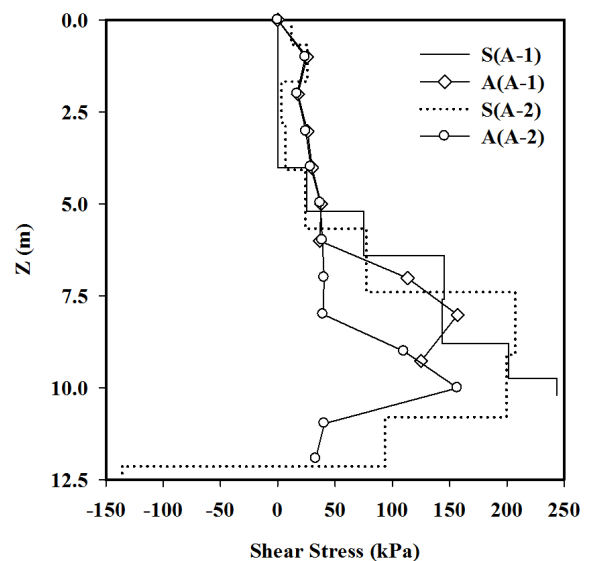


Fig. 11. Distributions of deduced shear stresses with depth (S: static load test, A: Class-A type analysis) (Pile load on the head: 4,778 kN)

정된 전단응력의 분포를 보여준다. 전반적으로 심도가 깊어질수록 전단응력이 증가하는 경향을 보이는데 말뚝의 상부를 제외하고는 대체로 정재하시험에서의 전단응력이 수치해석에서 예측된 전단응력을 초과한다. 즉 수치해석에서 가정한 지반의 전단강도상수 그리고 토압계수가 실제보다는 과소평가 되었을 것으로 추정된다. 말뚝선단 인근에서는 전단응력이 감소하는 경향을 보이는데, 이는 말뚝선단 인근에서의 말뚝체와 인접지반 사이의 전단변위가 충분하지 못하여 전단강도의 일부만이 발현되었기 때문으로 판단된다. 또한 이는 조천환(2007)이 논의한 것과 같이 동재하시험 시 타격에너지가 충분하지 않아 그 에너지가 말뚝선단 인근까지 전달되지 못하여 마찰저항력이 작게 발현되었을 가능성도 있다. 한편 정재하시험 결과는 A-2 말뚝의 인근에서 (-) 크기의 전단응력을 나타내는데, 이는 현장실측과정에서 발생한 오류에 기인된 것으로 보인다.

4.5 수치해석 결과에 따른 고찰

지반조사결과를 통해 추천된 물성치를 이용하여 수치해석을 수행한 결과 정재하시험에 의한 하중-침하 및 축력분포와는 비교적 크게 벗어나는 경향을 보였다. 이는 실제 지반조건이 수치해석에서 가정한 것과 상이하거나 말뚝의 내부시멘트풀 하부의 슬라임층의 형성, 경타여부 및 최종관입량의 크기 및 일정하지 않은 시멘트풀의 품질 등 다양한 현장의 변수들과 관련되었다고 판단된다. 또한 SPT를 통해 산정된 물성치(지반조사자료)가 적합한 경우(B-3)가 있고, 공내재하시험을 통해 산출된 물성치가 맞는 경우(B-1)도 있는 것으로 판단되는데, 철저한 지반조사를 통해 평가된 합리적인 지반 물성치를 적용한 수치해석을 수행하는 것이 현장 실측치와 수치해석 결과의 간극을 좁힐 수 있는 최선의 방법이라고 판단된다. 전반적으로 현장에서 실측된 값과 수치해석으로부터 예측된(Class A, C1) 하중-침하 관계는 탄성범위까지는 비교적 유사한 결과를 얻을 수 있으나 항복 이후의 거동은 비교적 크게 벗어난다. 즉 실측값은 항복 이후 경화현상이 거의 없이 탄성-완전소성(elastic-perfectly plastic) 재료의 거동과 유사하게(즉 항복응력의 증가가 거의 없이) 파괴에 도달되는 반면, 수치해석에서는 변형경화(strain hardening)과정을 거치면서 점진적으로 파괴에 도달하는 경향을 보였다. 따라서 항복발생 이후 항복하중이 거의 증가하지 않고 침하가 급격하게 증가하는 이러한 현상을 적절히 모사할 수 있는 수치해석 기법을 개발할 필요가 있다고 판단된다.

