



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

2022년 8월

박사학위논문

고강도 결합 매입말뚝 흠막이  
공법의 안정성에 관한 연구

조선대학교 대학원

토목공학과

최준영

# 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 안정성에 관한 연구

**A Study on Stability of High-strength Joint Buried Pile Retaining  
Wall Method**

2022년 8월 26일

조선대학교 대학원

토목공학과

최준영

# 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 안정성에 관한 연구

지도교수 김 대 현

이 논문을 공학박사학위신청 논문으로 제출함

2022년 4월

조 선 대 학 교 대 학 원

토 목 공 학 과

최 준 영

최준영의 박사학위논문을 인준함.

위원장 조선대학교 교수 김 성 홍 (인)

위 원 조선대학교 교수 박 정 응 (인)

위 원 조선대학교 교수 정 명 훈 (인)

위 원 조선이공대학교 교수 박 경 호 (인)

위 원 조선대학교 교수 김 대 현 (인)

2022 6

조선대학교 대학원

# 목 차

## ABSTRACT

제 1 장 서론 .....	1
1.1 연구배경 및 목적 .....	1
1.2 연구동향 .....	3
1.3 연구내용 및 방법 .....	6
제 2 장 이론적 배경 .....	7
2.1 흠막이 공사의 개요 .....	7
2.2 흠막이 벽체의 거동이론 .....	8
2.2.1 토압이론 .....	8
2.2.2 흠막이 굴착시 토압분포 .....	11
2.3 흠막이 공법의 개요 .....	14
2.3.1 흠막이 공법 .....	15
2.3.2 흠막이 지지공법 .....	19
2.3.3 굴착공법의 적용성 .....	20
2.4 흠막이 벽체의 거동 .....	21
2.4.1 벽체 강성에 따른 지반 및 벽체의 거동 현상 .....	21
2.4.2 스트럿의 선행하중에 따른 흠막이 벽체의 거동현상 .....	22
2.4.3 굴착단계에 따른 흠막이 벽체의 거동현상 .....	24
2.5 고강도 결합 매입말뚝 공법 .....	25
2.6 흠막이 가시설의 구조해석 .....	26

2.6.1	일반사항	26
2.6.2	탄소성 지반상 연속보 해석	27
2.6.3	탄소성해석법의 변위에 따른 토압 적용	29
2.7	굴착에 따른 인접지반 침하와 흩막이벽 변위 발생 요인	31
2.7.1	인접지반 침하요인	31
2.7.2	침하량 산정방법	32
2.8	계측관리계획	33
2.8.1	개요	33
2.8.2	계측 항목 선정	34
2.8.3	현장 계측관리 기준치	36
제 3 장	고강도 결합 매입말뚝 흩막이 공법의 성능 검증	39
3.1	개요	39
3.2	탄소정보법에 의한 흩막이 가시설 안정성 검토	40
3.2.1	개요	40
3.2.2	지반조건 및 설계 지반정수 산정	41
3.2.3	탄소정보법 해석모델	44
3.2.4	탄소정보법 해석결과	49
3.2.5	근입장 검토	55
3.2.6	굴착주변 침하량 검토	57
3.3	고강도 결합 매입말뚝 흩막이벽의 설계	60
3.3.1	휨에 대한 검토	60
3.3.2	전단에 대한 검토	62
3.4	탄소정보법에 의한 흩막이 가시설의 안정성 검토결과	63

제 4 장 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 현장 적용성 검증... 64

4.1 개요 ..... 64

4.2 굴착대상 지역의 지반조사 결과 및 검토구간 선정 ..... 65

    4.2.1 굴착대상 지역의 토질특성 ..... 65

    4.2.2 설계 토질정수 ..... 66

    4.2.3 FEM 해석을 위한 변형계수 산정 ..... 67

    4.2.4 검토구간 현황 ..... 69

4.3 탄소성해석법에 따른 굴착구간 검토 ..... 71

    4.3.1 검토구간 현황 ..... 71

    4.3.2 입력데이터 ..... 73

    4.3.3 시공단계 및 해석조건 ..... 75

    4.3.4 해석결과 ..... 76

    4.3.5 시공단계별 단면력도 ..... 78

    4.3.6 근입장 검토 ..... 87

4.4 유한요소해석 ..... 88

    4.4.1 Soil Model & Input Data ..... 89

    4.4.2 침하량 검토 결과 ..... 90

    4.4.3 휨, 전단에 대한 검토 ..... 92

4.5 가시설 흠막이 계측 분석 및 결과 ..... 93

    4.5.1 개요 ..... 93

    4.5.2 계측기기 설치 ..... 94

    4.5.3 지중경사계 ..... 94

    4.5.4 지하수위계 ..... 98

    4.5.5 지표침하계 ..... 101

    4.5.6 계측결과종합 ..... 111



제 5 장 결론 ..... 113

참고문헌 ..... 115

## 표 목 차

표 2.1 Peak에 의해 제안된 토압분포 .....	12
표 2.2 Tschebotarioff에 의해 제안된 토압분포 .....	13
표 2.3 흙막이 벽체공법의 특성 비교 .....	17
표 2.4 흙막이 지지공법의 비교 .....	19
표 2.5 지하굴착 공법의 적용성 .....	20
표 2.6 인접지반 침하량 산정방법 .....	32
표 2.7 계측항목 선정 판단표 .....	34
표 2.8 계측구간에서의 계측항목별 특성 .....	34
표 2.9 지층경사계 .....	36
표 2.10 지하수위계 .....	36
표 2.11 지표침하계/변형률계/건물경사계 .....	37
표 2.12 균열측정계 .....	37
표 2.13 하중계 .....	38
표 3.1 검증사항 .....	39
표 3.2 지층조건 .....	41
표 3.3 지층별 지반정수 산정결과 .....	43
표 3.4 고강도 결합 매입말뚝 흙막이 공법에 적용된 기성말뚝의 물성치 .....	46
표 3.5 흙막이벽의 제원 .....	46
표 3.6 지보재의 제원 .....	47
표 3.7 흙막이 가시설의 시공단계 설정 .....	48
표 3.8 흙막이벽의 근입장 검토 .....	56
표 3.9 기성말뚝의 균열휨모멘트와 전단강도 .....	61
표 3.10 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽의 PHC말뚝의 휨에 대한 검토 결과 .....	61
표 3.11 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽의 PHC말뚝의 전단에 대한 검토 결과 .....	62
표 4.1 지층구성요약 .....	65
표 4.2 토질정수 산정결과 .....	66
표 4.3 변형계수 경험식 .....	67

표 4.4 변형계수 산정결과 .....	68
표 4.5 지층조건 .....	73
표 4.6 흙막이벽 .....	73
표 4.7 지보재 .....	74
표 4.8 벽체와 슬래브 .....	74
표 4.9 상재하중 .....	74
표 4.10 인접구조물 .....	74
표 4.11 시공단계 .....	75
표 4.12 흙막이 벽체 부재력 집계 .....	76
표 4.13 지보재의 반력집계 .....	77
표 4.14 근입장 검토 결과 .....	87
표 4.15 입력데이터 .....	89
표 4.16 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽의 PHC말뚝의 휨에 대한 검토 결과 .....	92
표 4.17 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽의 PHC말뚝의 전단에 대한 검토 결과 .....	92
표 4.18 계측기 설치 위치 및 수량 .....	94
표 4.19 지중경사 계측결과(19/3/1) .....	95
표 4.20 지중경사 계측결과(19/3/8) .....	95
표 4.21 지중경사 계측결과(19/3/15) .....	96
표 4.22 지중경사 계측결과(19/3/22) .....	96
표 4.23 지하수위 계측결과(19/3/1) .....	98
표 4.24 지하수위 계측결과(19/3/8) .....	99
표 4.25 지하수위 계측결과(19/3/15) .....	99
표 4.26 지하수위 계측결과(19/3/22) .....	100
표 4.27 지표침하 계측결과(19/2/15) .....	102
표 4.28 지표침하 계측결과(19/2/20) .....	103
표 4.29 지표침하 계측결과(19/3/1) .....	104
표 4.30 지표침하 계측결과(19/3/8) .....	105
표 4.31 지표침하 계측결과(19/3/15) .....	106
표 4.32 지표침하 계측결과(19/3/22) .....	107
표 4.33 단면별 현장계측값과 수치해석결과에 따른 침하량 비교 .....	112

## 그림 목 차

그림 2.1 토압의 분류 .....	9
그림 2.2 Peak이 제안한 굴착시 겉보기 토압분포 .....	11
그림 2.3 Tschebotarioff이 제안한 굴착시 겉보기 토압분포 .....	12
그림 2.4 굴착 및 흙막이 공법 선정흐름도 .....	14
그림 2.5 굴착공법과 흙막이 벽체공법의 종류 .....	15
그림 2.6 흙막이공법 종류에 따른 구조도 .....	16
그림 2.7 복합적인 버팀 시스템의 구조단면 .....	16
그림 2.8 벽체의 강성과 지반조건에 따른 인접지반 거동현상 .....	21
그림 2.9 선행하중에 의한 토압과 흙막이 벽체의 변위 .....	22
그림 2.10 단계별 굴착시 토압 및 벽체의 변위 변화 .....	24
그림 2.11 고강도 결합 매입말뚝 흙막이 공법의 흙막이벽 단면도 .....	25
그림 2.12 탄소성 지반에서의 연속보 해석모델 .....	28
그림 2.13 탄소성해석법의 변위에 따른 토압적용 .....	30
그림 2.14 계측관리 흐름도 .....	35
그림 3.1 흙막이 가시설 공사의 계획평면도 .....	40
그림 3.2 해석단면 .....	44
그림 3.3 해석단면의 3차원 개념도 .....	45
그림 3.4 시공 1단계 : 1.5m 굴착의 단면력 비교 .....	49
그림 3.5 시공 2단계 : 1단 지보재 시공의 단면력 비교 .....	50
그림 3.6 시공 3단계 : 2단 지보재 시공의 단면력 비교 .....	51
그림 3.7 시공 4단계 : 3단 지보재 시공의 단면력 비교 .....	52
그림 3.8 경험토압에 의한 단면력 비교 .....	53
그림 3.9 시공단계별 단면력 비교 .....	54
그림 3.10 모멘트 균형에 의한 근입깊이 검토 .....	55
그림 3.11 굴착주변 침하량 검토 결과 .....	59
그림 4.1 굴착대상 지역 .....	64
그림 4.2 사업구역내 굴착검토구간 .....	69
그림 4.3 흙막이 설치 전경 .....	70

그림 4.4 해석단면 .....	72
그림 4.5 시공 1단계(굴착 2.91m) .....	78
그림 4.6 시공 2단계(생성 지상 1층) .....	79
그림 4.7 시공 3단계(굴착 7.31m) .....	80
그림 4.8 시공 4단계(생성 지하 1층) .....	81
그림 4.9 시공 5단계(굴착 11.31m) .....	82
그림 4.10 시공 6단계(생성 지하 2층) .....	83
그림 4.11 시공 7단계(굴착 13.47m) .....	84
그림 4.12 시공 8단계(생성 역RK) .....	85
그림 4.13 시공 9단계(굴착 16.67m) .....	86
그림 4.14 모멘트 균형에 의한 근입깊이 검토 .....	87
그림 4.15 유한요소해석을 위한 기하형상과 요소망 .....	88
그림 4.16 Mohr-Coulomb모델 .....	89
그림 4.17 FEM해석 연직변위 분포도 .....	90
그림 4.18 굴착주변 침하량 검토 .....	91
그림 4.19 지중경사계 매설 위치도 .....	94
그림 4.20 계측일에 따른 지중경사계의 계측값 .....	97
그림 4.21 지하수위계 매설 위치도 .....	98
그림 4.22 계측일에 따른 지하수위계의 계측값 .....	100
그림 4.23 지표침하계 매설 위치도 .....	101
그림 4.24 계측일에 따른 지표침하 계측값(S-1) .....	108
그림 4.25 계측일에 따른 지표침하 계측값(S-2) .....	108
그림 4.26 계측일에 따른 지표침하 계측값(S-3) .....	108
그림 4.27 계측일에 따른 지표침하 계측값(S-4) .....	109
그림 4.28 계측일에 따른 지표침하 계측값(S-5) .....	109
그림 4.29 계측일에 따른 지표침하 계측값(S-6) .....	109
그림 4.30 계측일에 따른 지표침하 계측값(S-7) .....	110
그림 4.31 계측일에 따른 지표침하 계측값(S-8) .....	110
그림 4.32 계측일에 따른 지표침하 계측값(S-9) .....	110
그림 4.33 단면별 현장계측값과 수치해석결과에 따른 침하량 비교 .....	112

## ABSTRACT

### A Study on Stability of High-strength Joint Buried Pile Retaining Wall Method

Choi, Junyoung

Advisor : Prof. Kim, Daehyeon, Ph. D.

Department of Civil Engineering

Graduate School of Chosun University

The purpose of this study was to verify the field applicability of the Hi-PHC that compensates for the shortcomings of the existing Cast In Place Pile (C.I.P) retaining wall method, such as poor quality due to in-situ casting, delay due to curing period, and structural instability due to connecting piles and wales with buried bolts.

For the purpose, the stability of the Hi-PHC retaining wall temporary structure was verified by comparatively analyzing the stability of the design of the Hi-PHC method and the C.I.P method applied to the site located in A-gun, Gyeongsangbukdo. In addition, the stability of the temporary Hi-PHC retaining system, whose structural stability was supplemented, was verified by comparing and analyzing the numerical analysis data of the Hi-PHC design and the field measurement data applied to the retaining wall site located in B-gu, Seoul.

The result of comparing the cross-sectional force of the retaining wall showed that the member force was higher and the displacement was lower in the Hi-PHC retaining wall than in the C.I.P retaining wall. This is because the flexural rigidity of the Hi-PHC retaining wall is greater than that of the C.I.P retaining wall.

The settlement the ground around the excavation was measured to be a maximum of 39.37mm in the Hi-PHC retaining wall, which was about 17% lower than that of 46.89mm in the C.I.P retaining wall. This is because the short lateral displacement of the wall due to the high flexural rigidity of the retaining wall decreased the volume change ( $V_s$ ) of the back ground.

The members were designed by applying the maximum bending moment and shear force calculated by the elastic beam method in the site ground, and the results showed that all PHC piles generate member forces within the elastic region, suggesting stability.

The result of the finite element analysis for the Hi-PHC method applied to B-gu in Seoul, which was performed for comparison and analysis with the on-site measurement date, showed that the settlement amount was at least 9.3 to 14.7mm, and the result of the member force review for bending and shear showed that all member forces are generated within the elastic region, suggesting stability.

Measurement instruments were installed around the excavation. The cumulative horizontal displacement measured using a geotechnical inclinometer was -0.40 to 0.60mm, suggesting a very stable level satisfying management standard. Measurement using the groundwater level gauge showed a minute displacement of -0.21 to 0.28 m. The measurement using the surface subsidence gauge was -2.0 to 2.0mm, suggesting very stable level satisfying management standard. Based on the results of this study, it appears that the Hi-PHC can be used as an alternative to the C.I.P.

# 제 1 장 서 론

## 1.1 연구배경 및 목적

상대적으로 국토가 좁은 국내의 경우 도시개발에 따른 토지 이용률이 점차적으로 증가되고 있으며, 특히, 문화, 경제 및 생활 거점이 되는 도심지와 같은 경우 토지의 효율적 이용을 위한 다각적인 노력이 행해지고 있다. 이에 따라 최근 도심지의 빌딩 및 여러 가지 편의 시설은 지상과 지하공간으로 확장되고 있어 이를 확보하기 위해 도심지에서의 고심도 굴착공사는 점점 깊어지고 있다.

일반적으로, 지하 가시설공사의 대상 지반은 형상과 지층조건이 매우 복잡하고 다양한 특성을 지닌다. 이러한 이유로 공사 중 가시설 흙막이벽체의 안정성과 주변 구조물 혹은 지하매설물 등에 피해가 없도록 신중한 굴착설계계획, 시공 및 공법 선정 등이 선행되어야 한다. 특히, 원지반 조건과 현장특성을 반영하지 않은 설계 및 공법선정은 흙막이공사에서 어려움을 가져올 뿐만 아니라 경제적 및 인명 피해와 안전사고까지 발생시킬 수 있다. 또한, 추가적으로 시공 중·후에도 설계상 오류를 보완하고 안전시공을 위해 실시간 계측을 병행하여 흙막이벽체의 경미한 변형까지 측정할 수 있어야 한다. 따라서, 안전하고 효율적인 시공을 위해 지반, 흙막이벽체의 변형, 거동과 주변 지반침하 등을 효과적으로 예측하고 관리해야 한다.

흙막이벽체의 안정성 관리 및 해석을 위해 기존의 국내외 많은 연구자들에 의해 벽체 수평변위, 지보재 종류에 따른 흙막이 거동, 연약지반 및 다층지반에 설치된 흙막이벽체 변위변화, 굴착에 따른 인접침하 등에 관한 일반적인 연구와 특히, 흙막이벽체 설계 시 주요적용정수인 수평지반반력계수에 관한 연구는 말뚝 연구만이 거의 이뤄졌다. 즉, 수평방향의 지반반력계수는 벽체의 수평변위에 따라 생기는 굴착면 측의 지반반력을 평가하는 스프링이라 가정함으로써 벽체의 변위량, 스트럿 적용시기 및 설치면 형상 등에 다양한 영향을 받는 대단히 복잡한 성질을 가지고 있다.

현재 지하 터파기 배면 지반침하, 인접 구조물의 영향에 대한 연구는 주로 모형 실험, 사례 계측자료 분석을 통한 연구는 있는 실정이나 가설 흙막이 공사를 설계 단계에서부터 지반 침하 양상을 예측하고, 시공단계에서 현장 계측자료를 비교, 분



석하여 설계에서 예측한 데이터와 실제 거동에 관한 연구는 부족한 상황이다. 또한, 기존의 사용되어온 현장타설말뚝 흠막이 공법(Cast in Place Prepacked Pile, 이하 C.I.P 흠막이 공법)은 현장타설에 따른 품질 불량, 양생기간에 따른 공기의 불리한 단점이 있으며, 기성말뚝 흠막이 공법인 PHC말뚝공법은 띠장을 매립볼트로 연결하는 구조적인 불안한 단점이 있다.

본 연구에서는 이를 보완하기 위하여 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 안정성을 검증하고 그에 따른 현장 적용성을 확인하고자 하였다. 따라서 C.I.P 흠막이 공법과 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법을 수치해석으로 비교·분석하였으며, 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법이 적용된 현장의 계측 Data와 수치해석 결과를 비교·분석하여 지반거동 및 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 안정성 및 현장 적용성을 검증하고자 하였다.

## 1.2 연구동향

인접구조물 및 장애물이 많은 도심지와 깊은 굴착을 필요로하는 공사에서는 비교적 강성이 큰 가시철 흙막이벽이 필요하다. 현재까지 가장 많이 적용되고 있는 공법은 현장타설공법인 C.I.P 흙막이 공법과 기성제품인 PHC말뚝공법이다. 국내에서 적용되고 있는 강성 증대를 통한 단면성능 향상을 위한 콘크리트파일 벽체 공법은 Continuous Pile Wall, Tangent Pile Wall, Secant Pile Wall 등이 있으며 강성 증대를 위한 보강재를 별도로 설치해야 하는 등으로 공정이 복잡하여 공사 기간이 길고, 공사비가 높은 단점이 제기되었다.

또한, 차수성능향상을 위한 콘크리트파일 벽체 공법은 일반 C.I.P 흙막이 공법+그라우팅, e-PHC 공법 등이 있으며 C.I.P 흙막이 공법에 그라우팅을 시공하거나 차수성 증대를 위한 별도의 그라우팅 또는 특수 케이싱을 이용한 공법을 적용하여 공정이 복잡하여 공사기간이 길고, 공사비가 높은 단점이 지속적으로 제기되었다.

더불어 주열식 굴착벽체의 경우 채움재의 강성 확보가 매우 중요하나 이와 관련된 연구는 미흡하여 시공 후 재료 분리 및 차수효과가 저하되는 등의 문제가 보고되고 있다.

국외의 흙막이 공법에서 벽체에 작용되는 토압에 대한 연구는 Coulomb(1776)과 Rankine(1857) 등이 강성벽체에 작용되는 토압에 대해 연구하였고, 그 후 Terzaghi(1936)는 버팀보식 흙막이 굴착 시 활동 파괴면 및 벽체 수평변위에 따른 이론적 토압을 근사해석법으로 제안하였다.

Terzaghi and Peck(1967)과 Tschbotarioff 등(1973)은 지반굴착현장에서 버팀보에 발생하는 하중을 역토압으로 환산하여 연성 벽체에 작용되는 경험토압을 구하는 방법을 제안하였다. 실제 벽체의 강성이 작고, 깊은 굴착에는 아칭 효과에 의해 토압 재분배가 발생되므로 벽체변형에 따라 토압 크기와 분포 예측에는 어려움이 있었다. 그 이후 많은 연구로 수정경험토압이 제시되었지만, 이 결과도 굴착단계별 토압을 규명하지 못하였다. Bowels(1988)은 단계굴착 시 이상화된 벽체 수평변위와 토압분포 변화를 설명하였다.

Cole 등(1972)은 유한요소법으로 흙막이벽체의 거동 분석을 수행하여 보고한바 있으며, Egger(1972)는 사질토지반에서 연성벽체와 강성벽체의 거동에 관하여 유한요소법을 이용하여 비교·분석을 하였다.

Clough and Tsui(1974)는 타이-백 벽체와 버팀벽체의 거동에 대해서 비교·설명하고 타이-백 벽체의 장점 중의 하나가 벽체배면의 침하가 버팀벽체 배면의 침하보다 작다고 하였다. 또한, 실제 타이-백 벽체의 해석에 유한요소해석기법을 이용하였고, 계산치와 계측치의 거동에 대한 비교도 일치됨을 나타내었다. Simo and Taylor(1975)는 효율적인 방법으로 탄소성 매트릭스를 구하는 알고리즘을 제안하였으며, Lee and Borja(1989)는 이와같은 알고리즘을 여러 탄소성모델에 적용하였다.

Clough and Tsui(1997)는 버팀 흙막이벽이나 앵커 흙막이벽의 2차원 해석에 있어서 엄지말뚝, 버팀부재, 앵커등의 불연속적 벽체요소를 이상화시키기 위해서는 엄지말뚝의 침강성과 버팀부재 혹은 앵커의 축방향 강성을 단위폭당으로 기준하여 계산하는 것이 가장 효과적이라고 하였다.

Murphy 등(1997)은 타이-백과 버팀지지 구조의 거동에 대한 유한요소법의 실용성을 평가할 목적으로 Clough and Tsui가 개발한 SOIL-STRUCT라는 프로그램을 이용하여 흙-구조 상호작용에 대한 유한요소해석을 수행하였다.

Ghaboussi and Pecknold(1984), Brown and Booker(1986), Borja 등(1989)은 전체 평형의 개념에 근거를 두고 탄성지반의 경우에 이론적으로 정확하게 적용할 수 있는 굴착 시뮬레이션 방법을 제안하였으며, 특히 Borja 등(1990)은 다양한 탄소성 지반의 굴착해석까지 확장하였다.

이후, Liu 등(2015)은 관련 이론과 현장시험 및 계측자료 등을 이용해 Secant Pile Wall의 응력 특성에 관하여 연구한 바 있으며, Liao 등(2014)은 모형시험을 통해 Secant Pile Wall 단면의 특성을 실험적으로 연구한 바 있다.

국내에서는 1985년 홍원표가 흙막이 공법에 관한 연구를 수행하였으며, 이후 김주필(1990)은 지하 굴착공사 흙막이 공법 선정에 관한 연구를 수행하였다. 1991년 김윤중은 지하연속벽 공사시 발생하는 언더피닝의 안전대책에 관한 연구를 통해 지하 연속벽 언더피닝 공법의 적정성과 안전계획에 대한 연구를 수행하였다.

2000년대 초 장주석(2006)은 해안 매립지의 연약지반에서 깊은 굴착에 따른 주열식 흙막이 벽체의 거동에 관한 연구를 수행하였으며, 최재순 등(2007)은 차수성과 연직연속천공기능을 개선한 C.I.P 공법시공 적용성에 관한 연구를 수행하였다.

심재욱 등(2008)은 EJ-Pile의 강도 및 차수특성에 관한 연구를 수행하였고, 최윤영(2010)은 개량형 흙막이 벽체의 차수 및 구조적 특성을 분석하고 현장 적용성에 대하여 검토하였다.

최근 국내 흙막이 벽체에 관한 연구는 이종호(2019)가 대심도 지반 굴착시 주열

식 흠막이 벽체의 안정성에 관한 연구를 수행하였고, 양철규(2019)는 벽체와 버팀보 강성에 따른 흠막이 구조물의 내진특성에 대한 연구를 수행하였다. 진홍민(2020)은 고강도 콘크리트 말뚝을 흠막이 가시설에 적용하는 연구를 수행하였다.

이처럼 가시설 흠막이공법에 대한 연구는 꾸준히 수행되어 왔으며, 대부분의 연구는 C.I.P 흠막이 공법과 기성말뚝 흠막이공법을 토대로 수행되었다. 따라서 본 연구에서는 기존 흠막이 공법인 C.I.P 흠막이 공법 및 기성말뚝 흠막이 공법의 단점을 보완한 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 안정성을 검증하고자 흠막이 벽체에 대하여 수치해석을 통한 비교·분석을 수행하였으며, 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 현장 시공 중 측정된 계측 Data와 수치해석 결과를 비교·분석하여 현장 적용성을 규명하고자 하였다.

### 1.3 연구내용 및 방법

흠막이 가시설 설계시 수치해석 프로그램을 이용하여 해당 지반조건에 대한 근입장 검토, 굴착주변 침하량 검토, 흠막이 가시설의 안정성 검토 및 단면력 검토를 분석하여 안정성을 검증하고자 한다. 따라서 본 연구에서는 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 안정성을 검증하고자 동일한 지반조건으로 기존 흠막이 공법인 C.I.P 흠막이 공법과 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 수치해석을 비교·분석하였다.

또한, 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 현장 지반거동의 특성을 검증하고자 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법이 시공된 현장의 계측 Data와 수치해석 결과를 비교·분석하여 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 안정성 및 현장 적용성을 검증하고자 하였다.

본 연구에서 수행된 일련의 연구방법 및 내용은 다음과 같다.

- (1) 경상북도 ○○군 흠막이 가시설 현장 지반조건으로 기존 흠막이 공법인 C.I.P 흠막이 공법과 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 흠막이 가시설에 대한 수치해석 결과를 비교·분석하여 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 안정성과 성능을 검증하고자 하였다.
- (2) 서울시 ○○구 흠막이 가시설 현장에 시공된 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 현장 계측 Data를 분석하여 지반거동 특성을 분석하였다.
- (3) 또한, 서울시 ○○구 흠막이 가시설 현장에 적용된 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 현장 계측 Data와 수치해석 결과를 비교·분석하여 본 공법의 안정성에 대한 현장 적용성을 분석하였다.

## 제 2 장 이론적 배경

### 2.1 흠막이 공사의 개요

흠막이 굴착공사는 건설공사에서 가장 기본이 되는 작업으로 대부분 흠막이 공사가 포함된다. 지반굴착에는 구조물의 기초, 지하철, 지하도, 도로, 상하수도, 가스관, 전력선 및 택지조성 등의 흠막이 공사로서 그 공사량이 많을 뿐만 아니라 변화의 예측이 어렵고 땅속을 굴착하기 때문에 낙석, 토사 붕괴, 지하매설물, 건설기계 및 추락의 원인으로 많은 산업재해를 발생시키고 있다(한국표준과학연구원, 2010).

특히 도심지역에서의 흠막이 공사에는 상하수도 및 가스관에 의한 붕괴와 폭발로 많은 인명과 경제적 손실을 가져오고 또한, 전력 및 통신의 두절은 도시의 기능과 경제활동까지 마비시키기도 한다. 최근 우리 주변에서 발생한 서울 아현동 가스폭발, 빈번한 지하철 공사현장의 붕괴사고 등이 국민들에게 주는 피해와 고통은 커다란 사회적인 문제로 대두된다는 것을 경험하였다(윤희봉, 2006).

흠막이 공사 중 개착식 공법의 가설 흠막이 구조물은 굴착의 진행에 따라 배면토의 자중에 의하여 토압, 수압, 상재하중 등에 의한 다양한 하중 및 외력 등을 받으며 지지조건에 따라서도 다양한 영향을 받게 된다. 특히, 배면토에 의해 작용하는 토압은 굴착공사 시 벽면의 변위에 수반하여 토압이 재분포하게 되며 굴착방법 및 지지조건에 의해 변하므로 토질조건, 지하수위 및 현장 주변상황 등을 고려하여야 한다. 또한, 흠막이 공사 중에 정기적인 계측관리를 통하여 토압분포의 변화에 세심한 주의를 기울여 구조물의 안전성 확보와 인접 구조물에 대한 영향을 최소화하도록 하여야 한다.

흠막이 굴착공사에 의한 붕괴사고를 사전에 예방하려면 현장지반에 대한 충분한 사전조사를 실시하고 굴착방법과 굴착시기를 결정하여 공사 중에는 신뢰성 있는 계측관리 시스템을 적용하여 지속적인 안전성 검토와 주기적인 안전점검을 실시하여 위험사고를 사전에 예방하여야 한다.

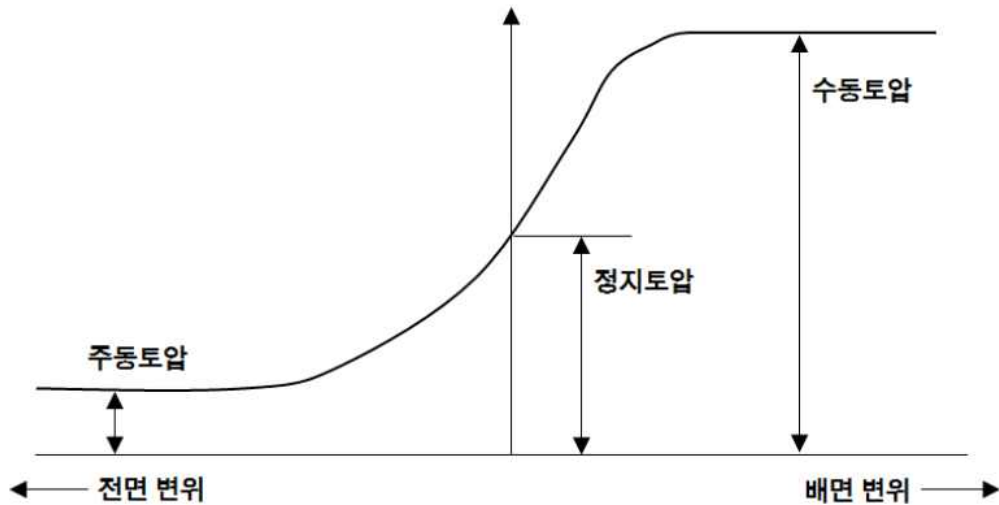
## 2.2 흠막이 벽체의 거동이론

### 2.2.1 토압이론

흠막이, 옹벽, 널말뚝, 지하 공동구 등은 모두 지반에 작용하는 압력으로부터 가설 벽체를 지지하는 구조물이다. 이러한 흠에 의한 압력을 토압이라고 하며, 이와 같은 지하 구조물을 설계하기 위해서는 작용하는 토압의 크기나 방향을 알아야 한다. 따라서 토압의 거동에 대한 이론식은 상당히 오래전부터 연구가 진행되어왔으며, 가장 대표적인 이론으로는 Coulomb과 Rankine의 토압이론이 있다. 이후, Coulomb과 Rankine의 토압이론에 근거하여 수많은 토압이론들이 제시되어 흠막이 구조물의 설계 및 지하 공간 건설에 많이 적용되고 있다.

지반의 내부에서 생기는 응력을 포함하여 흠과 구조물의 사이에서 생기는 모든 힘을 토압이라 한다. 토압의 계산 방법은 Coulomb의 한계 균형조건, Rankine의 소성이론, Boussinesq의 탄성이론, 실험과 경험에 의한 방법 등이 있으나 일반적으로 Coulomb과 Rankine의 토압이론을 적용한다.

토압은 그림 2.1과 같이 주동토압, 수동토압, 정지토압으로 구분된다. 옹벽이나 흠막이 벽체의 배면토의 압력에 의해 전방으로 전도하려는 경우에는 주동토압, 외력에 의해 배면토가 눌러 뒤채움 흠에서 파괴가 발생하는 경우에는 수동토압, 흠막이 구조물에서 항복이 발생하지 않고 수평방향 거동이 일어나지 않는 경우에는 정지토압으로 구분된다.



수동 토압( $P_p$ ) > 정지 토압( $P_0$ ) > 주동토압( $P_a$ )

그림 2.1 토압의 분류(김정규, 2016)

Rankine의 토압이론은 벽면 마찰각을 무시한 소성론에 입각한 이론으로 중력만이 작용하는 넓게 펼쳐진 지반이 소성 평형상태로 있을 때 지중응력을 구하였다(Rankine, 1857). Rankine 토압이론의 기본가정은 흙은 균질한 입자이고 비압축성으로 보았고, 흙 입자는 입자간 마찰력에 의해서만 평형상태를 유지한다. 또한, 지표면은 무한하게 넓으며 지표면에 작용하는 하중은 등분포하중으로 보았으며, 토압은 지표면에 평행하게 작용하고 흙과 벽체에서 발생하는 벽면 마찰각은 무시하였다. 마지막으로 지반은 소성평형상태로 보았으며, 중력만이 작용하는 가정을 통하여 토압이론을 제시하였다.

Coulomb의 토압이론은 활동면을 따라 파괴가 발생하는 흩덩어리의 파괴형태를 삼각형 모양의 썩기형태로 가정하였으며, Rankine의 이론과는 달리 흩썩기 이론인 흩입자와 벽체의 마찰각( $\delta$ )을 고려한 토압이론을 제안하였다(Coulomb, 1750). Coulomb 토압이론의 기본가정은 흩썩기 이론을 기본으로 하여 벽면 마찰각을 고려하였으며, 옹벽 배면각이  $90^\circ$ 이고, 뒤채움 표면이 수평인 상태에서 벽면 마찰각을 무시할 경우 Coulomb의 토압은 Rankine의 토압과 크기가 동일한 것으로 제시하였다.

연성벽체는 강널말뚝이나 흩막이판 공법과 같이 토압에 의하여 휨이 일어나기 쉬운 흩막이 벽으로 전체 토압분포는 강성벽체의 옹벽 등에서 삼각형 토압분포와는



상당히 다른 분포를 보인다. 또한, 그 형태가 불규칙할 뿐만 아니라 그 분포와 크기가 흙의 강성과 강도, 스트럿의 변위량과 항복강도, 벽체의 시공방법과 순서, 벽체의 강성 등에 좌우되기 때문에 이론식에 의해 간단히 결정될 수 없어 실측한 결과에 근거한 경험적인 토압분포를 나타내고 있다(정영수, 2004).

Terzaghi and Peck(1967)은 엄지말뚝이나 강널말뚝을 각 단 스트럿 지점의 위치로 분할한 단순보로 간주하여 지점의 반력을 구하며 최상단의 스트럿 지점반력은 스트럿 설치 위치까지를 하나의 보로 간주하여 지점의 반력을 구한다. 그리고 이러한 각 단의 스트럿에 작용하는 실측치로부터 산정하여 흙막이 벽체에 작용하는 측압분포를 경험에 의한 방법으로 최초로 제안하였고 1967년에 수정 제안하였다.

사질토 지반에 대한 Tschebotarioff(1973)의 측방토압 분포는 Terzaghi and Peck(1967)의 토압분포와 비교해서 그다지 큰 차이는 없지만 충분한 안전율을 가지고 있다. Tschebotarioff(1973)는 점토지반에서 스트럿과 현장실측결과에 근거하여 Terzaghi and Peck(1967)의 토압분포는 굴착 깊이가 얇은 경우에 토압을 과다하게 산정한다고 반론을 제기하고 삼각형의 토압분포를 제안하였다.

### 2.2.2 흙막이 굴착시 토압분포

흙막이 굴착공사 시 토압의 분포는 일반적으로 옹벽에 작용하는 Rankine의 토압 분포와는 다르게 분포된다. 지반 굴착이 진행되면서 흙막이 지보재가 설치되고 지보재로 인하여 지반의 거동이 구속된다. 이때 지반의 거동이 구속되면서 발생하는 아칭효과에 의해 지보재의 중앙부에 큰 변위가 발생하며 이로 인하여 토압이 일반적인 토압분포와는 다른 형상으로 나타나게 된다.

Peck(1969)과 Tschebotarioff(1973)는 현장 계측치를 이용하여 지반굴착 중에 흙막이 벽체에 발생하는 토압분포를 제안하였다. 지반 굴착공사 현장에서 흙막이 설계 시에 가장 많이 이용되는 겉보기 토압분포는 Peck(1969)에 의해 제안된 토압분포와 Tschebotarioff(1973)가 제안한 토압분포가 있다.

Peck(1969)은 그림 2.2에 나타낸 것과 같이 지반조건에 따라 각각 다음과 같은 크기를 갖는 토압분포를 제시하였다.

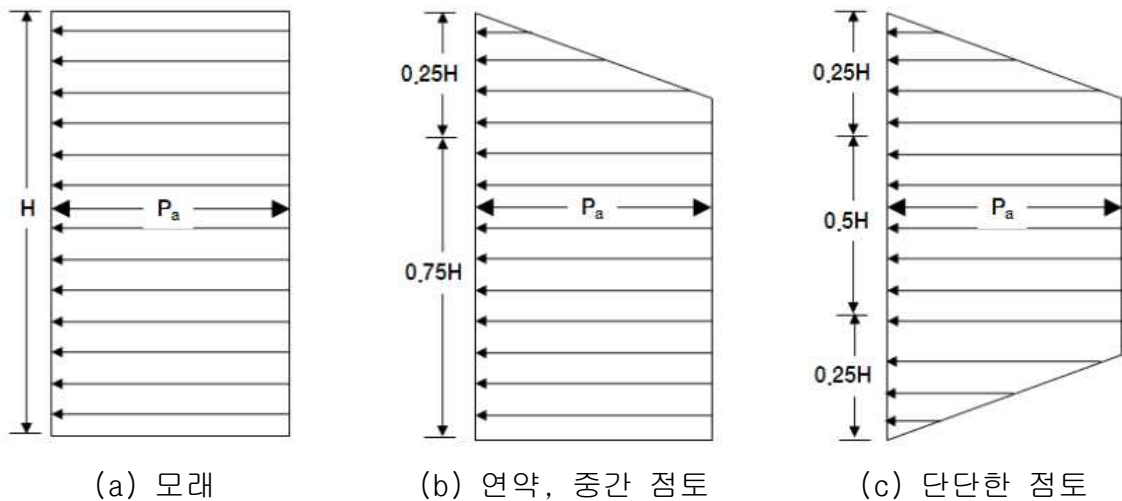


그림 2.2 peck이 제안한 굴착 시 겉보기 토압분포(Peck, 1969)

peck(1969)가 제안한 토압분포는 표 2.1과 같이 나타났다.

표 2.1 peck에 의해 제안된 토압분포

지반조건	토압분포
모래에서의 토압분포	$P = 0.65rHK_a$
연약하거나 중간정도의 점토	$\frac{rH}{c} > 4, -P_a = \gamma H[1 - (\frac{4c}{\gamma H})] P_a = 0.3\gamma H$
단단한 점토	$\frac{rH}{c} < 4, -P_a = 0.2\gamma H \sim 0.4\gamma H$

지반조건이 동일하게 구성되어 있지 않은 다층 지반조건(점토와 모래)인 경우에는 단위중량과 점착력을 층 두께별로 적용하여 계산된 값을 사용하여야 한다. Tschebotarioff(1973)도 지반조건에 따라 지반을 굴착 시 그림 2.3과 표 2.2와 같은 토압분포를 보인다고 제안하였다.

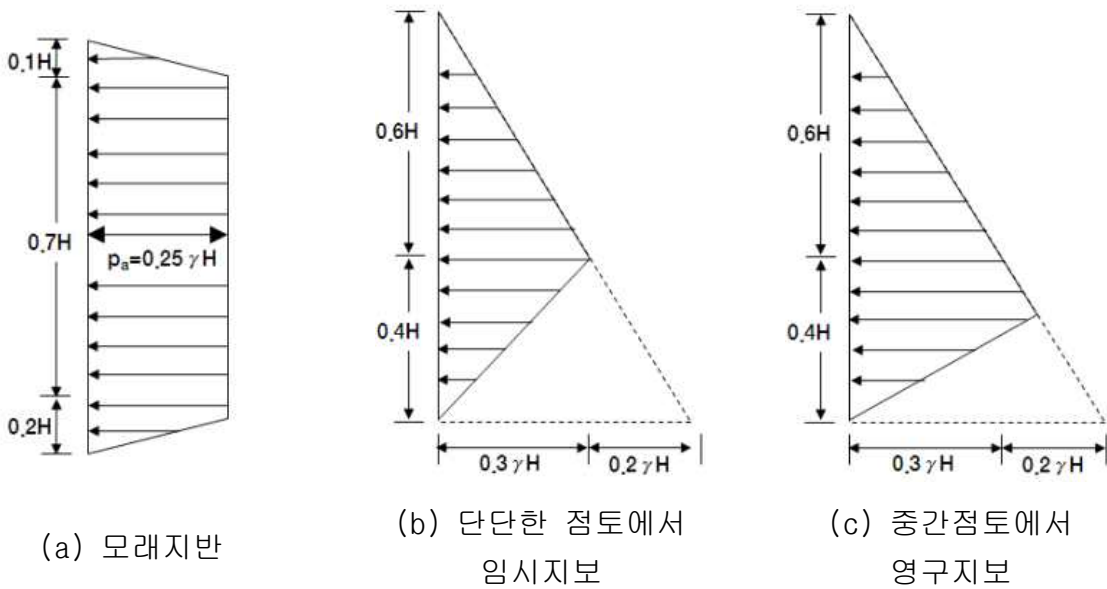


그림 2.3 Tschebotarioff가 제안한 굴착 시 겉보기 토압분포  
(Tschebotarioff, 1973)

표 2.2 Tschebotarioff에 의해 제안된 토압분포(Tschebotarioff, 1973)

지반조건	토압분포
모래	$P_a = 0.65rHK_a$
단단한 점토에서의 임시지보	0.6H 지점에서 최대 0.3 $\gamma$ H값을 보이는 삼각형 분포
중감정도의 굳기를 가진 점토에서의 영구지보	0.75H 지점에서 최대 0.375 $\gamma$ H값을 보이는 삼각형 분포

그러나, 토압분포는 단일 지층에서 보수적인 값으로의 토압분포를 나타내는데 유용하게 사용될 수 있지만, 국내에 널리 분포하는 다층지반에 적용을 하기에는 여러 가지 무리가 따른다(윤희봉, 2006). 실제 외국에서도 다층지반에서의 토압분포를 여러 제안자들이 제안한 값과 실제 계측한 값을 평가한 결과, 그 값에 많은 차이가 있음을 발표하였다(Golder 등, 1970).

## 2.3 흠막이 공법의 개요

지하 굴착공사에서 흠막이 공법은 굴착지반특성, 현장 주변여건, 공사일정 및 공사비 등을 세밀히 검토하고 안전성과 경제성이 확보되는 가장 최적의 공법을 선정하여야 한다.

그림 2.4는 굴착 및 흠막이 공법을 선정하는 순서를 나타낸 것이다.

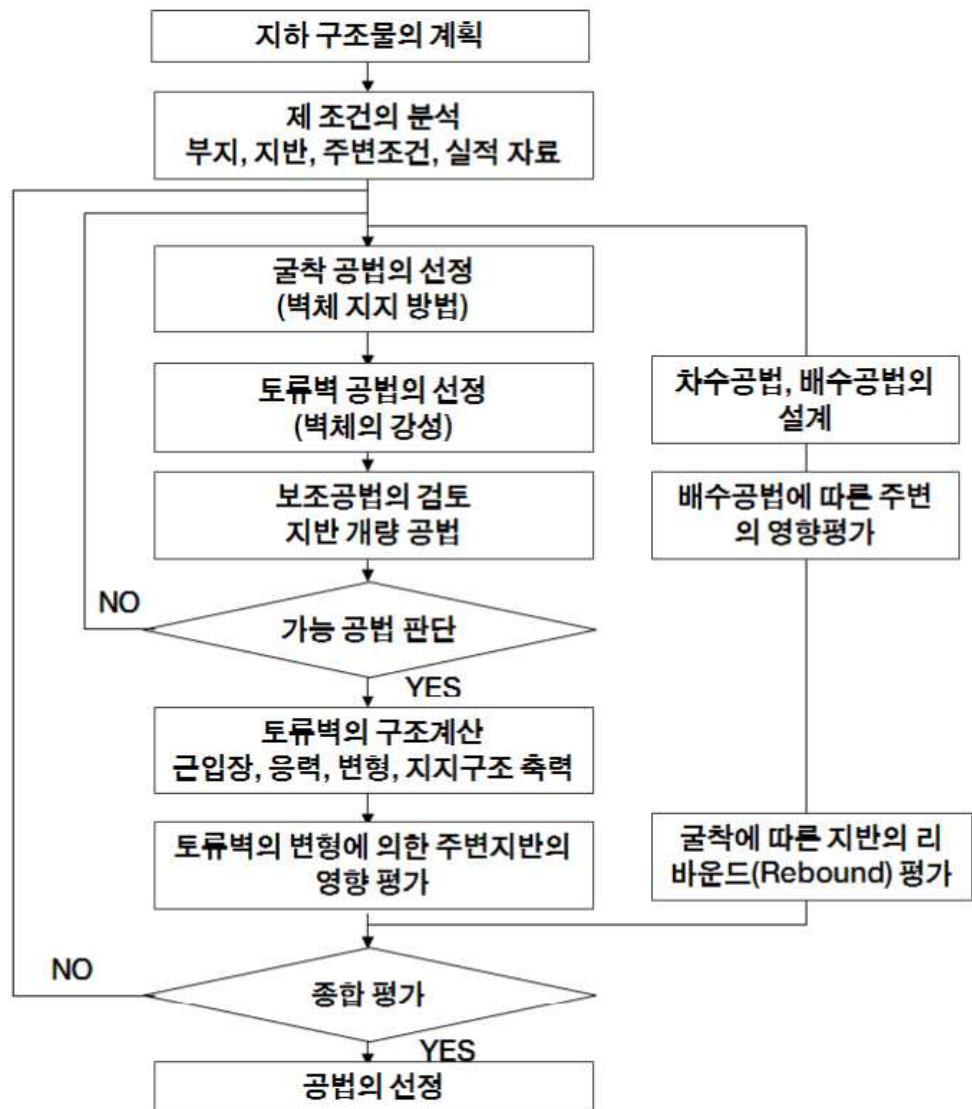
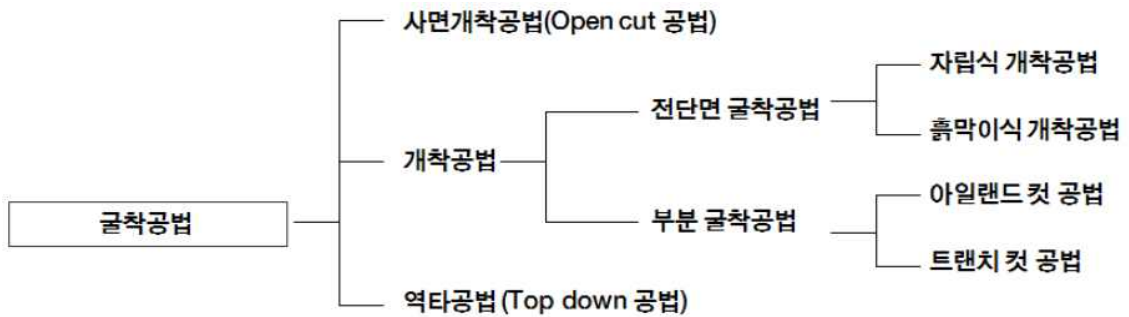


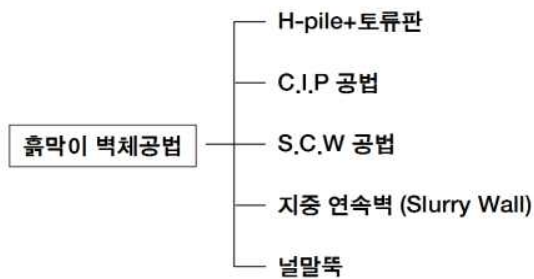
그림 2.4 굴착 및 흠막이 공법 선정흐름도(이송 등, 2003)

### 2.3.1 흙막이 공법

그림 2.5는 굴착공법과 흙막이 공법의 종류를 나타낸 것으로 굴착공법은 굴착면의 형상에 따라 사면개착 공법과 흙막이 벽체를 이용하는 개착공법으로 구분된다. 사면개착 공법은 흙막이 벽체를 사용하지 않고도 사면 경사의 안전성이 확보되는 경우에 적용하는 공법이며, 흙막이 벽체공법은 사면개착 공법의 적용이 어려운 경우에 적용되는 공법이다. 일반적으로 흙막이 벽체공법에 사용되는 벽체의 형태는 H-pile+토류판, C.I.P, 지하연속벽, 널말뚝 등이 있다.