5. 요약 및 결론

본 연구에서는 강관매입말뚝에 대한 현장시험 및 유한요소해석을 통해서 분석된 매입말뚝의 거동을 논하였다. 이를 통해 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 각 시험에서 측정된 선단지지력을 bearing pressure로 환산하여 분석하였는데, 천공경의 크기를 변화시켜 수행된 수치해석 결과 bearing pressure의 크기에는 큰 변화가 없는 것으로 분석되었다. 단위면적당 주면마찰력도 천공경의 크기에 별다른 영향을 받지 않는 것으로 나타났다.
- (2) 정재하시험 결과에 비해 동재하시험(EOID & Restrike) 및 수치해석을 통해서 산정된 말뚝의 설계지지력은 대체로 작은 것으로 평가되었다. 동재하시험의 경우 EOID 시험에 비해서는 Restrike 시험이 상대적으로 정재하시험에 근접한 결과를 보였다. 전반적으로 볼 때 말뚝의 하중-침하 관계는 상대적으로 Restrike 시험 결과가 수치해석에 비해 정재하시험 결과에 유사한 것으로 분석되었다. 그러나 동재하시험의 경우 재하시험 시기에 따라(EOID/Restrike) 말뚝의 주면저항력과 선단저항력의 크기가 크게 변하여 말뚝의 축력분포를 합리적으로 평가하기 어려운 것으로 분석되었다.
- (3) 동재하시험 및 정재하시험 결과 EOID 및 Restrike 시험은 정재하시험에서 평가된 설계지지력 대비 각각 약 56~105% 및 65~121%의 크기를 보였으며, Class-A type 수치해석의 경우 정재하시험 설계지지력의 38-142%의 범위를 보였다. Restrike 시험의 하중-침하 곡선은 EOID 시험의 하중-침하 곡선에 비하여 설계지지력이 12~60% 증가한 결과를 보였다. EOID 시험의 경우 주면마찰력이 거의 발현되지 못하기 때문에 말뚝의 지지력이 상대적으로 작게 평가되며, Restrike 시험의 경우 주면마찰력은 적절히 평가될 수 있으나 타격에너지가 충분히 크지 않을 경우 그 에너지가 말뚝의 극한선단지지력을 발현시킬 정도로 적절히 전달되지 못하여 선단지지력이 과소평가될 가능성이 존재한다. 따라서 말뚝의 주면지지력을 평가하기 위해서는 Restrike 시험 결과를 말뚝 선단의 지지력을 평가하기 위해서는 EOID 시험 결과를 적용하는 것이 보다 합리적인 것을 알 수 있다. 본 연구에서 평가된 바에 의하면 EOID 시험에 의한 전체 주면마찰력과 Restrike 시험에 의한 선단지지력의 합은 대체로 정재하시험에서 평가된 말뚝의 극한지지력과 유사한 것으로 분석되었다.