(a) 굴착공법



(b) 흙막이 벽체공법

그림 2.5 굴착공법과 흙막이 벽체공법의 종류(김정규, 2016)

일반적으로 흙막이란 지중구조물 또는 구조물 기초공사 등 각종 건설공사 수행과정 중 지반굴착으로 인한 주변 지반의 침하와 붕괴를 방지하기 위한 가설구조물로 그 구성은 흙막이 벽체와 지보공으로 구성된다. 그림 2.6과 그림 2.7은 일반적인 흙막이 벽체와 버팀 시스템 구조를 나타낸 것이다.

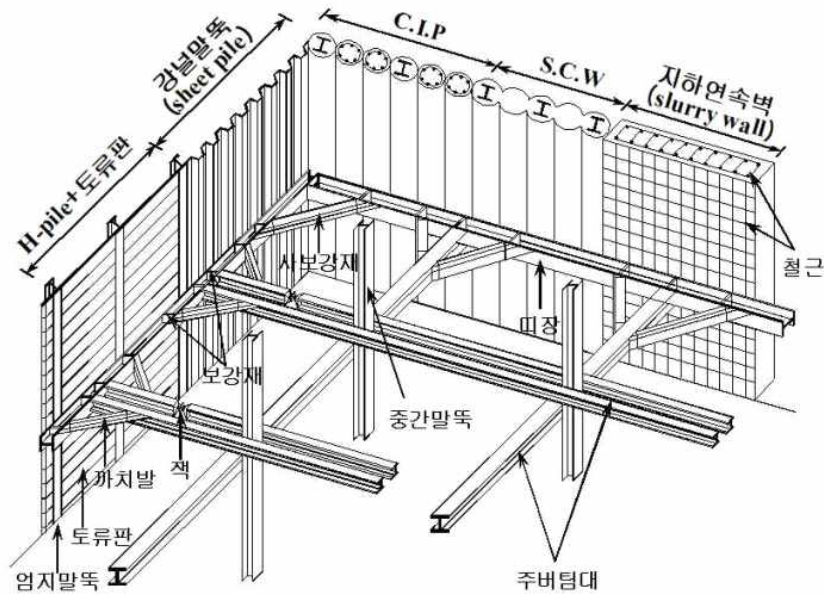


그림 2.6 흙막이 공법 종류에 따른 구조도(조정환 등, 2004)

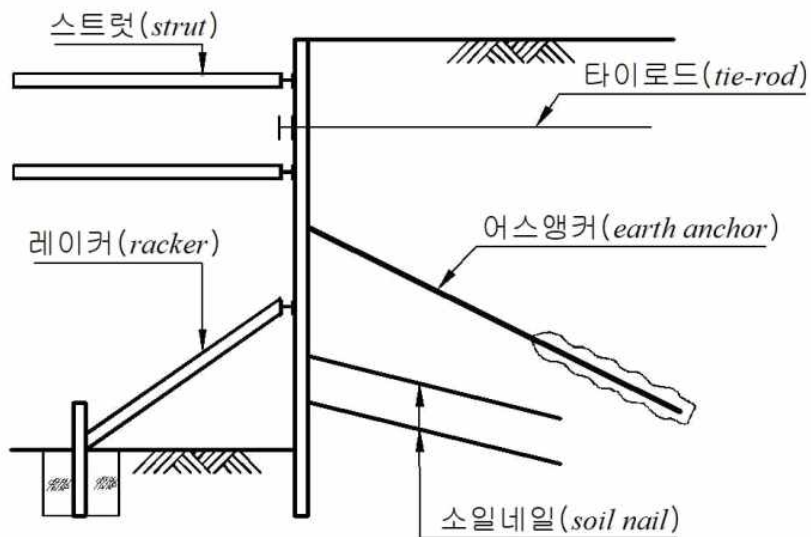


그림 2.7 복합적인 버팀 시스템의 구조단면(조정환 등, 2004)

표 2.3은 일반적으로 흙막이 벽체공법에 사용되는 벽체의 형태에 따른 공법의 특성을 비교하였다.

**표 2.3 흙막이 벽체공법의 특성 비교(오정환, 1999)(계속)**

구분	H-Pile+토류판 공법	C.I.P 공법
공법 개요	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 천공하여 H-Pile삽입</li> <li>· 굴착하면서 토류판설치</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 현장타설말뚝(주열식)</li> <li>· 시추기로 천공</li> <li>· 철근삽입 후 콘크리트 타설</li> </ul>
시공 방법	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 줄파기 후 천공기로 천공</li> <li>· 굴착하며 토류판을 설치</li> <li>· 띠장의 설치</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 줄파기 후 천공기로 천공</li> <li>· H-Pile 및 철근망 건입</li> <li>· 콘크리트 타설</li> <li>· Cap Beam의 설치</li> </ul>
장점	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 공사비 저렴</li> <li>· 소음/진동이 작음</li> <li>· 시공 간단</li> <li>· 자재 재사용 가능</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 다양한 지질에 적용가능</li> <li>· 벽체강성으로 변위 감소</li> <li>· 소음과 진동이 적음</li> <li>· 협소한 장소 시공 가능</li> </ul>
단점	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 별도 차수시설 필요</li> <li>· 법면 변위 발생 우려</li> <li>· 보일링과 히빙 대책 필요</li> <li>· 장기공사 부식우려</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 비교적 고가의 공법</li> <li>· 암반층은 공기 길어짐</li> <li>· 차수공이 필요</li> <li>· 수직도 불량에 대책 필요</li> </ul>
안전성	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 강성체로서의 흙막이벽 역할이 가능하나 벽체변형이 큼</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 주열식 강성벽체 효과</li> <li>· 수직도에 의한 변형우려</li> </ul>
차수성	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 차수효과 기대어려움</li> <li>· 별도의 차수 그라우팅 요구됨</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 차수효과 미비</li> <li>· 각공 사이의 연결부 보조 그라우팅 필요</li> </ul>
경제성	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 시공이 간단</li> <li>· 강제 재사용이 가능</li> <li>· 공사비 저렴</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 공정이 다소 복잡</li> <li>· 자재 재사용이 어려움</li> <li>· 공사비가 약간 고가</li> </ul>



표 2.3 흙막이 벽체공법의 특성 비교(오정환, 1999)

구분	S.C.W 공법	지하연속벽 공법	널말뚝 공법
공법개요	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 3축오거를 이용하여 천공하고 주입재 및 응력재를 투입 굴착도와 혼합하여 소일 시멘트 기둥을 형성하는 공법</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· DIAPHRAGM WALL</li> <li>· 특수장비로 트렌치 굴착</li> <li>· 철근망을 삽입 후 콘크리트 타설</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 널말뚝의 이음부를 연속적으로 물리개 지하에 설치하여 토류벽과 차수벽의 역할을 동시에 수행하는 방법</li> </ul>
시공방법	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 가이드 프레임 설치</li> <li>· 3축 오거로 천공</li> <li>· 시멘트액 주입 및 교반</li> <li>· H형강 설치</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· GUIDE WALL</li> <li>· 굴착(T=60~100cm)</li> <li>· 철근망 삽입</li> <li>· 콘크리트 타설</li> <li>· 불량한 지층에서는 크랩셀로 굴착</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 줄파기 후 강널말뚝 타입</li> <li>· 단계별 굴착 후 띠장, 버팀보 설치</li> <li>· 내측터파기</li> </ul>
장점	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 차수성과 수직도가 우수</li> <li>· 벽체강성 조절이 가능</li> <li>· 대규모 공사시 공사비 저렴</li> <li>· 슬라임의 최소화</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 벽체강성이 우수</li> <li>· 완전차수 가능</li> <li>· 건물 벽체로 사용가능</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 별도의 차수벽 필요 없음</li> <li>· 복원성 좋음</li> <li>· 특별한 시공장비 없이 수밀성 높음</li> </ul>
단점	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 협소한 장소 시공이 어려움</li> <li>· 자갈 및 전석층 적용 곤란</li> <li>· 소음 및 진동 발생 우려</li> <li>· 점토층의 품질저하 우려</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 공사비 고가</li> <li>· 장비 규모 큼</li> <li>· 철저한 시공관리 요망</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 자갈과 전석층에 별도의 관입장비가 필요</li> <li>· 완벽한 차수효과 어려움</li> <li>· 소음 및 진동 발생 우려</li> <li>· Pile 두부보강이 필요함</li> </ul>
안전성	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 연속벽체로서 강성 우수</li> <li>· 지층조건에 따라 변형 우려</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 지하연속벽으로서 단면계수가 상대적으로 커서 토류벽 및 지하층 외벽구조체로서의 역할을 함</li> <li>· 배면부 지반의 이완을 극소화 시킴</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 연속벽형 강성체로서 토류벽 역할을 대신할 수 있음</li> <li>· 강성과 내구성이 우수</li> </ul>
차수성	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 중첩시공으로 차수성 우수</li> <li>· 이음부 차수도포제 시공</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 완전차수 효과 기대 (단, Element Joint 부에서 누수대책)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 접속부의 수밀성이 우월해 차수성이 양호</li> <li>· 강널말뚝 재질 자체가 수밀성 재료</li> </ul>
경제성	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 공정이 약간 복잡</li> <li>· 대형장비가 필요함</li> <li>· 공사비가 약간 고가</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 공정이 약간 복잡</li> <li>· 대형장비가 필요함</li> <li>· 공사비가 매우 고가</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 시공이 비교적 간단</li> <li>· 강제 재사용이 가능</li> <li>· 공사비 비교적 저렴</li> </ul>

### 2.3.2 흠막이 지지공법

지반굴착에 따른 대표적인 지지 방법은 어스앵커와 스트럿으로 구분될 수 있다. 이 외에 레이커 공법이나 소일네일링공법에 의한 방법이 있으며, 암반에서는 어스앵커 대신에 락볼트가 사용되기도 한다. 또한, 지하연속벽으로 흠막이 벽체를 시공하는 경우에는 슬래브가 벽체를 지지하는 방식이며 상층부에서 구조물을 시공하며 하부로 진행되는 역타 공법도 적용이 가능하다. 표 2.4에는 흠막이 지지공법의 종류와 특성을 비교하여 나타내었다.

**표 2.4 흠막이 지지공법의 특성 비교**

공법	공법개요	공법특성
자립식 (Cantilever)	· 굴착대상 지반의 강성이 크고 주변에 보호하여야 할 구조물이 없는 경우 흠막이 벽체만으로 토압을 지지하면서 굴착함	· 지반강성이 크고 얇은 굴착에서 활용 · 주동토압을 지지할 수 있는 충분한 근입장이 필요 · 별도의 차수 및 지반보강 그라우팅 필요
어스앵커 공법 (Earth Anchor)	· 지반을 천공한 후 미리 제작된 강선을 삽입하여 정착부와 자유장부를 구분하여 주입한 후 정착부의 마찰저항에 의해 토압을 지지토록 함	· 굴착평면이 임의적이고 지표고가 상이한 현장에 효과적임 · 작업공간이 넓어 공사기간이 단축됨 · 정착부 마찰저항 확인이 필수적 · 지하수위 저하에 따른 지반손실 우려
스트럿 공법 (Strut)	· 흠막이 벽체를 설치하고 일정 심도까지 굴착한 후 강재를 설치하여 토압에 저항토록 함	· 규모가 작고, 구형 평면에 효과적 · 재질이 균질하며 강성이 큰 지지구조물 · 현장이 클 경우 이음부 부실에 따른 좌굴 등의 불안정성 우려 · 강재 활용면에서 유리
역타공법 (Top-Down)	· 지하연속벽과 기둥을 지하에 먼저 시공한 후 지하층 구조물을 시공하여 이를 지지 구조물로서 활용하는 방법	· 인접구조물 보호, 연약지반에 효과적 · 지하연속벽 공법 사용을 전제로 함 · 지하 및 지상구조물을 동시에 시공 · 암반층에서는 품질저하 가능성
Soil Nailing 공법	· Soil Nail을 이용해 지지하며 상부에서 하부로 Wiremesh를 대고 Shotcrete로 벽체를 형성하며 굴착함 · Soil Nail간격은 1.0~1.5m · Shotcrete 두께는 150~300mm	· 차수성이 뛰어난 · 벽체와 일체식 구조물을 형성 · 강재 천공이 불필요하므로 소음 및 진동 유발 요인이 적음 · 공사비가 저렴

### 2.3.3 굴착공법의 적용성

흙막이를 설치하기 위한 지반 굴착공법을 선정함에 있어 지반상태 및 공사현장여건을 고려하여 적용성을 분석하고 안전성과 경제성이 확보되는 최적의 굴착공법을 선정해야 한다.

표 2.5는 지하 굴착공법의 일반적인 적용성을 나타내고 있다. 표 2.5에 나타난 것과 같이 대지 형상, 굴착심도, 지하수, 침하, 공사비에 따라 굴착공법의 적용성이 다르게 나타나는 것을 확인할 수 있다.

표 2.5 지하굴착 공법의 적용성(윤희봉, 2006)

공법명	대지형상		굴착심도		지하수 영향	지반 침하	주변 동의	공기	공사비
	협소	부정형	얕은 굴착	깊은 굴착					
사면오픈컷	×	●	●	×	×	×	△	●	●
자립식	●	●	●	×	△	△	●	●	●
링빔식	●	×	●	×	△	●	●	△	×
아일랜드식 (분할굴착)	×	●	●	×	△	●	●	×	×
지하연속벽	×	●	△	●	●	●	×	△	×
현장타설식	△	●	●	△	△	●	●	△	×
강널말뚝	△	△	●	×	●	△	●	●	△
S.C.W	×	△	●	△	●	●	●	●	△
어스앵커	△	●	●	●	△	△	×	●	●
스트럿	●	×	●	×	●	●	●	●	●
역타공법	●	●	×	●	●	●	●	●	●
Soil Nailing	●	●	●	×	×	×	×	●	●

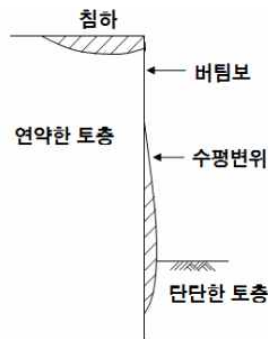
주) ● : 적용성 양호, △ : 적용성 보통, × : 적용성 불량

## 2.4 흠막이 벽체의 거동

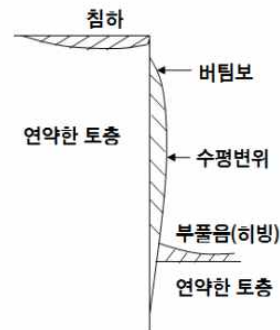
### 2.4.1 벽체 강성에 따른 지반 및 흠막이 벽체의 거동현상

도심지에서의 지반굴착은 공사규모나 굴착심도에 따라 다소 차이가 있지만 대부분 주변지반에 영향을 미쳐 지반의 거동과 침하를 발생시킨다. 지반의 거동과 침하는 지반조건 및 지하수의 수위 변화에 의해서 가장 크게 영향을 받지만, 그 이외에도 흠막이 공법, 작업자의 기술 수준, 가설구조물의 종류 및 지보재의 강성, 공사현장 여건, 주변지형 및 지세, 기후 등 다양한 원인에 의해 복합적으로 작용한다.

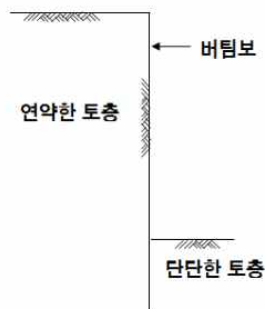
그림 2.8은 흠막이 벽체의 강성과 굴착현장 지반조건에 따른 흠막이 벽체의 수평변위 거동과 인접지반의 침하형태를 나타내고 있다.



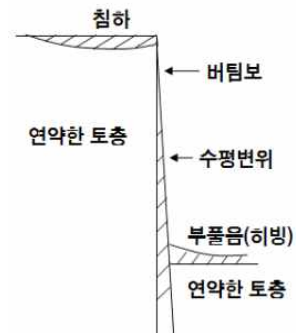
(a) 연성벽체로서 흠막이 벽체 근입부분 지반상태가 단단한 경우



(b) 연성벽체로서 흠막이 벽체 근입부분 지반상태가 연약한 경우



(c) 강성벽체가 단단한 지반에 설치되어 있는 경우

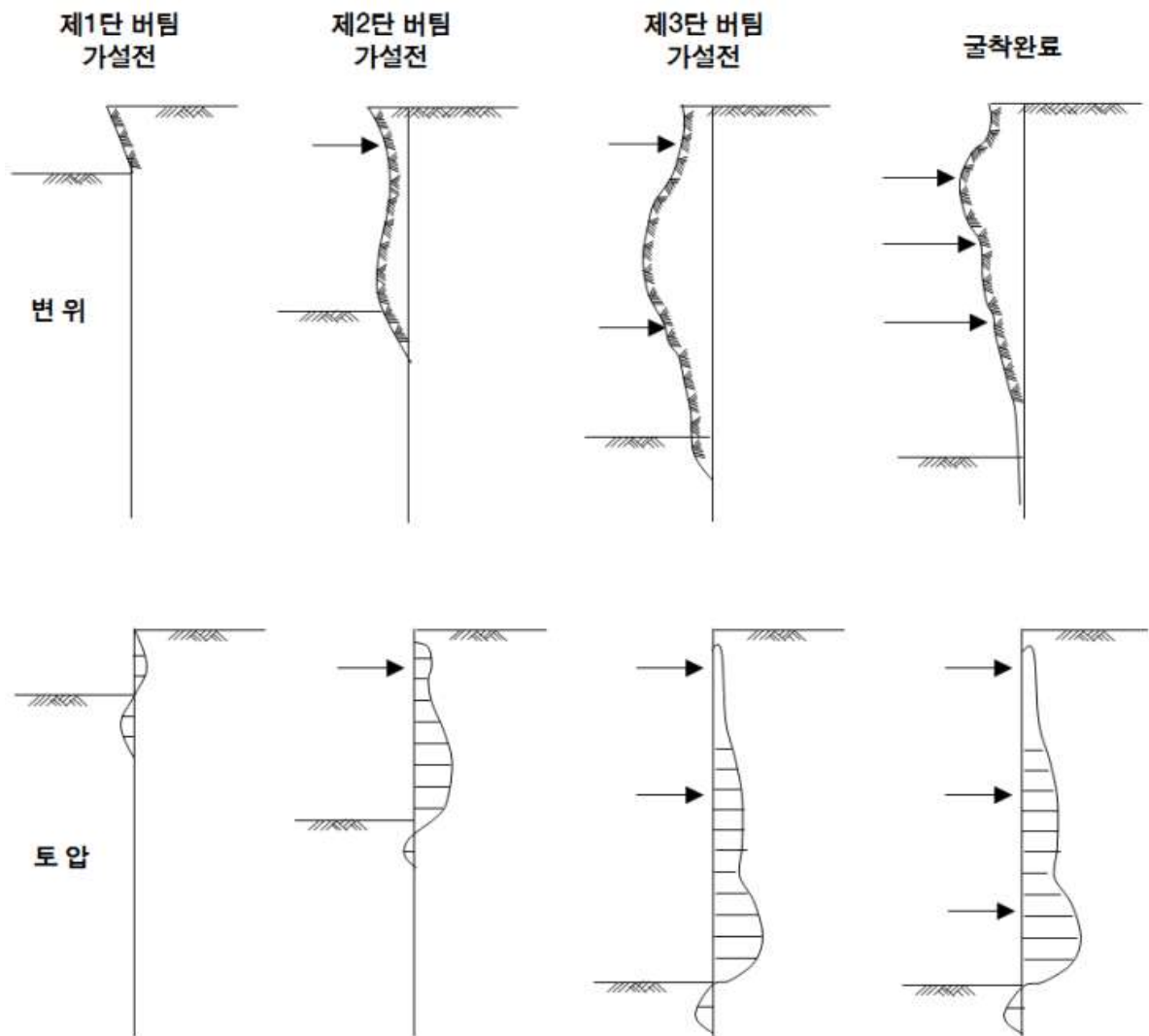


(d) 강성벽체가 연약지반에 설치되었으며 충분한 근입깊이를 확보하지 못한 경우

그림 2.8 벽체의 강성과 지반조건에 따른 인접지반 거동현상  
(한국지반공학회, 2002)

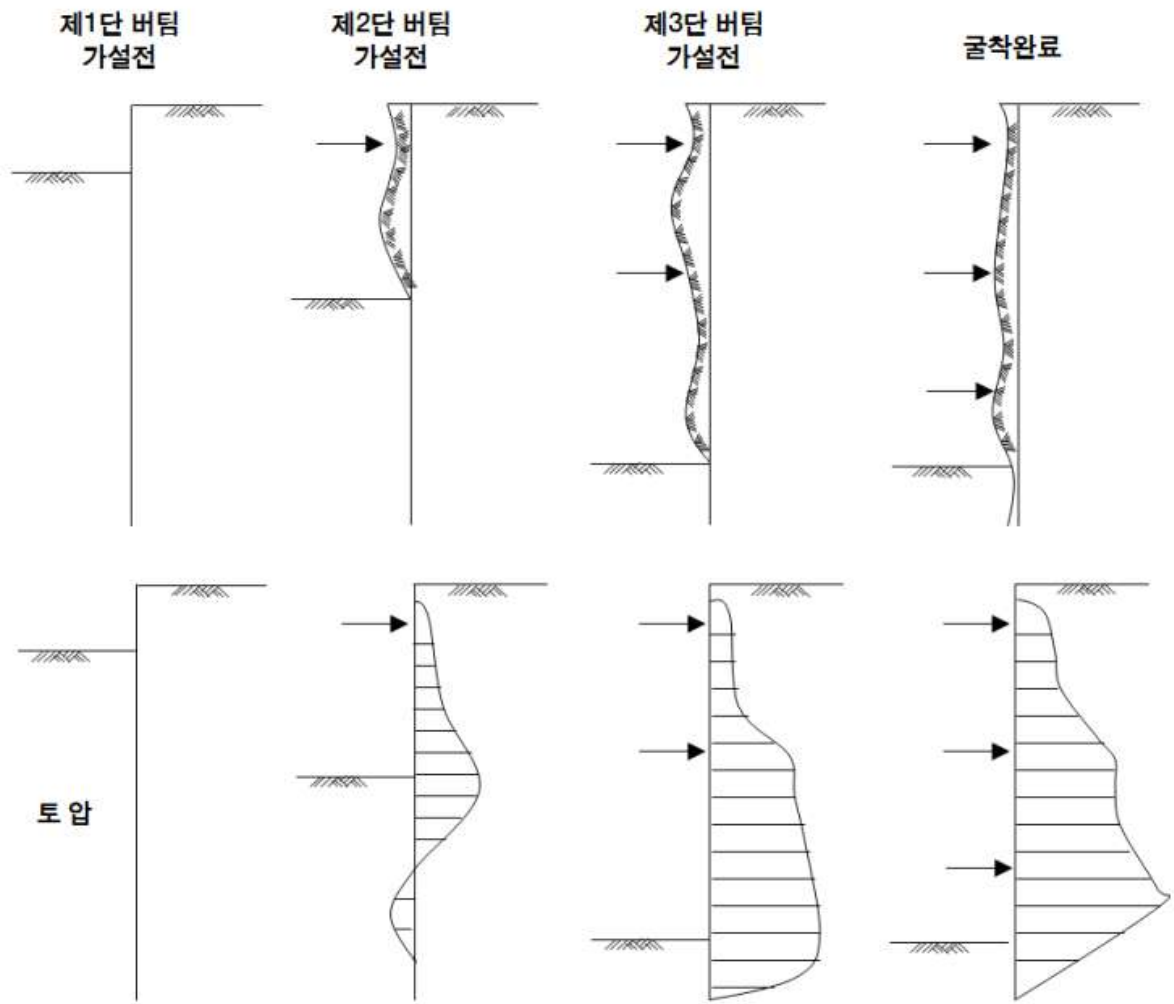
### 2.4.2 스트럿의 선행하중에 따른 흙막이 벽체의 거동현상

그림 2.9는 스트럿의 선행하중 유무에 의한 토압과 흙막이 벽체의 변위거동을 나타낸 것으로 그림 2.9(a)와 같이 스트럿에 선행하중을 가하지 않는 경우에는 선행하중을 가한 경우와 비교하였을 때에는 토압은 감소하나 벽체의 변위량이 증가하며, 그림 2.9(b)와 같이 선행하중을 가한 경우로서 토압은 증가하나 벽체의 변위량은 감소한다(한국지반공학회, 2002).



(a) 선행하중을 고려하지 않는 경우

그림 2.9 선행하중에 의한 토압과 흙막이 벽체의 변위(계속)



(b) 선행하중을 고려할 경우

그림 2.9 선행하중에 의한 토압과 흡막이 벽체의 변위(이종호, 2019)

### 2.4.3 굴착단계에 따른 흙막이 벽체의 거동현상

굴착단계별 연성벽체의 거동에 대하여 Bowles(1988)은 그림 2.10과 같이 이상화된 토압분포와 벽체의 변위 거동을 제안하였다. 즉, 단계 1에서 벽체는 주동토압을 받고 항복을 일으키며, 이때의 수평방향 변위는 흙과 캔틸레버 벽체의 상호작용에 의해 지배된다. 스트럿 또는 어스앵커와 같은 지지구조가 설치되면 단계 2와 같이 거동을 나타낸다. 여기서 지지구조물에 가해지는 힘은 단계 1에서 가해진 주동토압보다 큰 힘이 작용하여 흙막이 벽체에 가해지는 토압은 증가하게 된다. 즉, 단계2에서의 토압분포는 경험에 의한 토압과 유사한 분포를 나타내게 된다.

추가적인 굴착을 계속 진행하면 굴착된 면에서 새로운 수평방향 변위가 발생하고 흙은 크리프거동과 유사하게 b와 c구간의 변위쪽으로 이동하는 아칭효과에 의해 지지구조에 가해지는 하중은 감소하게 된다. 이와 같은 단계 3은 스트럿의 설치 전 토압분포로 단계 1과 같은 토압으로 산정한다. 단계 3에서 추가적인 스트럿을 설치하고 기존 설치된 스트럿을 긴장시키면 단계 4와 같은 토압분포를 보이게 되며 이때 역시 경험에 의한 토압과 유사한 결과를 보인다. 단계 4에서 추가적인 굴착을 진행하면 단계 3에서와 같이 굴착면 c와 d구간 사이에는 새로운 수평방향 변위가 발생함에 따라 추가적인 토압의 감소가 발생한다.

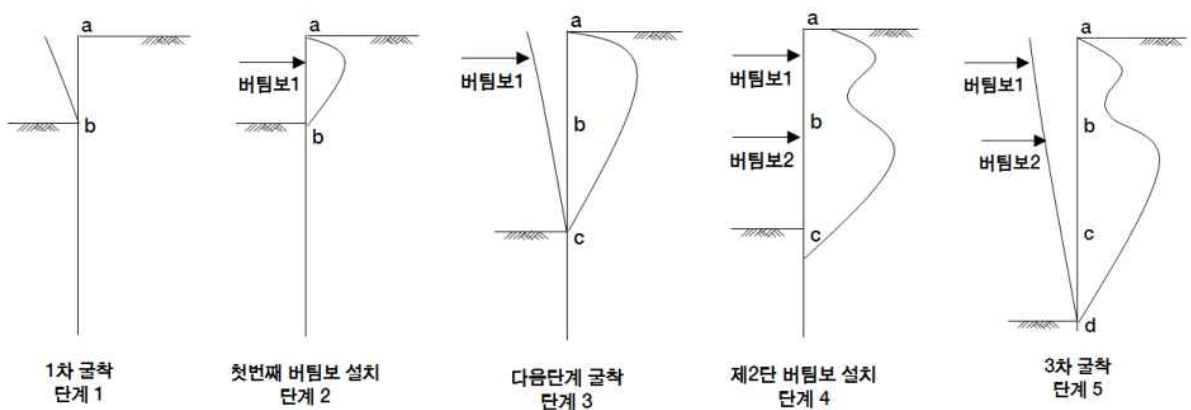


그림 2.10 단계별 굴착시 토압 및 벽체의 변위 변화(Bowles, 1988)

## 2.5 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법

고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법은 C.I.P 흠막이 공법과 유사하게 지지되지만, 그림 2.11과 같이 1열은 H형강이 삽입된 현장타설말뚝을 시공하며 2, 3, 4열은 기성말뚝을 매입말뚝으로 시공하고 5열은 1열과 같이 H형강이 삽입된 현장타설말뚝을 반복시공함으로써 현장타설말뚝과 기성말뚝의 장단점을 획기적으로 보완한 공법이다.

고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법은 현장타설말뚝의 콘크리트 양생에 따른 공사기간 증가, 품질저하와 기성말뚝 흠막이 공법의 고장력 볼트 체결에 따른 구조적 불안정에 대한 문제점을 해결함으로써 벽체의 구조적 안정성을 높일 수 있고 흠막이 벽체의 강성이 증대되므로 수평변위를 감소시킬 수 있어 이로 인해 인접 지반의 침하를 최소화할 수 있다.

그러나 단점으로는 현장시공시 기성말뚝의 경우 길이조절이 용이하지 않으므로 길이를 조절하기 위해서는 이음부를 시공하여야 하며, 지하수위가 높을 경우 차수성이 부족하여 별도의 차수대책이 필요하다.

그림 2.11은 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 흠막이벽 단면도를 상세히 나타내었다.

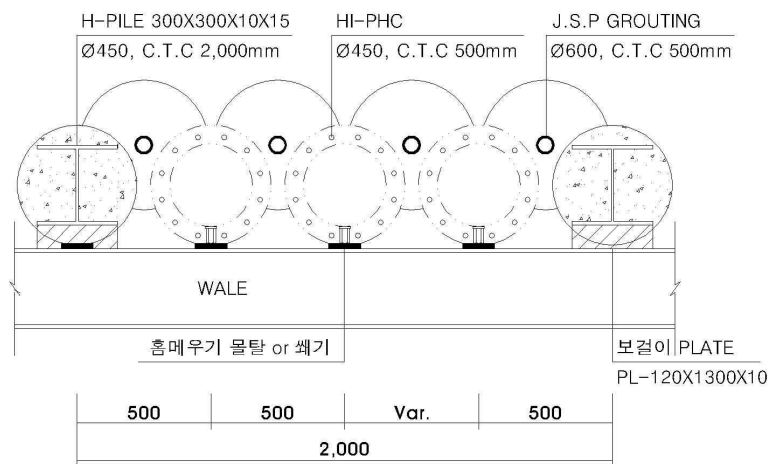


그림 2.11 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 흠막이벽 단면도



## 2.6 흠막이 가시설의 구조해석

### 2.6.1 일반사항

굴착 및 해체단계별 해석은 굴착과 버팀보 해체 진행 중에 변화하는 토압에 대하여 굴착 및 해체단계별로 해석하는 것과 최종 굴착 및 지지구조 설치가 완료된 후에 경험토압과 같이 토압이 재분포된 경우에 대한 해석 등 두 가지 경우가 고려되어야 한다. 해석 시 가장 위험한 현장여건은 다음 단계 지지구조를 설치하기 위하여 굴착을 진행 중일 때이다. 이 경우의 토압분포는 추정하기가 어려울 뿐 아니라 토압의 양상은 벽체의 변위에 지배되므로 벽체의 해석방법에 따라 다르게 된다.

최근에는 컴퓨터의 발달로 반복계산이 가능해져 벽체-지반상호작용에 따라 굴착 진행단계별로 지지구조 설치 전후의 지반, 벽체, 지지구조 및 인접지반이나 인접구조물의 거동까지 해석이 가능하며, 유한요소법과 유한차분법이 대표적인 해석법으로 이용되고 있다. 이 해석방법은 횡토압을 사용하지 않는다는 특징이 있는 반면, 탄소성 지반상 연속보 해석법은 굴착 및 해체단계별로 변화하는 횡토압을 고려하여 해석할 수 있다.

## 2.6.2 탄소성 지반상 연속보 해석

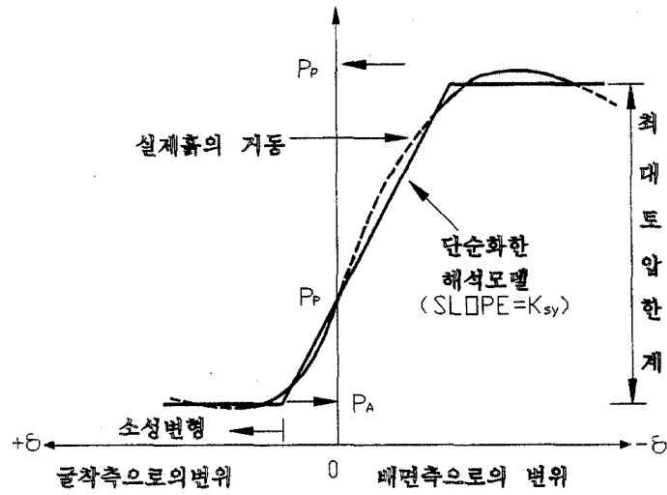
탄소성 지반상 연속보 해석이란, 흙막이 벽체에 작용하는 토압이 흙막이 벽체의 변형에 따라 그림 2.12 (a)와 같이 탄소성 거동을 하여 지반과 흙막이벽체 및 지지구조의 상호작용을 고려하여 굴착단계별로 벽체의 변형과 토압 및 지지구조의 반력을 구하는 방법이다. 그림 2.12 (b)는 대표적인 탄소성 해석 모델이며 여기서 지반은 탄소성 스프링, 지지구조는 탄성스프링, 그리고 흙막이벽체는 탄성보 요소로 모델화한다.

해석초기에는 정지토압( $P_0$ )을 작용시켜 흙막이벽체의 변위를 계산하고 이 변위에 비례하여 토압을 증감시킨다( $P_0 \pm K_s \cdot x$ ). 증감된 토압으로 수정된 토압은 그림 2.12 (a)와 같은 한계를 넘지 않으며( $P_a \leq (P_0 \pm K_s \cdot x) \leq P_p$ ), 계속하여 토압을 증감시키며 계산된 토압의 증감치가 설정된 오차 범위에 들 때까지 반복하는 해석방법이다.

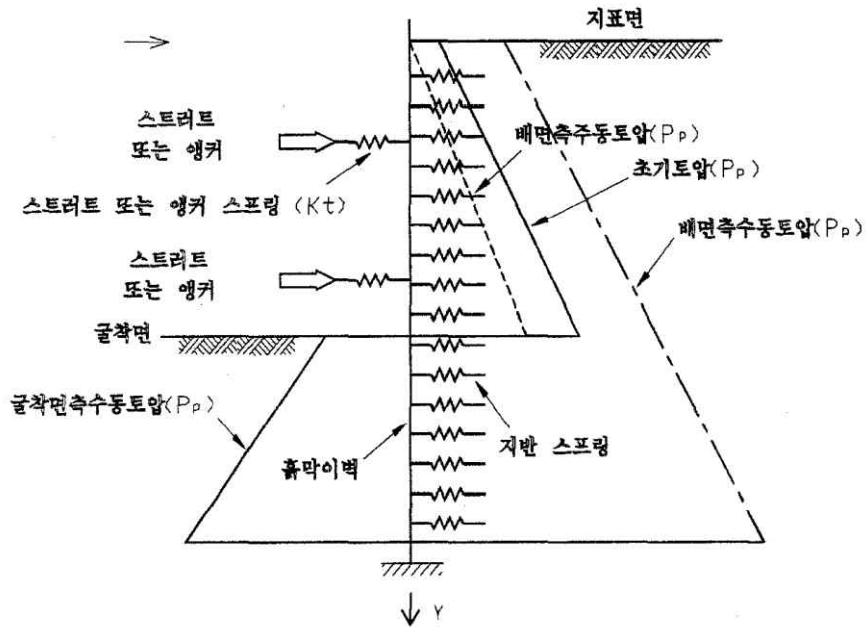
식 (2.1)에서 우변은 증감된 토압에 의해 수정된 토압을 나타내며 이에 대하여 흙막이 벽체와 지지구조의 저항력을 표시한 것이 좌변이다.

$$EI \frac{d^4 x}{dy^4} + \frac{A \cdot E_s}{L} \cdot x = P_0 \pm K_s \cdot x \quad (2.1)$$

여기서,  $E$ 는 흙막이벽의 탄성계수,  $I$ 는 흙막이벽의 단면 2차 모멘트,  $A$ 는 지지구조의 단면적,  $E_s$ 는 지지구조의 탄성계수,  $L$ 은 지지구조의 길이,  $P_0$ 는 초기토압(주로 정지토압이 사용됨),  $k_s$ 는 수평 지반반력계수로 구한 지반스프링 상수,  $x$ 는 깊이  $y$ 지점에서의 벽체의  $x$ 방향 변위이다.



(a) 지반의 탄소성 거동



(b) 탄소성 지반상 연속보 해석모델

그림 2.12 탄소성 지반에서의 연속보 해석모델(기완서, 1999)

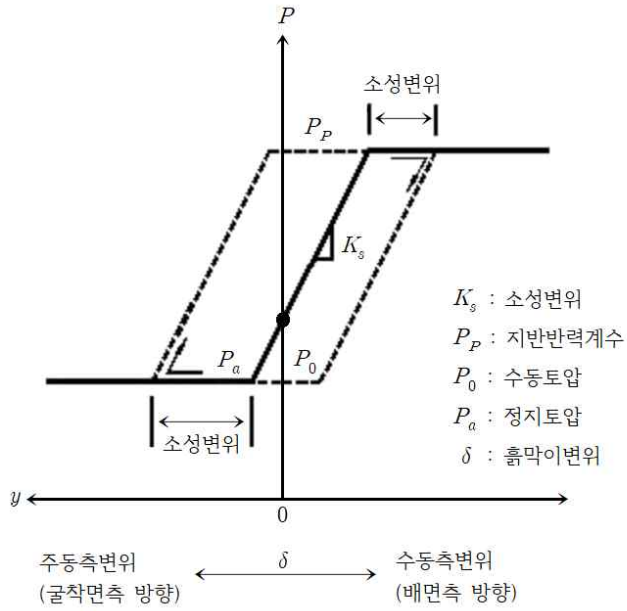
### 2.6.3 탄소성해석법의 변위에 따른 토압 적용

#### (1) 소성변위를 고려하는 경우

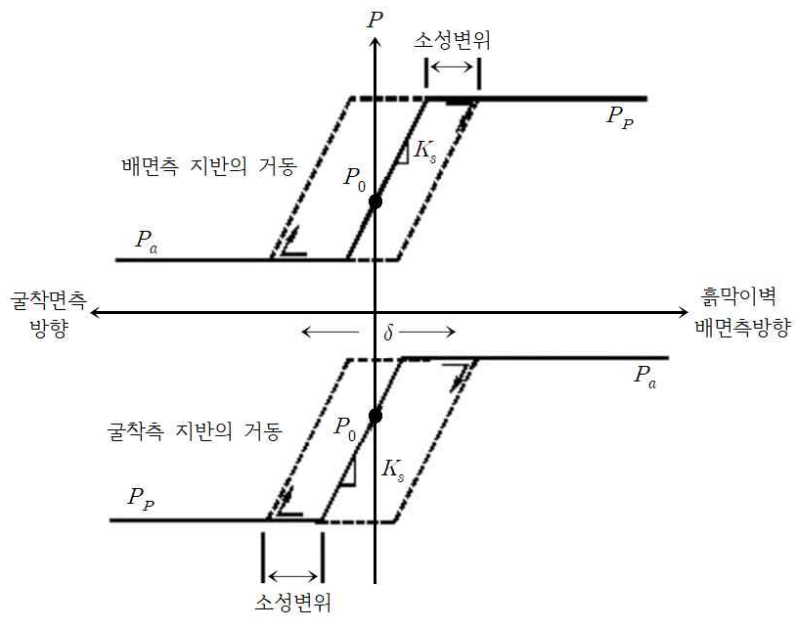
그림 2.13은 굴착깊이 이상 및 이하 부분에서 변위가 주동토압과 수동토압의 범위를 벗어나는 변위가 발생하였을 때 탄소성이론에 의해 지반의 토압-변위곡선을 변환하는 과정을 도식화한 것이다. 만일 벽체의 변위가 증가하여 주동측의 한계소성변위를 초과할 경우 벽체에 작용하는 토압은 주동토압으로 일정하게 작용하며 소성변위가 발생한다. 이때 보강재의 설치 등으로 외력이 작용하여 수동측으로의 변위가 발생할 경우 토압관계곡선은 실선을 따라 거동하는 것이 아니라 점선을 따라 거동하도록 모델링한다. 마찬가지로 수동측의 한계소성변위를 초과할 경우 벽체에 작용하는 토압은 수동토압으로 일정하게 작용하며 소성변위가 발생한다. 이 상태에서 외력이 작용하여 주동측으로의 변위가 발생할 경우에는 토압관계곡선이 실선을 따라 거동하는 것이 아니라 일점쇄선을 따라 거동하도록 모델링하여 소성변위를 고려하는 것이다.

#### (2) 소성변위를 고려하지 않는 경우

흙막이벽 배면측 지반의 거동상태에서 벽체의 변위가 굴착면측 방향으로 증가하여 한계소성변위를 초과할 경우 탄소성 이론에 의한 지반의 토압+변위 곡선관계에 의해 벽체에 작용하는 토압은 주동토압으로 일정하게 작용하여 소성변위가 발생한다. 다음 단계에서 보강재 설치 등의 외력이 작용하여 배면 측 방향으로 변위가 발생되어 소성변위를 고려하는 경우 벽체를 배면 측으로 한계소성변위까지 밀어 넣는 데 더 큰 힘이 소요되어 토압이 증가하게 되지만 소성변위를 고려하지 않게 되면 토압의 증가는 없게 된다. 따라서 소성변위의 고려 여부에 따라 흙막이 벽체 및 보강재에 작용하는 응력과 부재력 등에 큰 영향을 미치게 되는데, 소성변위를 고려하는 경우가 실제로 더 근접하는 거동을 나타낸다.



(a) 굴착면 이상부분



(b) 굴착면 이하부분

그림 2.13 탄소성해석법의 변위에 따른 토압적용

## 2.7 굴착에 따른 인접지반 침하와 흠막이벽 변위 발생 요인

### 2.7.1 인접지반 침하요인

굴착공사로 인하여 인접지반의 침하가 발생할 수 있는 일반적인 요인으로는 다음 사항을 확인하여야 한다. 먼저 주위 매설물의 매립상태가 불완전한 경우 말뚝관입 시 천공작업의 진동으로 인한 압축 침하가 발생할 수 있으며, 흠막이벽의 수평변위에 따른 배면토의 이동으로 인한 침하가 발생할 수 있다. 지하수 유출시 토사가 함께 배수되어 발생하는 침하가 있으며, 배수에 의한 점성토의 압밀침하, 굴착바닥이 연약한 지반인 경우 지반의 허빙 및 보일링 현상으로 인한 배면 지반의 침하가 발생할 수 있다. 또한, 굴착종료 후 지하구조물 시공과 되메우기시 뒷채움 시공불량으로 인한 배면지반의 이동 및 침하와 엄지말뚝 인발시 진동 및 인발 후 공극의 처리불량에 따른 침하가 있으며, 2차적인 원인으로 1차적인 원인에 의해 발생한 침하로 인해 인접된 상하수도 관거의 파손으로 일시적인 토사가 대량 유출됨으로서 발생하는 함몰 침하가 발생할 수 있다.

## 2.7.2 침하량 산정방법

굴착 공사 시행 시 굴착에 의한 토압 변화로 외력에 의해 흙막이벽의 변위가 발생하면서 주변 지반의 침하가 일어나게 된다. 반면, 지하 굴착공사로 인해 발생하는 지반 침하의 세밀한 계산은 흙의 종류와 상태, 지하수 위치, 흙의 투수계수 및 주변 기존건물 상태 등 여러 요인으로 인해 복잡해지므로 정확한 침하량 산정이 어렵다. 이러한 이유로 현장계측을 통해 예상하지 못한 문제점을 발견하여 이론적 뒷받침을 하여야 할 것이다. 보통 지반의 손실이라고 하는데 인접 구조물 기초, 지하 매설물과 관련하여 침하를 유발시켜 피해가 발생되므로 근접시공에서 중요한 사항이 된다.

흙막이 벽체 변위와 관련된 주변 지반의 침하 발생은 흙막이 변위의 실측과 계산에 의해 계산하고 그 변위로부터 주변 지반 침하를 추정해내는 방법과 버팀구조 및 주변 지반을 대상으로 해석하는 방법을 사용한다. 인접지반의 침하량 산정방법은 표 2.6과 같다.

표 2.6 인접지반 침하량 산정방법

해석방법	개 요
Caspe(1966)의 방법	<p>흙막이벽 변위와 포아송비를 사용하여 벽체 배면의 침하량을 단계적으로 추정한다.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- 횡방향 벽체변위 계산</li> <li>- 침하영향권인 횡방향 거리를 추정</li> <li>- 벽체에서의 지표 침하량 산정</li> <li>- 벽체로부터 거리별 침하량 산정</li> </ul>
Peck(1969)의 곡선	<p>계측된 결과를 이용한 것으로 반경험적이며, 지반의 토질과 시공성에 의해 구분된다. 흙막이벽은 강널말뚝과 유사한 강성이 낮은 것을 대상으로 함</p>
Clough and O'Rourke(1990) 방법	<p>모래지반 및 단단한 점토지반, 연약·중간정도의 점토지반에서 굴착 시, 흙막이벽 배면에서부터 거리별 침하량을 측정한 실측값과 유한요소법으로 산정한 값으로 제한하였고, 이 방법을 통해 말뚝 종류에 상관없이 적용이 가능함</p>
Frey 등의 방법	<p>지반을 완전 탄성 및 포화 상태로 가정하여 실시한 FEM해석 결과치를 지반 조건에 따라 지반 변위에 대한 관계식을 제시함</p>
수치해석을 이용한 방법	<p>해석 단면 및 인접 지반까지 모델링을 하여 응력변형의 구성 방정식에 따라 각 절점에서의 변위량을 산정함</p>

## 2.8 계측관리계획

### 2.8.1 개요

흠막이 구조물 공사 시 지반을 대상으로 하는 시추조사(지반조사)와 관련하여 설계 초기단계에서 세밀한 검토와 해석을 수행하여도 시공 중 발생하는 흠막이 벽체 응력, 변위, 인접지반, 기존 구조물의 거동 등을 정확히 예측하여 시공하기는 매우 어렵다. 보통 설계 시 산정하는 지반 물성치(단위중량, 점착력, 내부마찰각 및 지반 변형계수 등)와 시공계획 등이 실제 현장의 조건과 맞지 않기 때문에 조건과 상황에 따라 설계와 시공방법 등의 수정 및 보완 작업이 수반되어야 한다.

흠막이 공사시에 설계의 초기 단계에서 주동 토압측 지반 토압, 수동 토압측 지반의 지반수평반력계수 등 정확히 계산하기 어려운 부분이 상당수 포함되어 있기 때문이다. 그래서 설계 계획 초기단계에서 예상한 흠막이 벽체, 지보재 구조물 변형과 응력을 초과하는 심한 변형 및 응력이 시공 중에 발생하거나 스트러트나 앵커의 축력 증대로 시공관리를 함으로써 흠막이 구조물의 상당한 변형과 붕괴를 방지할 수 있다.