(4) 수치해석에 의해 예측된 말뚝의 거동은 정재하시험 결과에 비해 크게 상이한 것으로 나타났다. 정재하시험 결과와 수치해석으로부터 예측된 하중-침하 관계는 탄성범위까지는 상대적으로 유사한 관계를 보인다고 할 수 있으나, 항복 도달 이후의 거동은 비교적 크게 벗어난다. 정재하시험에서 측정된 하중-침하 곡선은 항복이 발생한 이후 말뚝하중은 약간 증가하지만 급격한 침하를 나타내는데 비해 수치해석에서 적용된 구성방정식은 변형경화(strain hardening) 모델을 채택하므로 이러한 현상을 적절히 모사하지 못하여 하중이 지속적으로 증가하였다. 따라서 향후 이를 적절히 반영할 수 있는 수치해석기법을 개발해야 할 것으로 판단된다. 수치해석의 경우 지반물성치 산정의 신뢰성, 경타에 의한 지반교란 및 응력변화 정도, 말뚝선단부의 슬라임 존재유무, 시멘트풀의 특성 등 매우 많은 변수에 영향을 받기 때문에 이 모두를 적절히 반영하는 것은 현재의 기술로는 한계가 있음이 나타났다. 이러한 다양한 지배인자 가운데 말뚝의 하중-침하 특성은 주로 말뚝선단 인근지반의 강성에 큰 영향을 받는 것으로 분석되었다. 따라서 말뚝의 지지력을 합리적으로 평가하기 위해서는 말뚝선단 인근의 지반조건을 상세히 파악해야 할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 한국도로공사 도로교통연구원의 지원으로 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

References

1. ㈜ 라온이엔지 (2015), 매입말뚝 지지거동 분석으로 저항계수 도출 연구용역 중 지반조사 보고서, pp. 1~62.
2. ㈜ 라온이엔지 (2016), 매입말뚝 지지거동 분석으로 저항계수 도출 연구용역 중 지반조사 보고서, pp. 1~96.
3. 연세대학교, 강원대학교, ㈜지텍크, (사)한국지반공학회 (2016), 매입말뚝 대표공법 지지거동 분석으로 저항계수 도출 연구, 연구보고서, pp. 1~212.
4. 전경수, 김낙영, 남문석 (2011), 고속도로의 강관말뚝 기술동향 및 적용현황, 한국지반공학회 기초기술위원회 특별세미나, pp. 1~29.
5. 조천환 (2007), 매입말뚝공법, 이엔지북, pp. 1~314.
6. ㈜지텍크 (2016), 매입말뚝 대표공법 지지거동 분석으로 저항계수 도출 연구 말뚝 동재하시험 보고서, pp. 1~65.
7. 한국지반공학회 (2015), 구조물 기초 설계기준 해설, pp. 1~894.
8. ASTM D1143-81 (1994), Standard test method for piles under static axial compressive load, pp. 1~11.
9. Brinkgreve, R. B. J., Kumarwamy, S. and Swolfs, W. M. (2015), Reference Manual, Plaxis 3D 2015 user's manual, (Edited by Brinkgreve, R.B.J., Kumarwamy, S. and Swolfs, W. M), pp. 1~284.
10. Davisson, M. T. (1972), "High capacity piles", Proceedings of Lecture Series in Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois Section, pp. 81~112.
11. Hong, W. P., Lee, J. H. and Chai, S. G. (2008), "Bearing capacity of SDA augered piles in various grounds depending on water-cement ratio of cement milk", Journal of Korean Geotechnical Society, Vol. 24, No. 5, pp. 37~54. (in Korean)
12. Jung, G. J., Kim, D. H., Lee, C. J. and Jeong, S. S. (2017), Analysis of skin friction behavior in prebored and precast piles based on field loading test, Journal of the Korean Geotechnical Society, Vol. 33, No. 1, pp. 31~38 (in Korean).
13. Korea Expressway Corporation (2012), "Expressway Construction Guide Specification", pp. 1(1)~13(149).
14. Lambe, T. W. (1973), "Predictions in soil engineering", Geotechnique 23, No. 2, pp. 149~202.
15. Park, J. B. (2004), "Strength and friction behavior of cement paste poured in the bored pile", Journal of the Korean Geo-environmental Society, Vol. 5, No. 3, pp. 31~39 (in Korean).