그에 더해 설계 초기 단계에서 세밀하게 파악이 어려웠던 부분들의 실태를 변형, 응력 등의 계측데이터를 활용하여 정확하게 예측하고, 이것을 기본으로 해서 다음 단계의 시공 굴착 시 흠막이 구조물의 거동상태를 예상할 수 있는 것이다. 그리고 결과를 통해 당초 계획과 상호 비교, 분석함으로써 차후 단계 시 굴착 지장여부를 정확히 판단하여 안전성 확보, 합리적인 시공관리를 하는 것에 목적을 두는 것이다.

결과적으로 흠막이 구조물 시공 시 굴착, 지보재 설치, 철거 공사를 안전하고 경제적인 시공을 하기 위해서는 현장 조건을 고려한 계측관리 기준치가 절실히 필요하다.



## 2.8.2 계측 항목 선정

개착구간에서의 계측항목선정은 터파기의 규모, 혹은 지반조건 등에 따라서 달라지기 때문에 구체적인 계측결과와 활용목적, 평가기법을 명확하게 수립한 후 필요한 계측항목을 선정하여야 한다.

개착구간에서 야기될 수 있는 현상에 대하여 우선적으로 선정되어야 할 계측항목을 요약 정리하면 표 2.7과 표 2.8과 같다. 또한, 그림 2.14는 계측관리의 흐름도를 작성하였다.

**표 2.7 계측항목 선정 판단표**

기본항목	예상되는 현상
지중경사계	배면지반의 거동 및 수평변위 발생이 클 것으로 예상되는 경우
지하수위계	지반조건상 굴토에 의한 지하수위 감소와 지표면의 침하가 예상되는 경우
변형률계	엄지말뚝 및 띠장, 버팀보에 변형이 예상되는 경우
지표침하계	지반조건상 굴토에 의한 지표의 침하가 예상되는 경우

**표 2.8 개착구간에서의 계측항목별 특성**

기본항목	계측에 의해 구할수 있는 사항
지중경사계	굴토진행에 따른 배면지반의 심도별 수평변위 측정
지하수위계	배면지반내 수위측정
변형률계	토류 구조물의 각부재 등의 응력
지표침하계	현장배면의 지표의 수직침하

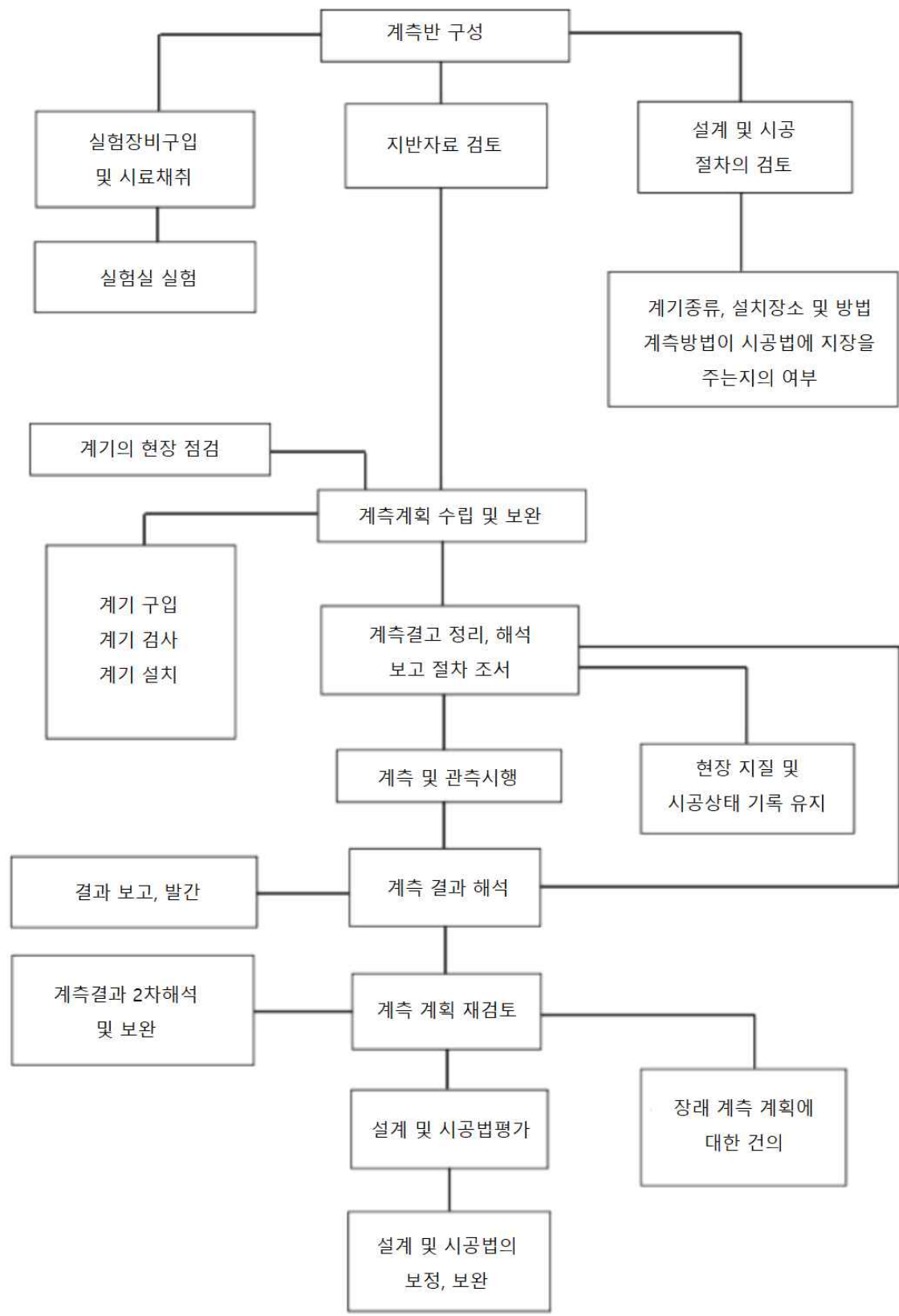


그림 2.14 계측관리 흐름도

### 2.8.3 현장 계측관리 기준치

지하굴착 흙막이공사 현장에 대한 계측관리 기준치 적용은 경사계의 종류에 따라서 다음과 같이 나타낼 수 있다.

표 2.9와 같이 지중경사계는 굴착공사 시 공동현상 및 지하수위의 변화 등 기타 영향으로 인한 흙의 수평 변위량의 크기, 위치 및 속도를 계측하여 설계상의 예상 변위량과 비교, 검토하여 안전도 및 피해영향권을 추정할 때 사용된다.

**표 2.9 지중경사계**

계측기종류	관리기준	적용근거	관리등급		
			안전(1차)	안전(2차)	안전(3차)
지중경사계	1/700H	서울지하철 9호선시공계측관리 표준시방서 P33~34 (지하철건설본부)	1/700H	1/500H (0.002H)	1/300H (0.003H)

표 2.10과 같이 지하수위계는 공사전 정상상태의 수위와 굴착, 그라우팅 등으로 인한 수위, 수압의 변동을 측정하여 수위변화에 따른 배면지반의 거동, 인접구조물의 관리 및 흙막이 벽체에 미치는 영향을 파악하기 위하여 설치하는 계측기이다. 흙막이 벽 배면지반에 설치하여 지하수위의 변동상황을 도식화함으로써, 당초 설계에 적용된 수압과 비교하여 하중증가 요인을 점검하며, 굴착으로 인한 지하수위의 변동 및 지하상태를 파악하여 주변지반 침하에 대한 안정성을 판단할 때 사용된다.

**표 2.10 지하수위계**

계측기종류	관리기준	적용근거	관리등급		
			안전(1차)	안전(2차)	안전(3차)
지하수위계	0.5m/day	-	0.5m/day 미만	0.5m측정치<1.0m (day당)	1.0m/day 이상

표 2.11과 같이 지표침하계는 지표에 측량 Point를 설치하여 정기적인 측량으로 굴착에 따른 배면지반의 거동량을 파악할 목적으로 설치되는 계측기기이며, 변형률계는 흙막이 구조물의 지지체인 버팀보, 엄지말뚝 및 띠장 등의 표면에 부착하여 부재의 응력이나 휨모멘트 상태를 파악하므로 강재 자체의 허용상태는 물론 인접된 구조물이나 지반의 거동을 유추하고 나아가 추후의 거동을 예측하여 관리치로 삼기위한 목적으로 사용하는 계측기기이다. 또한, 건물경사계는 건물공사 시 인접 건물이나 옹벽 등에 건물경사계를 설치하고 측정지점의 기울기를 측정하여 각종 허용기준치와 비교 후 구조물의 안정에 대한 검토 및 조치를 하기 위하여 설치하는 계측기기이다.

**표 2.11 지표침하계/변형률계/건물경사계**

계측기종류	관리기준	적용근거	관리등급		
			안전(1차)	안전(2차)	안전(3차)
지표침하계	설계예상치 (mm)	서울지하철 9호선시공계측관리 표준시방서 P33~34 (지하철건설본부)	설계예상치	설계예상치×1.25	설계예상치×1.25
변형률계	설계예상치 (kg/cm <sup>2</sup> )		설계예상치	설계예상치×1.25	부재허용치
건물경사계	1/1,000		1/1,000	1/8500	1/500

표 2.12와 같이 균열측정계는 흙막이 공사로 인한 인접구조물의 기발생된 구조체의 균열상태의 변화량을 설치 시점을 기준으로 하여 비교 분석함으로써 균열 증감의 유형을 파악하고 파악된 균열유형을 통하여 발생원인 및 대책을 강고하기 위하여 설치하는 계측기기이다.

**표 2.12 균열측정계**

계측기종류	관리기준	적용근거	관리등급		
			안전(1차)	안전(2차)	안전(3차)
균열측정계	0.2mm	서울지하철 9호선시공계측관리 표준시방서 P33~34 (지하철건설본부)	0.2mm	0.38mm	0.5mm

표 2.13과 같이 하중계는 Strut 축력이나 Earth Anchor, 긴장력을 측정하여 설계치와 비교, 검토하고 배면지반 및 흙막이 구조물의 거동과 정착부의 이상유무 등을 파악하여 전반적인 안정문제를 검토하기 위해 설치하는 계측기기이다.

**표 2.13 하중계**

계측기종류	관리기준	적용근거	관리등급		
			안전(1차)	안전(2차)	안전(3차)
하중계	설계예상치 (kg/cm <sup>2</sup> )	설계일반	설계예상치	설계예상치×1.25	부재허용치

특히, 계측은 관리기준 적용상 고려사항을 주의하여 사용해야 한다. 흙막이 벽체의 설계시에는 지반조건 및 공정진행에 대하여 여러 가지 요인을 가정하므로 불확실한 요소가 내포된다. 따라서 실제 시공시의 거동양상과 예측치와의 차이점을 비교하여 설계의 타당성을 검토하고 다음 공정을 합리적으로 유도한다.

현장계측관리를 수행 중 2차 관리 기준치를 초과한 경우에는 대체로 현장 주변지반의 침하, 도로균열, 건물 벽체의 균열 등의 문제점을 나타내었으므로 1차 관리기준치를 두어 이를 초과할 경우에 공사의 완·급 조절은 물론 2차 관리기준에 도달하지 않도록 특별한 관리가 요구된다. 이러한 노력에도 계측결과가 2차 기준치에 근접될 경우에는 감리자와 상의하여 별도의 보강책을 강구하고 관리기준치를 재설정한다.

## 제 3 장 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 성능 검증

### 3.1 개요

본 연구에서는 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법에 대한 성능을 검증하고자 하였다. 따라서 기존의 C.I.P 흠막이 공법과 기성말뚝 흠막이 공법의 장·단점을 보완한 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 성능을 검증하고자 경상북도 00군의 C.I.P 흠막이 공법과 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 수치해석을 통해 탄소성보법에 의한 흠막이 가시설의 안정성 검토를 수행하였으며, 수치해석에 의한 흠막이 공법의 단면력 및 안정성을 비교 검증하였다.

탄소성보법에 의한 흠막이 가시설의 안정성 검토는 탄소성법에 의한 흠막이 벽체(현장타설말뚝, 고강도 결합 매입말뚝)의 단면력을 비교 검토하였으며, 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 벽체의 단면설계식 수정 보완과 휨, 전단에 대한 안정성을 검토하였다. 또한, 굴착인접 지반의 침하량을 비교 검토하였다.

상기의 해석은 모두 MIDAS사의 Geo-X 흠막이 벽체 설계전용 프로그램을 사용하였다. 표 3.1은 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 성능을 검증하고자 다음과 같이 검증사항을 요약하였다.

**표 3.1 검증사항**

구분	검증사항
탄소성보법에 의한 흠막이 가시설의 안정성 검토	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 탄소성보법에 의한 단면력 산정</li> <li>- 근입장 검토</li> <li>- 굴착주변 침하량 검토</li> <li>- 흠막이 가시설의 안정성 검토 및 단면력 비교</li> </ul>
유한요소해석에 의한 흠막이 가시설의 안정성 검토	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 유한요소해석에 의한 단면력 산정</li> <li>- 흠막이 가시설의 안정성 검토 및 단면력 비교</li> </ul>

## 3.2 탄소성보법에 의한 흙막이 가시설의 안정성 검토

### 3.2.1 개요

고강도 결합 매입말뚝 흙막이 공법 및 C.I.P 흙막이벽을 탄소성보법으로 구조해석을 수행하였으며, 해석결과를 토대로 흙막이 가시설의 안정성과 성능을 비교 검증하였다. 구조해석과 설계는 경상북도 ○○군 일원의 흙막이 가시설 공사를 대상으로 하였다.

그림 3.1은 경상북도 ○○군에 위치한 흙막이 가시설 공사의 계획평면도이며, 굴착 면적은 1,181.019m<sup>2</sup>으로 고강도 강관버팀보 공법으로 지지하면서 굴착하였다. 또한, 지보구성은 스트럿으로 지지하며, 흙막이벽 구성은 고강도 결합 매입말뚝을 0.5m 간격으로 천공 삽입하여 근입장까지 벽체를 형성하고 후열에 지반보강으로 Jumbo Special Pattern(이하, J.S.P) Grouting을 병행하여 단계적으로 굴착 시공하였다.

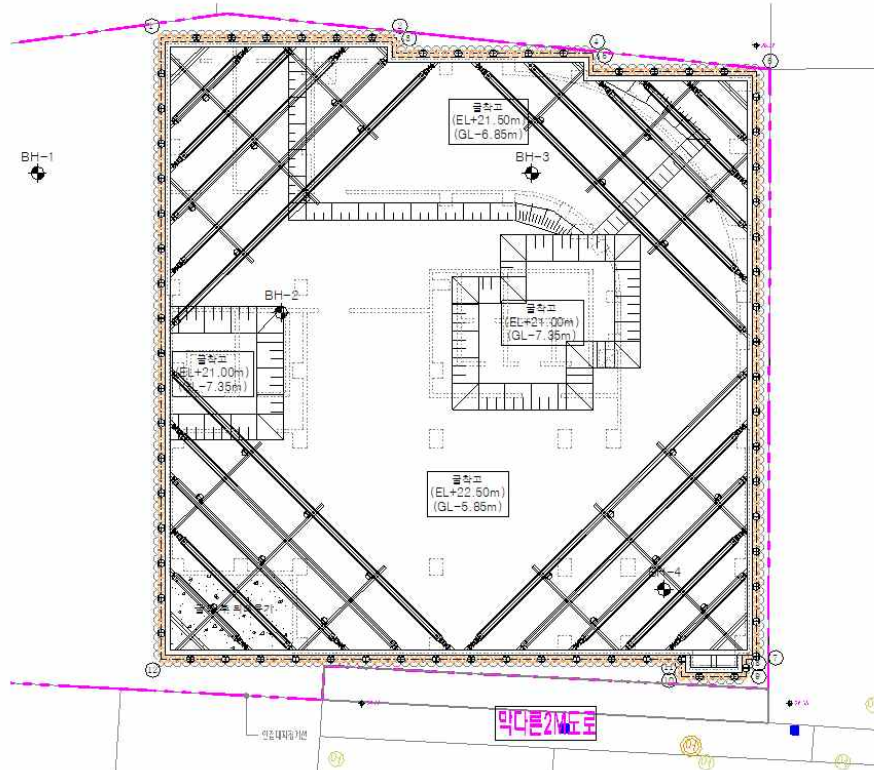


그림 3.1 흙막이 가시설 공사의 계획평면도

### 3.2.2 지반조건 및 설계 지반정수 산정

#### (1) 개요

신축부지에 대한 지반조사는 그림 3.1과 같이 부지내 BH-4개소를 수행하였으며, 흙막이 구조검토에 사용된 설계정수인 지반정수는 실내시험 결과값 중 가장 불리한 값을 선정하여 안전측으로 검토하였다.

#### (2) 지층조건

지반조사 자료를 토대로 측정된 지층조건은 표 3.2와 같다.

**표 3.2 지층조건**

구분 공번	토사 자갈층 (m)	토사층 (m)	자갈 모래층 (m)	풍화토 (m)	풍화암 (m)	지하수위 (m)
BH - 1	0.0~1.2 (1.20)	1.2~8.0 (6.80)	8.0~16.8 (8.80)	16.8~19.5 (2.70)	19.5~25.0 (5.50)	-1.90 이하
BH - 2	0.0~0.9 (0.90)	0.9~10.0 (9.10)	10.0~17.1 (7.10)	17.1~18.0 (0.90)	18.0~23.0 (5.00)	-1.80 이하
BH - 3	0.0~0.7 (0.70)	0.7~8.3 (7.60)	8.3~16.5 (8.20)	16.5~17.5 (1.00)	17.5~23.0 (5.50)	-1.90 이하
BH - 4	0.0~1.2 (1.20)	1.2~11.0 (9.80)	11.0~17.4 (6.40)	17.4~18.4 (1.00)	18.4~23.5 (5.10)	-2.00 이하



(3) 설계 지반정수 산정

흙막이 가시설의 설계에 적용할 각 토층의 지반정수를 다음과 같이 선정하였다. 흙막이 벽체의 수평거동에 가장 중요한 요소인 수평지반반력계수( $k_h$ )는 구조물기초 설계기준해설(2018)에 명시된 표준관입시험치 N값을 이용하는 Hukuoka 방법을 식 (3.1)과 같이 사용하였다.

$$k_h = 6,910N^{0.406} (kPa) \tag{3.1}$$

따라서, 각 지층별 수평지반반력계수를 산정하면 다음과 같다.

토사 자갈층의 경우 평균 N치는 5/30으로 나타났으며, 내부마찰각( $\phi$ ) 산정은 식 (3.2)와 식 (3.3)과 같이 Dunham과 Peck이 제한한 식 중 작은 값을 선정하였다.  $\phi = 22.75^\circ$ 로 산정되었으며, 수평지반반력계수는 13,282kPa로 나타났다.

$$\text{Dunham 식 : } \phi = \sqrt{12N} + 15 \tag{3.2}$$

$$\text{Peck 식 : } \phi = 0.3N + 27 \tag{3.3}$$

토사층의 경우 평균 N치는 9/30으로 나타났으며,  $\phi = 25.39^\circ$ 로 산정되었으며, 수평지반반력계수는 16,862kPa로 나타났다. 자갈 모래층의 경우 평균 N치는 3/30 ~ 50/22로 경험식에 고려하여 25로 적용하였으며,  $\phi = 32.32^\circ$ 로 산정되었으며, 수평지반반력계수는 25,500kPa로 나타났다. 풍화토의 경우 평균 N치는 48/30 ~ 50/7로 경험식에 고려하여 30으로 적용하였으며,  $\phi = 33.97^\circ$ 로 산정되었으며, 수평지반반력계수는 27,000kPa로 나타났다. 마지막으로 풍화암의 경우 평균 N치는 50 이상으로  $\phi = 35^\circ$ 로 산정되었으며, 수평지반반력계수는 45,000kPa로 나타났다.

표 3.3은 해석에 적용된 지반정수 산정결과이다.

표 3.3 지층별 지반정수 산정결과

지층 \ 구분	$\gamma_t$ ( $kN/m^3$ )	$\gamma_{sub}$ ( $kN/m^3$ )	$c$ ( $kPa$ )	$\phi$ (deg)	$k_h$ ( $kN/m^3$ )	비고
토사자갈층	17.0	8.0	-	22.0	13,000	
토사층	17.0	8.0	-	25.0	16,500	
자갈모래층	18.0	9.0	-	32.0	25,500	
풍화토	19.0	10.0	-	33.0	27,000	
풍화암	20.0	11.0	30.0	35.0	45,000	

### 3.2.3 탄소정보법 해석모델

#### (1) 흙막이벽 모델

산정된 대표단면에 대하여 MIDAS사의 GEO-X(ver.4.6) 프로그램을 적용하여 해석을 수행하였다. GEO-X는 탄소정보법 해석을 위한 프로그램으로 유한요소해석법이 아닌 굴착단계별 지반의 응력변화에 따른 단면력을 확인할 수 있다.

그림 3.2는 흙막이 가시설의 구조해석을 위한 해석단면을 나타낸 것이며, 그림 3.3은 해석단면을 3차원으로 나타낸 개념도이다. 현장의 설계조건에 따라 지층분포와 흙막이 가시설 부재를 배치하였다. 배면 폭은 15m, 굴착폭은 10m, 최대 굴착깊이는 6.85m, 전모델의 높이는 30m이다.

해석에 필요한 물성치 및 입력데이터는 표 3.4~3.6에 나타내었다.

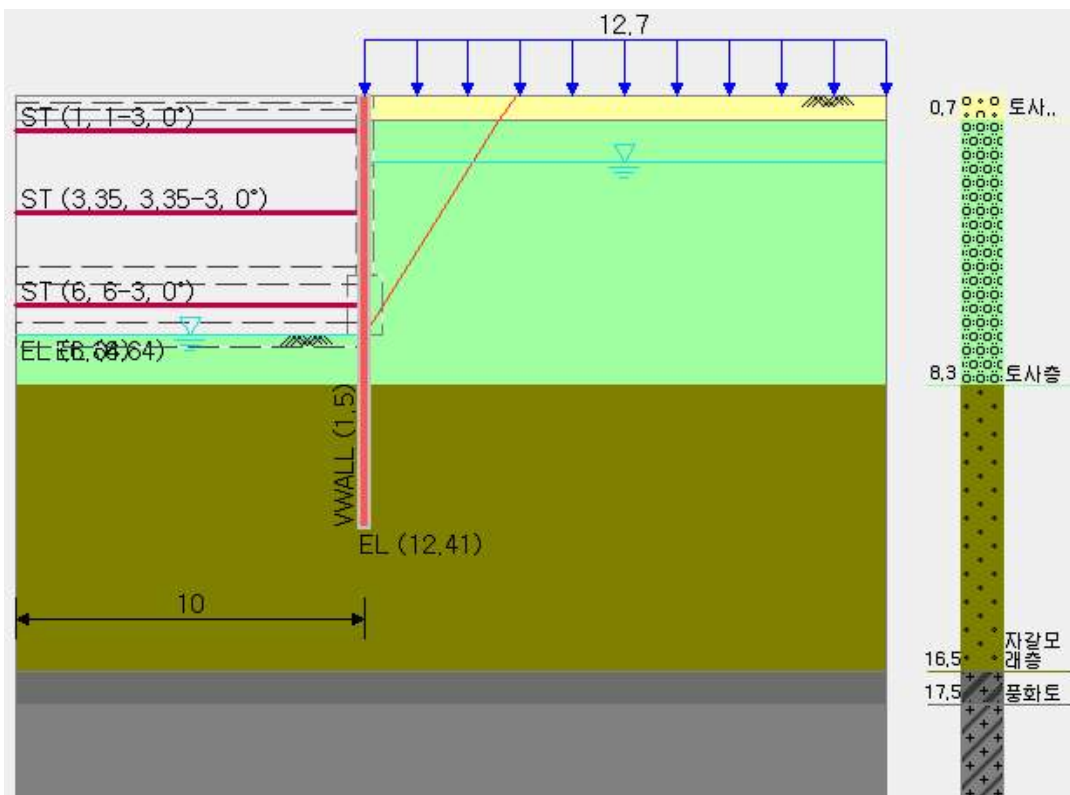


그림 3.2 해석단면

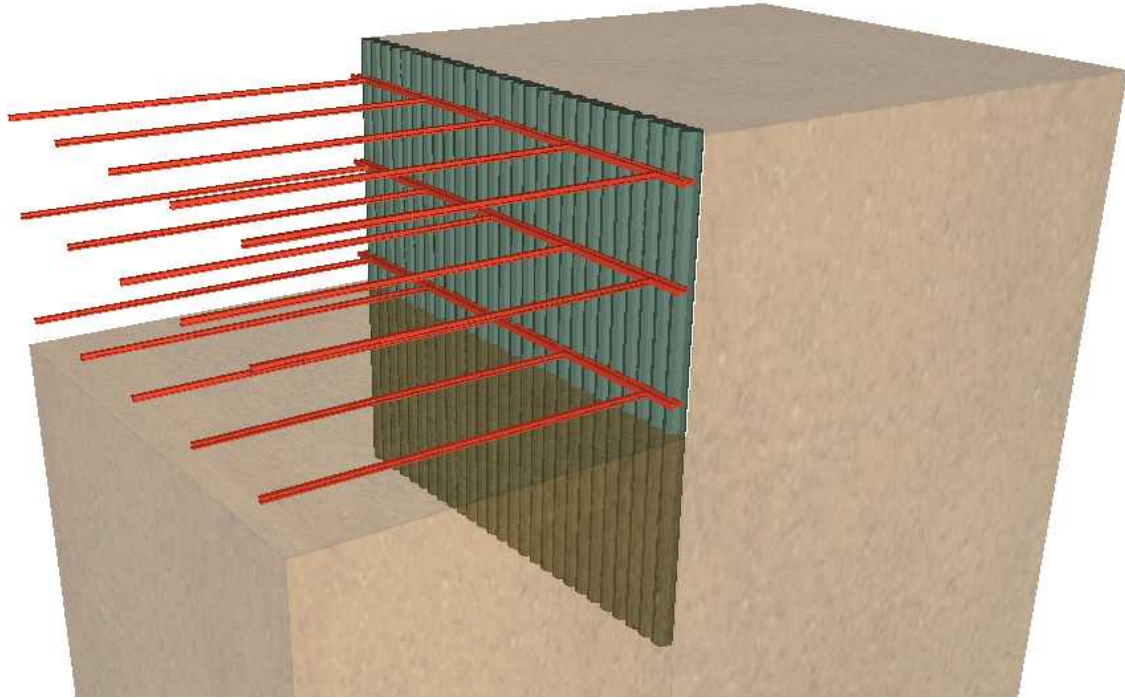


그림 3.3 해석단면의 3차원 개념도

(2) 흙막이 가시설 모델

1) 흙막이벽

고강도 결합 매입말뚝 흙막이 벽은 기본적으로 C.I.P 흙막이벽과 동일하게 입력한다. 흙막이벽의 형상은 C.I.P 흙막이벽으로 선택하고 H형강은 재질과 단면을 설계조건에 맞게 입력한다. 다음으로 C.I.P(현장타설말뚝) 사이에 시공되는 PHC(기성말뚝)에 대한 특성을 입력한다. 환산단면적용을 클릭하여 직경과 재질 그리고 탄성계수비( $E_s/E_c$ )창을 활성화 시킨다. 여기서, 직경은 설계조건에 맞게 입력한다.

C.I.P 흙막이벽으로 설계시 현장타설이므로 콘크리트의 설계강도  $f_{ck}$ 에 맞춰 산정하나, 고강도 결합 매입말뚝 흙막이 공법으로 설계할 때는 C.I.P 대신에 PHC말뚝로 시공되므로 PHC말뚝의 탄성계수를 적용하여야 한다.

C.I.P말뚝 콘크리트의 재료특성에서 탄성계수  $E_c$ 를  $35,000,000kN/m^2$ 으로 입력하고, 기성말뚝의 탄성계수는 표 3.4에 제시된 프리스트레싱 도입 후의 탄성계수를 적용하였다.

**표 3.4 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법에 적용된 기성말뚝의 물성치**

항 목	기성말뚝	비 고
압축파괴강도(kg/cm <sup>2</sup> )	800	
압축파괴변형(%)	0.25	
휨인장강도(kg/cm <sup>2</sup> )	75	
인장강도(kg/cm <sup>2</sup> )	55	
탄성계수(kg/cm <sup>2</sup> )	400,000	
탄성계수(Pre-Stress도입시)(kg/cm <sup>2</sup> )	350,000	35,000,000 (kN/m <sup>2</sup> )
CREEP 계수	2	
건축수축률	20 × 10 <sup>-5</sup>	

표 3.5는 해석시 수행된 C.I.P 흠막이벽과 고강도 결합 매입말뚝 흠막이벽의 제원을 나타낸 것이다. 두 흠막이벽 모두 H빔 300×300×10mm, t=15mm로 지지되며, 그 사이의 흠막이벽은 현장타설말뚝 콘크리트와 PHC말뚝으로 지지된다. 모두 직경은 0.5m이고, 근입되는 하단깊이는 12.41m, 수평간격은 1.5m이다.

**표 3.5 흠막이벽의 제원**

구분	형상	단면(mm)	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
C.I.P	C.I.P 환산단면	H300×300×10/15, D=0.5	SS400, C21	12.41	1.5
고강도 결합 매입말뚝	PHC 환산단면	H300×300×10/15, PHC D500 (B종)	SS400, C80	12.41	1.5

2) 지보재

표 3.6은 지보재의 제원을 나타낸 것이다. 지보재는 H빔 300x300x10mm, t=15mm 이고, 재질은 SS400이다. 설치 깊이는 1단 지보재가 1.0m, 2단 지보재가 3.35m, 3 단 지보재가 6.0m이다. C.I.P 흙막이벽과 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽 모두에서 동일하게 적용되었다.

표 3.6 지보재의 제원

번호	이름	단면(mm)	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)
1	Strut 1	H300×300×10/15	SS400	1.0	3	6.5
2	Strut 2	H300×300×10/15	SS400	3.35	3	6.5
3	Strut 3	H300×300×10/15	SS400	6.0	3	6.5

3) 지하수위

지하수위는 지반조사에서 측정된 수위값을 적용하였다. 지하수 단위중량은 9.807 kN/m<sup>3</sup>, 초기 지하수위는 1.9m, 양단의 수위차는 6.85m이다.

4) 상재하중 및 토압산정

배면 토압의 상재하중은 차량하중은 도로교설계기준해설(2009)에 명시된 옹벽 배면의 차량하중 12.7kN/m<sup>2</sup>을 적용하였다. 토압은 구조물기초설계기준해설(2018)에 명시된 Rankine-Resal의 토압 산정식을 식 (3.4)와 식 (3.5)와 같이 주동, 수동토압으로 나누어 사용하였다.

가) 주동 토압

$$P_a = (q + \gamma h) \cdot \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - 2 \cdot c \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.4)$$

나) 수동 토압

$$P_p = (q + \gamma h) \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + 2 \cdot c \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.5)$$

여기서,  $P_a$ 는 주동토압( $kPa$ ),  $P_p$ 는 수동토압( $kPa$ ),  $q$ 는 과재하중( $kPa$ ),  $\gamma$ 는 흙의 단위중량( $kN/m^3$ ),  $h$ 는 지표면에서 토층까지의 깊이( $m$ ),  $c$ 는 흙의 점착력( $kPa$ ),  $\phi$ 는 흙의 내부마찰각( $^\circ$ )이다.

5) 시공단계 및 해석조건

표 3.7은 흙막이 가시설의 시공단계를 설정한 것이다. 흙막이벽의 안정성 검토와 성능검증이 목표이므로, 굴착 이후의 구조물 시공단계를 검토하지 않았다.

표 3.5에 제시된 흙막이벽을 각각 적용하고 지보재는 총 3개소에 적용하였다. 시공 1단계는 굴착깊이 1.5m까지의 굴착이며, 과재하중과 수압 그리고 Rankine토압을 적용하였다. 시공 2단계는 1단 지보재의 시공이며, 시공 3단계는 3.85m까지의 굴착이다. 시공 4단계는 2단 지보재의 시공이며, 시공 5단계는 6.85m까지의 최종 굴착단계이다. 마지막으로 3단 지보재를 시공하게 된다. 최종단계에서는 경험토압을 적용하여 근입장에 대한 안전율을 검토하였다.

**표 3.7 흙막이 가시설의 시공단계 설정**

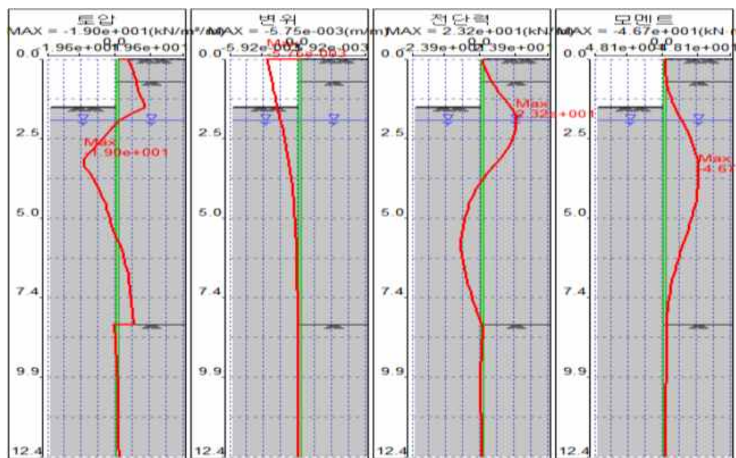
단계	굴착 깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임시하중		토압변경	수압 변경
		생성	해체		작용	해제		
1	1.5	-	-	-	과재하중	-	Rankine	○
2	-	Strut 1	-	-	-	-	-	×
3	3.85	-	-	-	-	-	-	×
4	-	Strut 2	-	-	-	-	-	×
5	6.85	-	-	-	-	-	-	×
6	-	Strut 3	-	-	-	-	-	×
7	-	-	-	-	-	-	경험토압	×

### 3.2.4 탄소정보법 해석결과

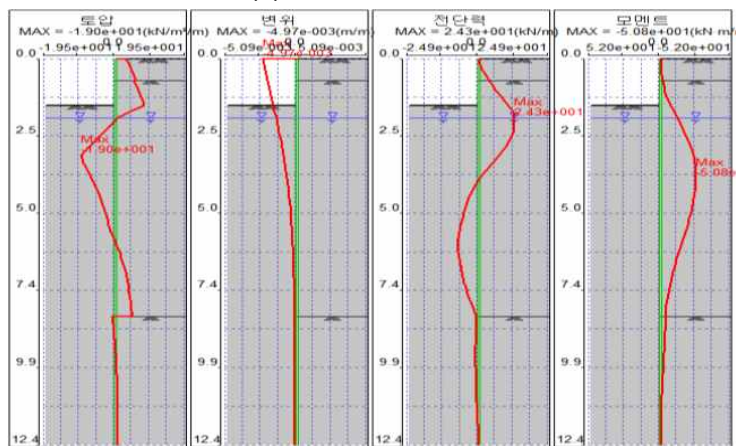
(1) 시공단계별 단면력 검토

1) 시공 1단계 : 1.5m 굴착

그림 3.4는 시공 1단계의 흙막이벽 단면력을 나타낸 것이다. 그림 3.4 (a)의 C.I.P 흙막이벽에 작용하는 휨모멘트는  $46.7kN\cdot m/m$ , 전단력은  $23.2kN/m$ , 최대 수평변위는  $5.75mm/m$ 로 산정되었다. 그림 3.4 (b)의 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽에 작용하는 휨모멘트는  $50.8kN\cdot m/m$ , 전단력은  $24.3kN/m$ 으로 산정되었으며 이때의 최대 변위는  $4.97mm/m$ 로 산정되었다. 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽의 부재력은 크게 산정되었고 변위는 작게 산정된 것은 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽의 휨성능이 C.I.P 흙막이벽보다 크기 때문이다.



(a) C.I.P 흙막이벽



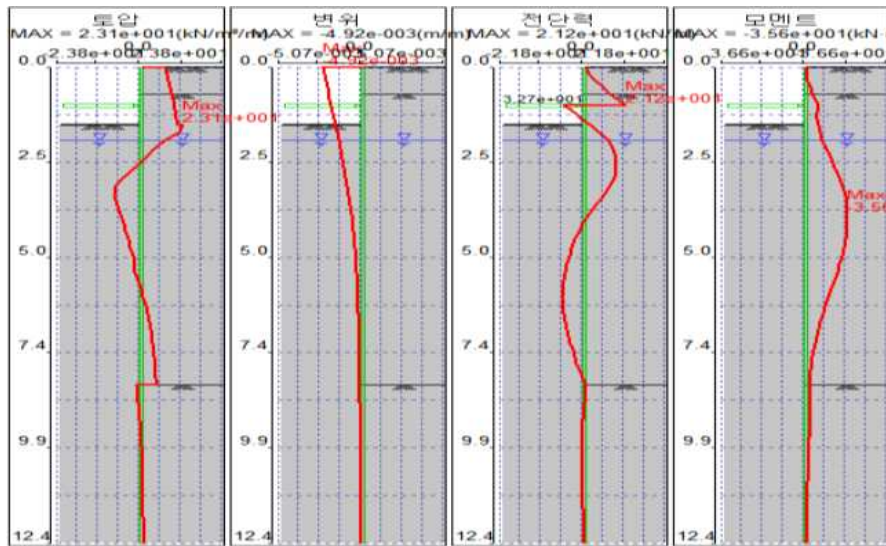
(b) 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽

그림 3.4 시공 1단계 : 1.5m 굴착의 단면력 비교

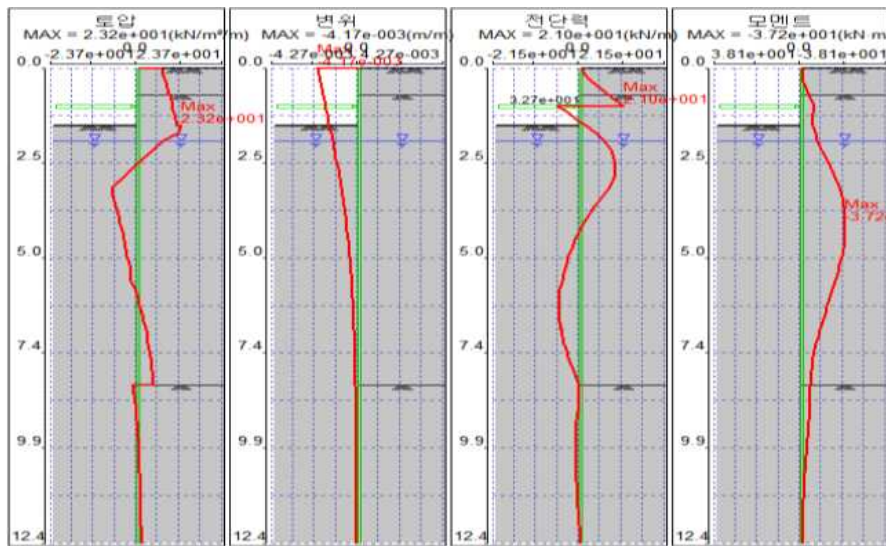


2) 시공 2단계 : 1단 지보재 시공

그림 3.5는 시공 2단계의 흙막이벽 단면력을 나타낸 것이다. 그림 3.5 (a)의 C.I.P 흙막이벽에 작용하는 휨모멘트는  $35.6\text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ , 전단력은  $21.2\text{ kN}/\text{m}$ , 최대 수평변위는  $4.92\text{ mm}/\text{m}$ 로 산정되었다. 그림 3.5 (b)의 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽에 작용하는 휨모멘트는  $37.2\text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ , 전단력은  $21.0\text{ kN}/\text{m}$ 으로 산정되었으며 이때의 최대 변위는  $4.17\text{ mm}/\text{m}$ 로 산정되었다. 시공 1단계와 동일하게 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽의 부재력이 C.I.P 흙막이벽보다 크게 산정되었고 변위는 작게 산정되었다.



(a) C.I.P 흙막이벽

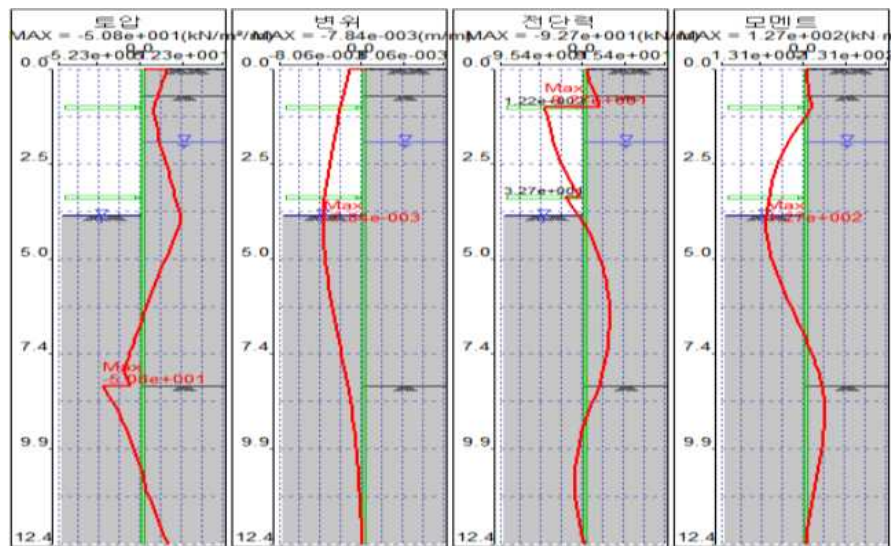


(b) 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽

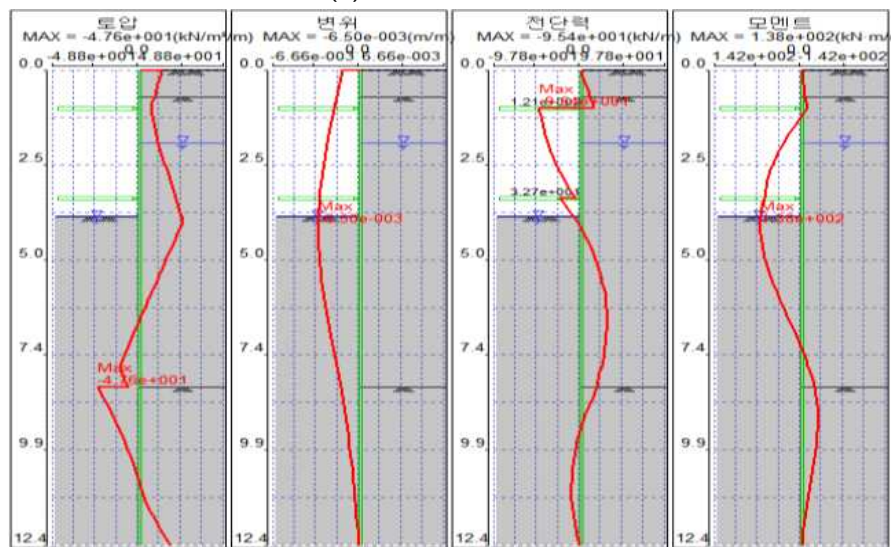
그림 3.5 시공 2단계 : 1단 지보재 시공의 단면력 비교

3) 시공 3단계 : 2단 지보재 시공

그림 3.6은 시공 4단계의 흙막이벽 단면력을 나타낸 것이다. 그림 3.6 (a)의 C.I.P 흙막이벽에 작용하는 휨모멘트는  $127.0\text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ , 전단력은  $92.7\text{ kN}/\text{m}$ , 최대 수평변위는  $7.84\text{ mm}/\text{m}$ 로 산정되었다. 그림 3.6 (b)의 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽에 작용하는 휨모멘트는  $138.0\text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ , 전단력은  $95.4\text{ kN}/\text{m}$ 으로 산정되었으며 이때의 최대 변위는  $6.50\text{ mm}/\text{m}$ 로 산정되었다. 시공 1 / 2 단계와 동일하게 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽의 부재력이 C.I.P 흙막이벽보다 크게 산정되었고 변위는 작게 산정되었다.



(a) C.I.P 흙막이벽

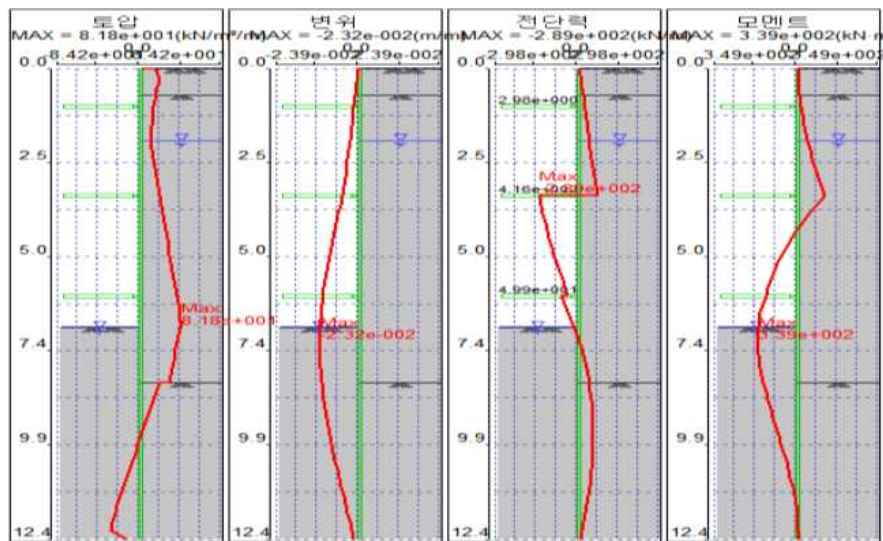


(b) 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽

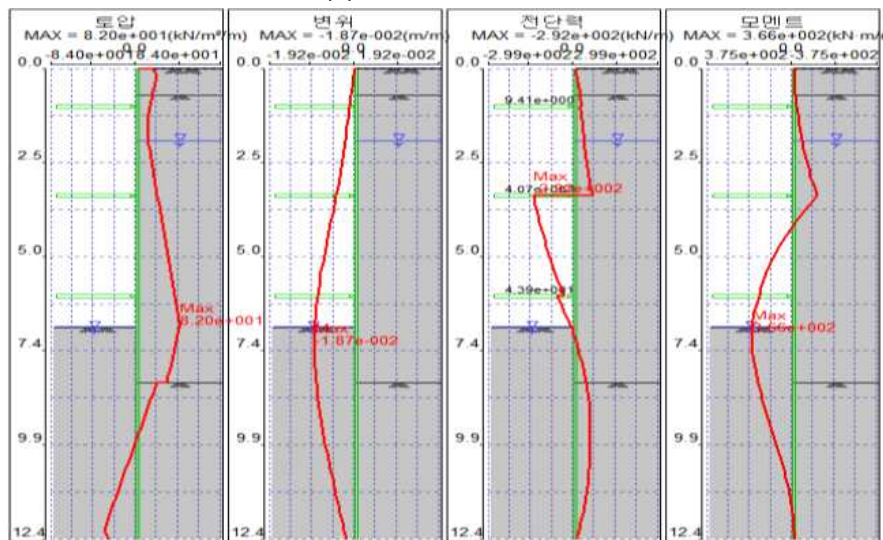
그림 3.6 시공 3단계 : 2단 지보재 시공의 단면력 비교

4) 시공 4단계 : 3단 지보재 시공

그림 3.7은 시공 4단계의 흙막이벽 단면력을 나타낸 것이다. 그림 3.7 (a)의 C.I.P 흙막이벽에 작용하는 휨모멘트는  $339.0\text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ , 전단력은  $289.0\text{ kN}/\text{m}$ , 최대 수평 변위는  $23.2\text{ mm}/\text{m}$ 로 산정되었다. 그림 3.7 (b)의 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽에 작용하는 휨모멘트는  $366.0\text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ , 전단력은  $292.0\text{ kN}/\text{m}$ 으로 산정되었으며 이때의 최대 변위는  $18.7\text{ mm}/\text{m}$ 로 산정되었다. 시공 1 / 2 단계와 동일하게 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽의 부재력이 C.I.P 흙막이벽보다 크게 산정되었고, 변위는 작게 산정되었다.



(a) C.I.P 흙막이벽

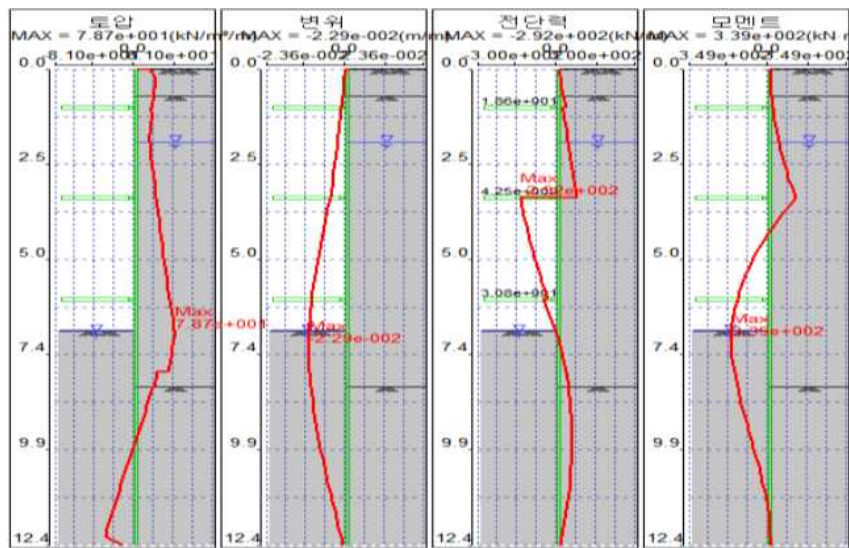


(b) 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽

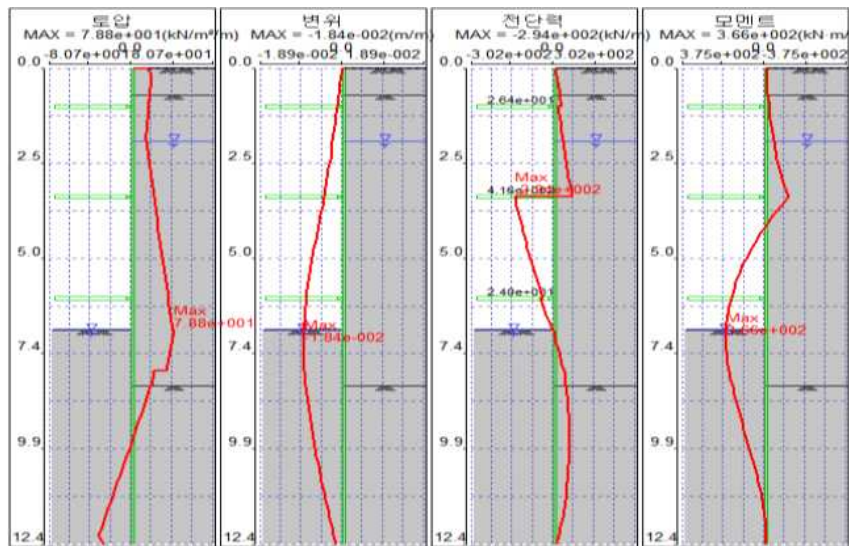
그림 3.7 시공 4단계 : 3단 지보재 시공의 단면력 비교

5) 시공 5단계 : 경험토압 검토

그림 3.8은 경험토압에 의한 흙막이벽 단면력을 나타낸 것이다. 그림 3.8 (a)의 C.I.P 흙막이벽에 작용하는 휨모멘트는  $339.0\text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ , 전단력은  $292.0\text{ kN}/\text{m}$ , 최대 수평변위는  $22.9\text{ mm}/\text{m}$ 로 산정되었다. 그림 3.8 (b)의 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽에 작용하는 휨모멘트는  $366.0\text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ , 전단력은  $294.0\text{ kN}/\text{m}$ 으로 산정되었으며 이때의 최대 변위는  $18.4\text{ mm}/\text{m}$ 로 산정되었다. 시공 1 / 2 단계와 동일하게 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽의 부재력이 C.I.P 흙막이벽보다 크게 산정되었고 변위는 작게 산정되었다.



(a) C.I.P 흙막이벽

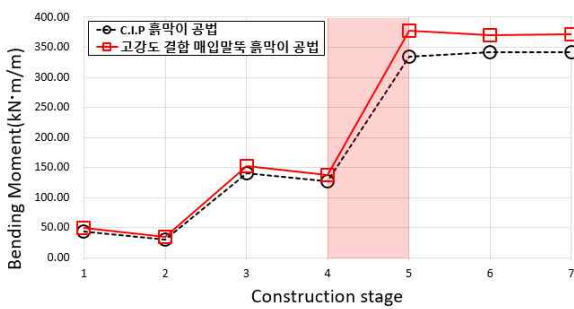


(b) 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽

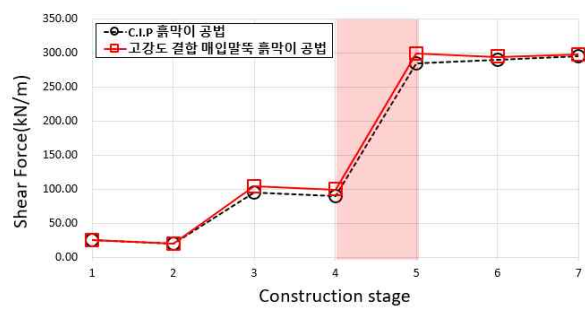
그림 3.8 경험토압에 의한 단면력 비교

그림 3.9는 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법과 C.I.P 흠막이 공법의 시공단계별 단면력을 비교한 것이다. C.I.P 흠막이 공법대비 변위는 최소 13.6% ~ 최대 19.7%가 감소하였고, 전단력은 최소 0.7% ~ 최대 4.7% 정도 증가하였다. 또한 휨모멘트의 경우 최소 4.5% ~ 최대 8.8%정도 증가하는 경향을 보였다.

최종굴착 전후인 시공 4~5단계에서 급격한 변화를 보이고 있으며, C.I.P 흠막이 공법 대비 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법에서 휨모멘트와 전단력이 크게 나타남을 알 수 있다.



(a) 휨모멘트



(b) 전단력



(c) 최대수평변위

그림 3.9 시공단계별 단면력 비교

### 3.2.5 근입장 검토

#### (1) 개요

그림 3.10에 제시된 바와 같이 모멘트 균형에 의한 근입깊이를 검토하였다. 근입깊이의 검토는 최종 굴착단계와 최종 굴착 전단계에서 검토하였으며, 배면에 작용되는 주동토압과 전면에 작용되는 수동토압의 모멘트 균형으로 산정하였다.

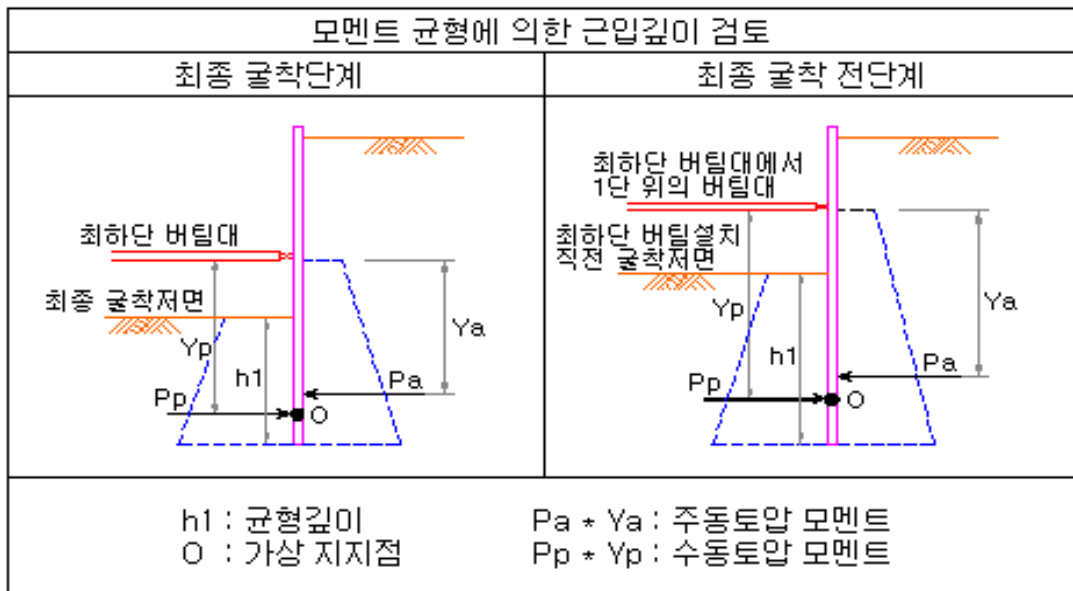


그림 3.10 모멘트 균형에 의한 근입깊이 검토

#### (2) 근입장 검토

표 3.8은 C.I.P 흙막이벽과 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽의 근입장을 검토한 것이다. 최종 굴착단계에서의 근입부 안전율은 C.I.P 흙막이벽이 1.506, 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽은 1.512로 산정되었다. 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽의 근입부 안전율이 소폭 크게 산정된 것은 흙막이벽의 강성 증가로 인해 주동토압뿐만 아니라 수동토압도 증가되었기 때문이다.

**표 3.8 흙막이벽의 근입장 검토**

구분		균형 깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
C.I.P	최종 굴착 단계	3.48	5.56	1790	2695.157	1.506	1.2	안전
	최종 굴착 전단계	4.143	8.56	4477.365	8282.857	1.85	1.2	안전
고강도 결합 매입 말뚝	최종 굴착 단계	3.466	5.57	1790	2706.019	1.512	1.2	안전
	최종 굴착 전단계	4.143	8.56	4477.364	8282.857	1.85	1.2	안전

### 3.2.6 굴착주변 침하량 검토(최종 굴착단계)

#### (1) 개요

일반적으로 지반 손실이라 하는데 지반 손실은 인접 구조물 기초 또는 지하매설물에 대하여 침하를 유발시켜 피해가 발생하므로 근접시공에서 매우 중요한 문제가 된다. 흙막이벽의 변위에 따른 주변지반의 침하는 토류벽 변위의 실측, 또는 계산에 의하여 구하고 그 변위로 부터 주변지반 침하를 추정하는 방법과 버팀구조와 주변지반을 일체로 하여 해석하는 방법이 있다.

어느 경우거나 토류벽의 횡방향 변위를 해석하는 방법에 지배되는데 현재까지 제안된 예측방법을 살펴보면 Peck (1969)의 곡선 : 계측 결과의 이용, Caspe (1966)의 방법 : 이론적 방법, Clough 등 (1989) 방법 : 계측결과 및 FEM 해석, Roscoe, Wroth 및 기타 : 소성론 개념, Tomlison의 방법 : FEM 해석을 위한 Simulation, Frey et al의 방법이 있다.

따라서, 굴착의 시공 계획에 있어서는 굴착에 따른 주변 지반의 변형을 추정하고 인접 건물에 대한 영향에 대하여 검토하여야 하는데 침하추정 방법은 상기와 같이 많은 학자의 주장이 있으나 학자에 따라 상당한 차이가 있다.

#### (2) 산정과정

굴착주변 침하량은 구조물기초설계기준해설(2018)에 제시된 Caspe(1966) 방법으로 검토하였다. 현재 침하량 예측을 위하여 실무에서 많이 사용하고 있는 Caspe방법은 1984년에 Bowles에 의하여 재정리된 것으로서 원래의 방법과는 계산자료와 비교적 잘 일치한다고 하였다. 해석을 위한 입력자료로는 깊이에 따른 벽체의 수평변위, 굴착깊이, 굴착 폭, 내부마찰각이 필요하다. 침하량 산정을 위한 세부사항은 다음과 같다.

벽체의 수평변위를 결정하며, 본 연구에서는 탄소정보법에 의한 산정치를 이용하였다. 벽체의 수평변위를 합하여 변위 체적( $V_s$ )을 구하며, 변위 체적을 구하기 위해서 양단면 평균법, 사다리꼴 공식 또는 Simpson의 1/2방법 등을 사용한다.

침하 영향권의 수평거리( $D$ )를 추정하며, 점토지반에서 침하영향권을 적용하기 위하여 Caspe가 제안한 방법은 굴착심도 ( $H_w$ )와 굴착폭( $B$ ) 계산하는 방법과 굴착영향 거리( $H_t$ )를 식 (3.6)에 따라 계산한다.



$$H_t = H_p + H_w \quad (3.6)$$

여기서,  $H_p = 0.5B \tan(45^\circ + \phi/2)$  ( $\phi > 0$ 인 경우),  $H_p = B$  ( $\phi = 0$ 인 경우)이다.

침하영향 거리  $D$ 는 식 (3.7)과 같다.

$$D = H_t \tan(45 - \phi/2) \quad (3.7)$$

또한, 벽체에서의 지표침하량  $S_w$ 를 구하는 식은 식 (3.8)과 같다.

$$S_w = \frac{4V_s}{D} \quad (3.8)$$

벽체에서 거리( $x$ )에 따른 침하량  $S_i$ 를 계산하는 방법은 식 (3.9)에 따라 계산한다.

$$S_i = S_w \left( \frac{D-x}{D} \right)^2 \quad (3.9)$$

### (3) 굴착주변 침하량 검토 결과

굴착주변 침하량은 구조물기초설계기준해설(2018)에 제시된 Caspe(1966) 방법으로 검토하였으며, 그 결과는 그림 3.11과 같다. 굴착주변 침하량은 현장타설말뚝 흠막이벽이 최대 46.89mm, 고강도 결합 매입말뚝 흠막이벽이 39.37mm로 산정되었으며, 고강도 결합 매입말뚝이 현장타설말뚝 흠막이벽에 비해 최대 침하량이 약 17% 정도 작게 산정되었다. 이는 흠막이벽의 강성이 커서 탄소성보법에 의한 벽체의 횡방향 변위가 작게 산정되었기 때문이다. 이로 인해 전체 수평변위로 인해 발생하는 체적변화( $V_s$ )가 감소되었기 때문이다.

그림 3.11은 Caspe(1966) 방법에 따른 침하량 검토 결과이다.

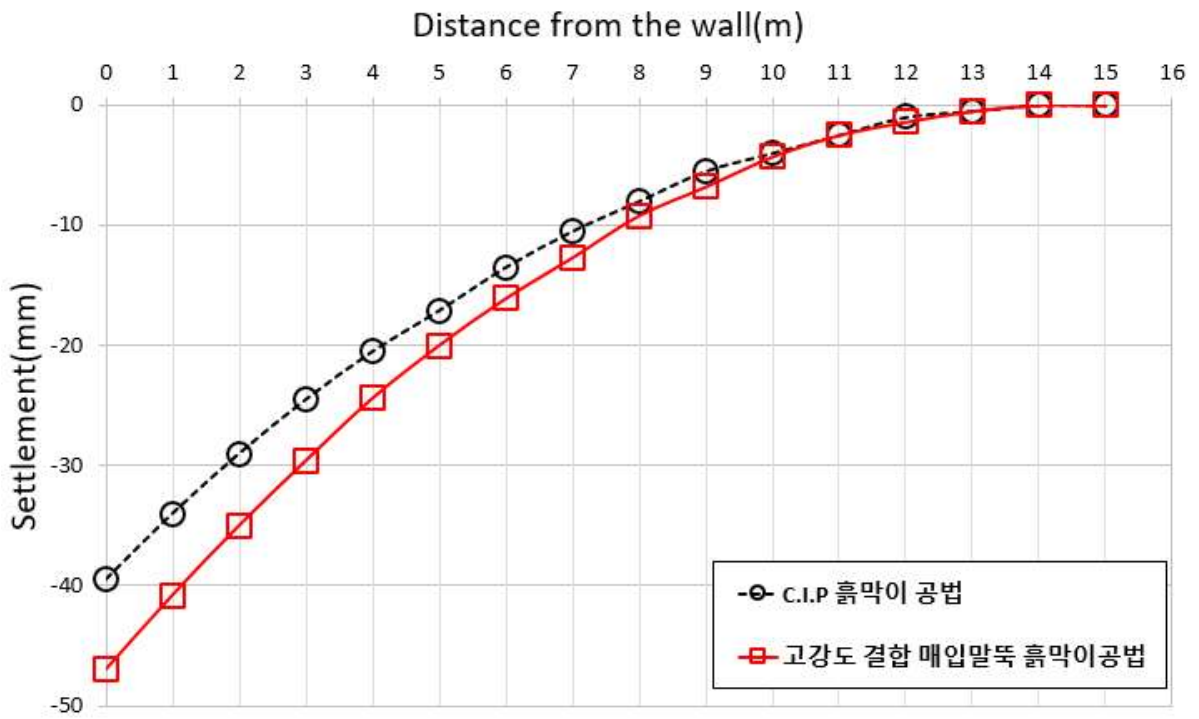


그림 3.11 굴착주변 침하량 검토결과

### 3.3 고강도 결합 매입말뚝 흠막이벽의 설계

#### 3.3.1 휨에 대한 검토

고강도 결합 매입말뚝 흠막이벽의 설계를 수행하였으며, 탄소정보법에 의해 산정된 고강도 결합 매입말뚝 흠막이벽의 단면력을 적용하였다.

고강도 결합 매입말뚝 흠막이벽의 휨에 대한 검토는 기성말뚝에 작용되는 발생 최대 휨모멘트( $M_{max}$ )와 균열 휨모멘트( $M_{cr}$ )를 비교하여 검토하였다. 이는 일반적인 ePHC 흠막이벽의 설계와 동일하다. 발생 최대 휨모멘트는 시공단계에서 검토된 최대 휨모멘트에서 PHC말뚝의 중심간(C.T.C)의 간격을 나누어 식 (3.10)과 같이 산정하였다.

$$M_{max} = \text{최대 휨모멘트} \times \text{C.T.C} \quad (3.10)$$

균열모멘트( $M_{cr}$ )는 표 3.9에 제시된 기성말뚝의 균열휨모멘트에서 도로교설계기준해설(2015)과 흠막이 가시설 세부설계기준(한국도로공사, 2005)에 제시된 가설구조물에 대한 허용응력증가계수 1.5를 적용하여 검토하였다.

$$M_{cr} = \text{균열모멘트} \times \text{가설시할증계수} \quad (3.11)$$

표 3.9 PHC말뚝의 균열휨모멘트와 전단강도

바깥지름 (mm)	종 류	균열휨모멘트 kN·m (tf·m)	전단강도 kN(tf)
400	A	54.0 (5.5)	148.1 (14.8)
	B	73.6 (7.5)	187.4 (18.7)
	C	88.3 (9.0)	204.0 (20.4)
450	A	73.6 (7.5)	180.5 (18.0)
	B	107.9 (11.0)	227.6 (22.8)
	C	122.6 (12.5)	248.2 (24.8)
500	A	103.0 (10.5)	228.6 (22.9)
	B	147.2 (15.0)	288.4 (28.8)
	C	166.8 (17.0)	313.9 (31.4)
600	A	166.8 (17.0)	311.0 (31.1)
	B	245.2 (25.0)	392.4 (39.2)
	C	284.5 (29.0)	427.7 (42.8)

표 3.10는 고강도 결합 매입말뚝 흠막이벽의 PHC말뚝의 휨에 대한 검토 결과를 나타낸 것이다. 발생 최대모멘트( $M_{max}$ )는  $183.0kN\cdot m$ 로 산정되었으며, 균열 휨모멘트( $M_{cr}$ )는  $228.8kN\cdot m$ 로 산정되었다. 따라서 기성말뚝은 탄성영역내에서 최대 휨모멘트가 발생되므로 안전한 것으로 나타났다.

표 3.10 고강도 결합 매입말뚝 흠막이벽의 PHC말뚝의 휨에 대한 검토 결과

기성말뚝의 중심간거리 (m)	최대모멘트 $M_{max}$ (kN.m/m)	발생 최대모멘트 $M_{max} / CTC$ (kN.m)	균열 휨모멘트 $M_{cr}$ (kN.m/m)	균열 휨모멘트 $M_{cr} \times 1.5$ (kN.m)	검토결과
0.50	366.0	183.0	147.2	228.8	안전

### 3.3.2 전단에 대한 검토

고강도 결합 매입말뚝 흠막이벽의 전단에 대한 검토는 휨에 대한 검토와 동일한 방법으로 검토한다. 기성말뚝에 작용되는 발생 최대 전단력( $S_{max}$ )와 전단강도( $S_{cr}$ )를 비교하여 검토한다. 이는 일반적인 ePHC 흠막이벽의 설계와 동일하다.

발생 최대 전단력은 시공단계에서 검토된 최대 전단력에서 PHC말뚝의 중심간(C.T.C)의 간격을 나누어 식 (3.12)와 같이 산정한다.

$$S_{max} = \text{최대 전단력} \times \text{C.T.C} \quad (3.12)$$

전단강도( $S_{cr}$ )는 표 3.11에 제시된 PHC말뚝의 전단강도에서 도로교설계기준해설(2015)에 제시된 가설구조물에 대한 허용응력증가계수 1.5를 적용하여 검토한다.

$$S_{cr} = \text{균열모멘트} \times \text{가설시할증계수} \quad (3.13)$$

표 3.11는 고강도 결합 매입말뚝 흠막이벽의 PHC말뚝의 전단에 대한 검토 결과를 나타낸 것이다. 발생 최대전단력( $S_{max}$ )는 147.0 kN로 산정되었으며, 전단강도( $S_{cr}$ )는 432.60 kN로 산정되었다. 따라서 PHC말뚝은 탄성영역내에서 최대 전단력이 발생되므로 안정한 것으로 나타났다.

표 3.11 고강도 결합 매입말뚝 흠막이벽의 PHC말뚝의 전단에 대한 검토 결과

기성말뚝의 중심간거리 (m)	발생 최대전단력 $S_{max}$ (kN/m)	발생 최대모멘트 $S_{max} / \text{CTC}$ (kN)	전단강도 $V_u$ (kN/m)	전단강도 $S_{cr} \times 1.5$ (kN)	검토결과
0.50	294.0	147.0	288.40	432.60	안전

### 3.4 탄소정보법에 의한 흙막이 가시설의 안정성 검토결과

휨 강도가 검증된 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽, C.I.P 흙막이벽을 탄소정보법으로 구조해석을 수행하고 흙막이 가시설의 안정성과 성능을 비교하였다.

흙막이벽의 단면력을 비교한 결과, 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽이 C.I.P 흙막이벽보다 부재력은 크게 산정되고 변위는 작게 산정되었다. 이는 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽의 휨 강성이 C.I.P 흙막이벽보다 크기 때문이다.

굴착주변 지반의 침하량을 검토한 결과, C.I.P 흙막이벽이 최대 46.89mm, 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽이 39.37mm로 산정되었으며, 고강도 결합 매입말뚝이 C.I.P 흙막이벽에 비해 최대 침하량이 약 17% 정도 작게 산정되었다. 이는 흙막이벽의 휨 강성이 커서 벽체의 횡방향 변위가 작게 산정되었기 때문이다. 이로 인해 배면지반의 체적변화( $V_s$ )가 감소되었기 때문이다.

현장지반을 대상으로 탄소정보법에 의해 산정된 최대 휨모멘트와 전단력을 적용하여 부재를 설계한 결과, 고강도 결합 매입말뚝은 모두 탄성영역 내에서 부재력이 발생되어 안전한 것으로 나타났다.

## 제 4 장 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 현장적용성 검증

### 4.1 개요

본 연구에서는 앞장에서 검증된 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 현장 적용성을 확인하고자 굴착대상지역에 대하여 계측기(지중경사계, 지하수위계, 지표침하계)를 매설하여 흠막이 공사후 현장지반의 거동특성을 확인하고자 하였다.

그림 4.1은 서울시 ○○구에 위치한 현장대상지반이며, 굴착규모는 약 가로 116.6m, 세로 67.5m가 되는 지하 3층의 굴착현장이다. 현장 특성상 사방이 모두 도로로 인접하고 있으며, 동쪽으로는 지하철노선이 인접하고 있다.



그림 4.1 굴착대상 지역

## 4.2 굴착대상 지역의 지반조사 결과 및 검토구간 선정

### 4.2.1 굴착대상 지역의 토질특성

표 4.1은 지층구성에 대한 요약표이다.

매립층은 현 지표를 이루고 있는 지층으로써 1.3~1.5m의 층후로 분포하고 있으며, 구성성분은 자갈섞인 실트질모래로 이루어져 있다. 표준관입시험 결과 N치는 4/30~7/30(회/cm)로 느슨한 상태로 분석되었다.

퇴적층(점토)은 비, 바람, 유수등의 물리적작용에 의해 형성된 지층으로써 3.4~5.0m의 층후로 분포하고 있으며, 퇴적층(모래)는 0.9~6.5m의 층후로 분포하고 있으며, 구성성분은 자갈섞인 모래로 이루어져 있고, 암회색의 포화상태이다. 표준관입시험 결과 N치는 5/30~25/30(회/cm)로 느슨~조밀한 상대밀도가 확인되었다.

풍화암은 0.9~1.9m, 연암층은 3.2~12.8m 층후로 확인되었다.

표 4.1 지층구성 요약

지층	구성성분	층후 (m)	N값 (TCR/RQD)
매립층	자갈섞인 실트질모래	0.0~3.0	4/30~7/30
퇴적층1	세립의 모래질실트/점토질실트	3.4~5.0	3/30~8/30
퇴적층2	실트질모래	0.9~6.5	5/30~6/30
퇴적층3	실트질모래	2.0~3.2	10/30~25/30
퇴적층4	모래 및 실트 섞인 자갈	5.6~7.1	30/30~50/30
풍화암	호성편마암의 풍화대	0.9~1.9	59/9~50/4
연암	호성편마암의 연암	3.2~12.8	(77~100/0~80)



### 4.2.2 설계 토질정수

설계 토질정수는 참고문헌을 기초로 하여 각 지층별 강도정수의 범위를 산정하였으며, 직접적으로 강도정수의 산출이 어려운 경우는 안전측 산출범위의 최소값을 선정하였다. 산정된 토질정수는 지질주상도를 이용하여 기존의 경험식 자료와 N값과의 관계를 이용하여 결정하였다.

표 4.2는 해석에 사용된 현장대상지반의 토질정수를 나타낸 것이다.

표 4.2 토질정수 산정결과

구 분	적용 N값	단위중량 ( $kN/m^3$ )		C ( $kN/m^2$ )	$\phi$ (deg)	지반반력계수 ( $kN/m^3$ )
		$\gamma_t$	$\gamma_{sub}$			
매립층	5/30	17.0	8.0	0	23.0	13,000
퇴적층1	4/30	16.0	7.0	20.0	15.0	17,000
퇴적층2	6/30	17.0	8.0	20.0	20.0	18,000
퇴적층3	19/30	18.0	9.0	0.0	28.0	22,000
퇴적층4	38/30	19.0	10.0	10.0	30.0	30,000
풍화암	50이상	21.0	12.0	29.0	30.0	38,000
연암	-	23.0	14.0	50.0	35.0	50,000

### 4.2.3 FEM 해석을 위한 변형계수 산정

FEM해석을 위한 변형계수 산정을 여러 제안식 및 기준서에서 제시하고 있는 경험식(N값의 관계식)을 이용하여 변형계수와 평균값으로 추정하였으며, 암반(연암) 구간은 현장시험 값을 기준으로 적용하였다.

표 4.3은 제안식에 따른 변형계수의 경험식을 나타낸 것이다.

**표 4.3 변형계수 경험식**

제안자	토질종류	경험식(MPa)
Schmertmann(1978)	실트 또는 모래질 실트	$E=0.4N$
	세립 또는 중립질 모래	$E=0.7N$
	조립질 모래	$E=1.0N$
	자갈질 모래 또는 자갈	$E=1.2\sim 0.4N$
Bowles(1988)	모래	$E=0.5(N+15)$
	실트, 모래질 실트, 점토질 실트	$E=0.3(N+6)$
	점토질 모래	$E=0.32(N+15)$
	자갈질 모래	$E=1.2(N+7)$
Hisatake	-	$E=0.5N+7$
구조물기초설계기준	모래	$E=0.766N, 0.5(N+15), 18+0.75N$
	점토질 모래	$E=0.32(N+15)$
	실트질 모래	$E=0.3(N+6)$
	자갈섞인 모래	$E=1.2(N+7)$
도로교시방서	-	$E=2.8N$

**표 4.4 변형계수 산정결과**

구 분	매립층 (자갈섞인 실트질모래)	퇴적층1 (세립의 모래질실트)	퇴적층2 (점토질 실트)	퇴적층3 (실트질 모래)	퇴적층4 (모래 및 실트섞인 자갈)	풍화암	연암
평균 N값	5	4	6	19	38	50	-
Schmertmann	2.0	1.6	2.4	7.6	-	-	-
Bowles	3.3	3.0	3.6	17.0	54.0	-	-
Hisatake	9.5	9.0	10.0	16.5	26.0	-	-
구조물기초설계 기준	-	-	-	8.0	14.1	-	-
도로교시방서	14.0	11.2	16.8	53.2	106.4	140	-
현장시험	-	-	-	-	-	-	950
적용	7.2	6.5	8.2	20.5	47.7	86.0	950

#### 4.2.4 검토구간 현황

검토구간의 경우 대상 현장지반에 대하여 A-A' ~ G-G' 단면까지 총 7개의 구간으로 나누어 굴착에 대한 지반의 단면력 검토를 수행하고자 하였다.

그림 4.2는 각 검토단면의 위치를 나타낸 것이고, 그림 4.3은 현장대상 지반의 흙막이벽 설치 전경을 나타낸 것이다.

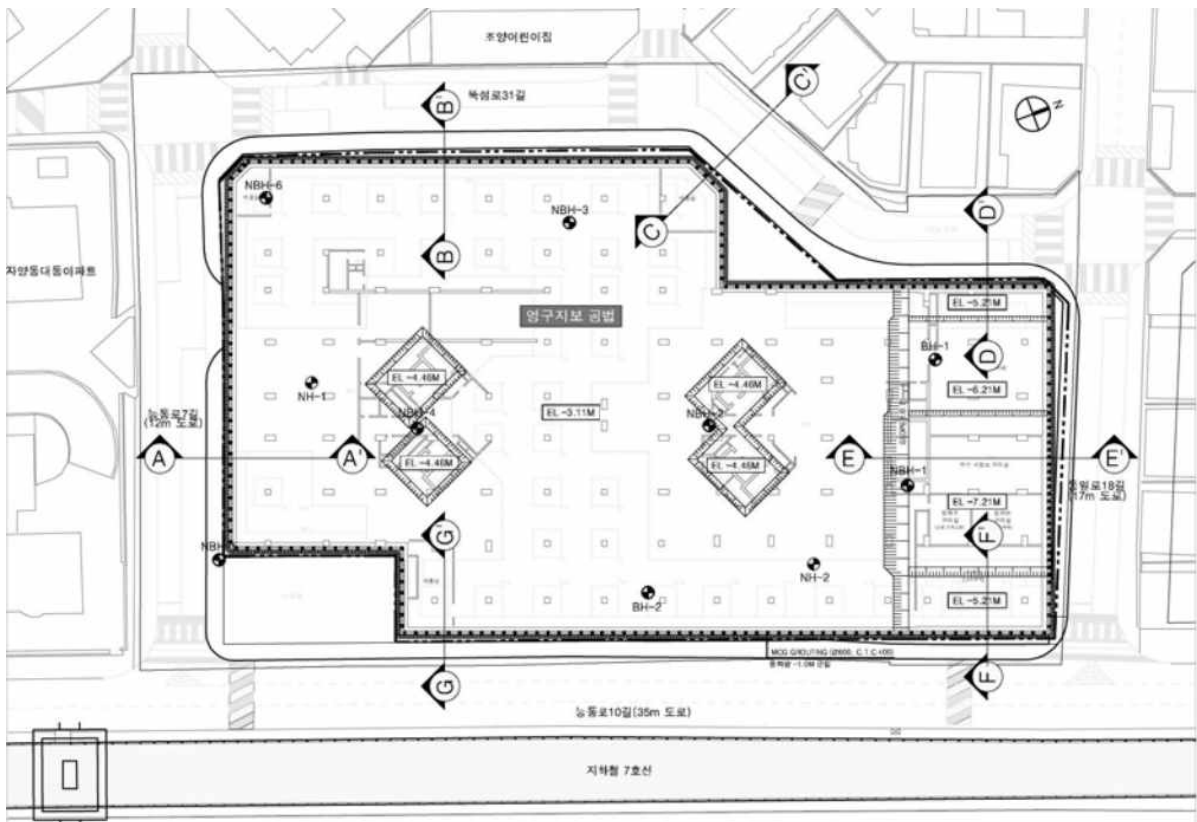


그림 4.2 사업구역내 굴착검토구간



(a) 굴착 1단계(지상 1층 생성)



(b) 굴착 2단계(지하 1층 생성)

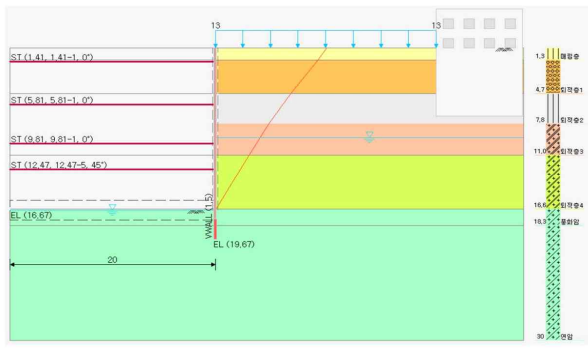
그림 4.3 흙막이벽 설치 전경

## 4.3 탄소성해석법에 따른 굴착구간 검토

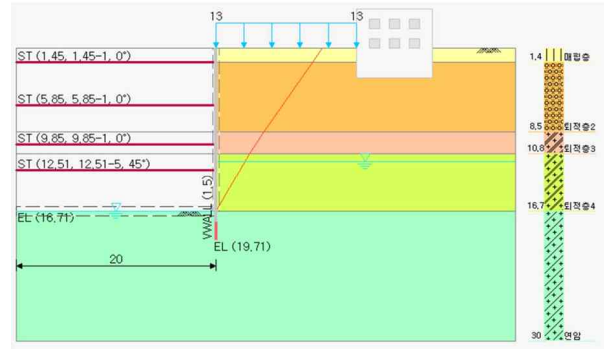
### 4.3.1 검토구간 현황

굴착구간의 경우 앞서 언급한 것처럼 7개의 구간으로 나누어 굴착공법의 현장적용성을 확인하고자 하였고, 수치해석 프로그램인 GEO-X(ver.4.6)을 사용하여 굴착단계별 지보공에 따른 흙막이벽의 변위, 전단력, 휨모멘트 및 지보공의 축방향력을 확인하고자 하였다.

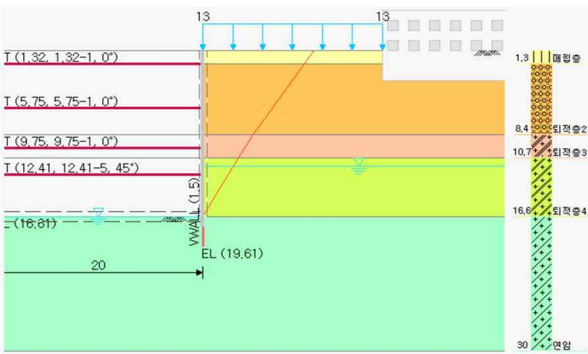
그림 4.4는 해당사업구간의 해석단면을 나타낸 것으로 탄소성해석법을 적용하여 검토를 수행하였다. Coulomb의 토압을 고려하여 적용하였고 지하수위 또한 모두 고려된 상태이다.



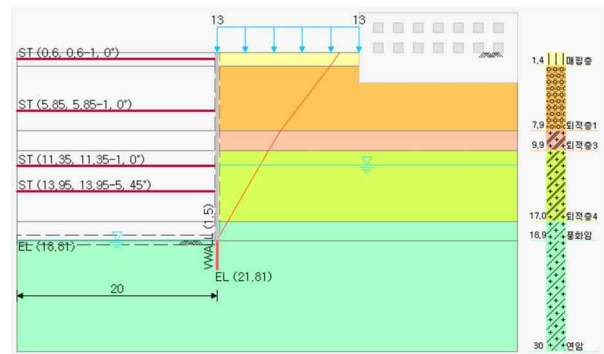
(a) A-A'



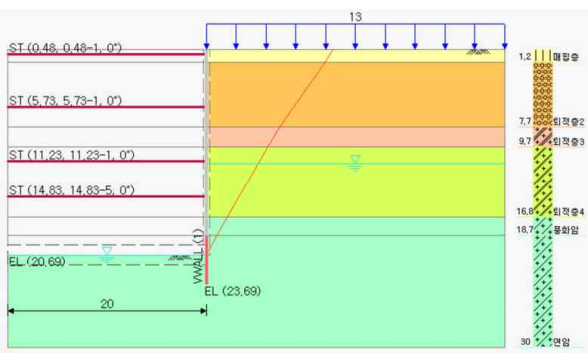
(b) B-B'



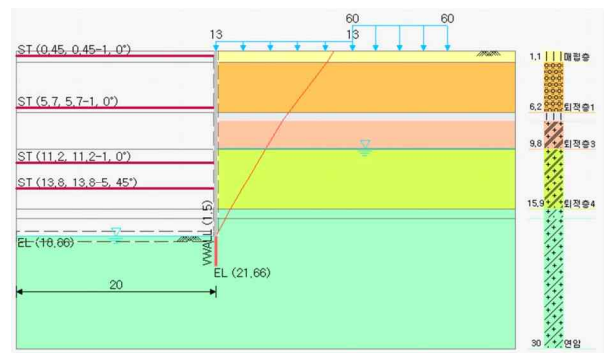
(c) C-C'



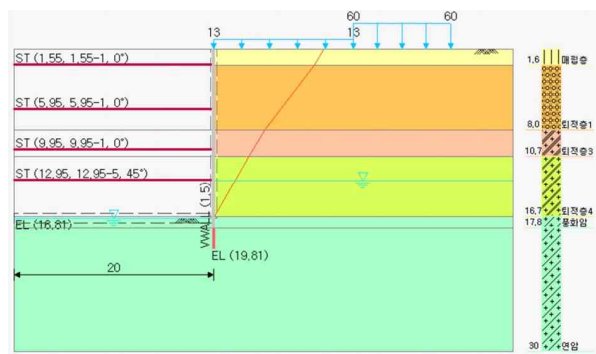
(d) D-D'



(e) E-E'



(f) F-F'



(g) G-G'

그림 4.4 해석단면

### 4.3.2 입력데이터

탄소성해석을 위한 입력데이터는 지층조건, 흙막이 제원, 지보재, 벽체와 슬래브 등이 있으며 다음 표 4.5~4.10과 같다. 본 절에서는 대표단면인 A-A'단면에 대한 탄소성해석 검토 내용만을 수록하였다.

**표 4.5 지층조건**

구분	지층	깊이 (m)	$\gamma_t$ ( $kN/m^3$ )	$\gamma_{sub}$ ( $kN/m^3$ )	C ( $kN/m^2$ )	$\phi$ (deg)	N값	수평지반 반력계수 ( $kN/m^3$ )
1	매립층	1.26	17.0	8.0	0.0	23.0	5	13000
2	퇴적층1	4.66	16.0	7.0	20.0	15.0	4	17000
3	퇴적층2	7.76	17.0	8.0	20.0	20.0	6	18000
4	퇴적층3	10.96	18.0	9.0	0.0	28.0	19	22000
5	퇴적층4	16.56	19.0	10.0	10.0	30.0	38	30000
6	풍화암	18.26	21.0	12.0	29.0	30.0	50	38000
7	연암	30.00	23.0	14.0	50.0	35.0	50	50000

**표 4.6 흙막이벽**

구분	이름	형상	단면(mm)	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	고강도 결합 매입말뚝	기성말뚝	-	-	17.56	1
2	H-PILE	H-PILE	H 300×300×10/15	SS400	19.67	1.5



**표 4.7 지보재**

구분	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점길이 (m)	초기작용력	개수
1	지상1층	슬래브두께:0.25m	C24	0.41	1	10	0	1
2	지하1층	슬래브두께:0.2m	C24	5.81	1	10	0	1
3	지하2층	슬래브두께:0.2m	C24	9.81	1	10	0	1
4	역 RK	H 300×300×10/15	SM490	12.47	5	4	0	1

**표 4.8 벽체와 슬래브**

구분	이름	설치깊이 (m)	상단깊이 (m)	하단깊이 (m)	재질	두께 (m)	뒤채움
1	벽체	20	0	16.67	C24	0.5	-
2	기초	16.67	0	20	C24	2	-

**표 4.9 상재하중**

구분	이름	작용위치	작용형식
1	도로하중	배면(우측)	상시하중

**표 4.10 인접구조물**

구분	이름	기준위치(x) (m)	기준위치(z) (m)	건물폭 (m)	추가하중 (kN)	하중분포
1	○○아파트	21.5	7	8.4	w1=270,w2=270	2:1분포법

### 4.3.3 시공단계 및 해석조건

표 4.11은 흙막이 가시설의 시공단계를 설정한 것이다. 흙막이벽의 안정성 검토와 성능검증이 목표이므로, 굴착 이후의 구조물 시공단계를 검토하지 않았다. 표 4.2에 제시된 흙막이벽을 각각 적용하고 지보재는 총 4개소에 적용하였다. 시공 1단계는 굴착깊이 2.91m까지의 굴착이며 시공 2단계는 1단 지보재의 시공이다. 시공 3단계는 7.31m까지의 굴착이며, 시공 4단계는 2단 지보재의 시공이다. 이와 같은 방법으로 9단계까지 시공을 진행하였다.

**표 4.11 시공단계**

구분	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 및 슬래브 설치깊이(m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	2.91	-	-	-	-	-	-	×	×
2	-	지상1층		-	-	-	-	×	×
3	7.31	-	-	-	-	-	-	×	×
4	-	지하1층		-	-	-	-	×	×
5	11.31	-	-	-	-	-	-	×	×
6	-	지하2층		-	-	-	-	×	×
7	13.47	-	-	-	-	-	-	×	×
8	-	역RK		-	-	-	-	×	×
9	16.67	-	-	-	-	-	-	×	×

### 4.3.4 해석결과

표 4.12는 흙막이 가시설의 시공단계별 부재력을 나타낸 것이다.

**표 4.12 흙막이 벽체 부재력 집계**

시공단계	굴착깊이 (m)	전단력(kN)				모멘트(kN·m)			
		Max (kN)	깊이 (m)	Min (kN)	깊이 (m)	Max (kN)	깊이 (m)	Min (kN)	깊이 (m)
CS1 : 굴착 2.91m	2.91	19.96	2.9	-12.94	5.8	2.69	16.1	-38.61	3.8
CS2 : 생성 지상1층	2.91	19.96	2.9	-12.94	5.8	2.69	16.1	-38.61	3.8
CS3 : 굴착 7.31m	7.31	45.79	7.8	-37.77	1.4	77.55	5.0	-40.72	10.2
CS4 : 생성 지하1층	7.31	45.79	7.8	-37.77	1.4	77.55	5.0	-40.72	10.2
CS5 : 굴착 11.31m	11.31	113.74	12.1	-159.35	5.8	205.87	9.8	-148.42	5.8
CS6 : 생성 지하2층	11.31	11.365	12.1	-159.32	5.8	205.87	9.8	-148.40	5.8
CS7 : 굴착 13.47m	13.47	108.62	14.8	-200.15	9.8	231.81	12.5	-106.41	5.8
CS8 : 생성 역RK	13.47	108.37	14.8	-200.09	9.8	231.81	12.5	-106.40	5.8
CS9 : 굴착 16.67m	16.67	160.80	17.1	-298.32	12.5	346.94	15.2	-94.08	5.8
TOTAL		160.80	17.1	-298.32	12.5	346.94	15.2	-148.42	5.8

표 4.13은 흙막이 가시설의 시공단계별 지보재 반력을 나타낸 것이다.

**표 4.13 지보재 반력 집계**

시공단계	굴착깊이 (m)	지상1층	지하1층	지하2층	역RK	비고
		1.41(m)	5.81(m)	9.81(m)	12.47(m)	
CS1 : 굴착 2.91m	2.91	-	-	-	-	
CS2 : 생성 지상1층	2.91	0.00	-	-	-	
CS3 : 굴착 7.31m	7.31	48.72	-	-	-	
CS4 : 생성 지하1층	7.31	48.72	0.00	-	-	
CS5 : 굴착 11.31m	11.31	-1.72	218.31	-	-	
CS6 : 생성 지하2층	11.31	-1.71	218.27	0.11	-	
CS7 : 굴착 13.47m	13.47	7.82	138.39	267.64	-	
CS8 : 생성 역RK	13.47	7.82	138.37	267.60	0.30	
CS9 : 굴착 16.67m	16.67	10.61	121.60	178.95	371.30	
TOTAL		48.72	218.31	267.64	381.30	

### 4.3.5 시공단계별 단면력도

그림 4.5는 시공 1단계 흙막이벽의 단면력을 나타낸 것이다.

시공 1단계의 경우 굴착깊이는 2.91m이며 버팀대 미설치 상태이다. 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽에 작용하는 휨모멘트는  $38.6kN \cdot m$ , 전단력은  $20.0kN$ 으로 산정되었으며 이때의 최대변위는  $4.80mm$ 로 산정되었다.

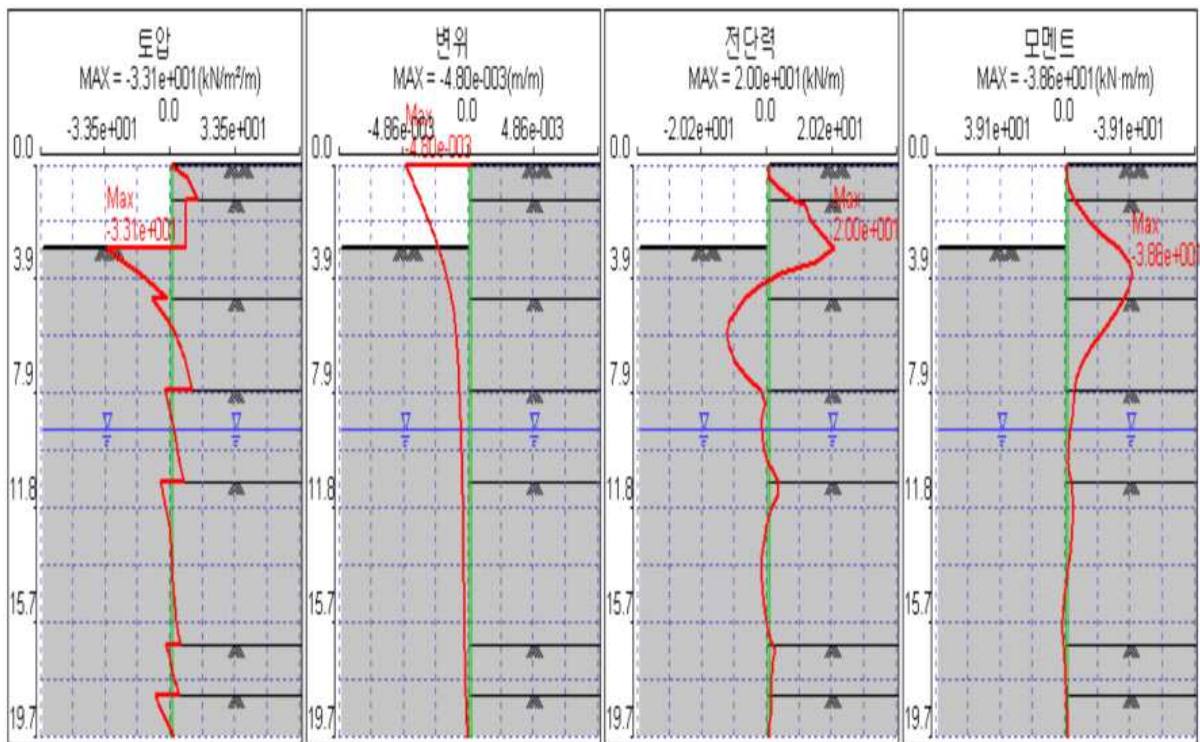


그림 4.5 시공 1단계(굴착 2.91m)

그림 4.6은 시공 2단계 흙막이벽의 단면력을 나타낸 것이다.

시공 2단계의 경우 굴착깊이는 2.91m이며, 버팀대가 설치된 상태이다. 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽에 작용하는 휨모멘트는  $38.6kN \cdot m/m$ , 전단력은  $20.0kN/m$ 으로 산정되었으며 이때의 최대변위는  $4.80mm/m$ 로 산정되었다.

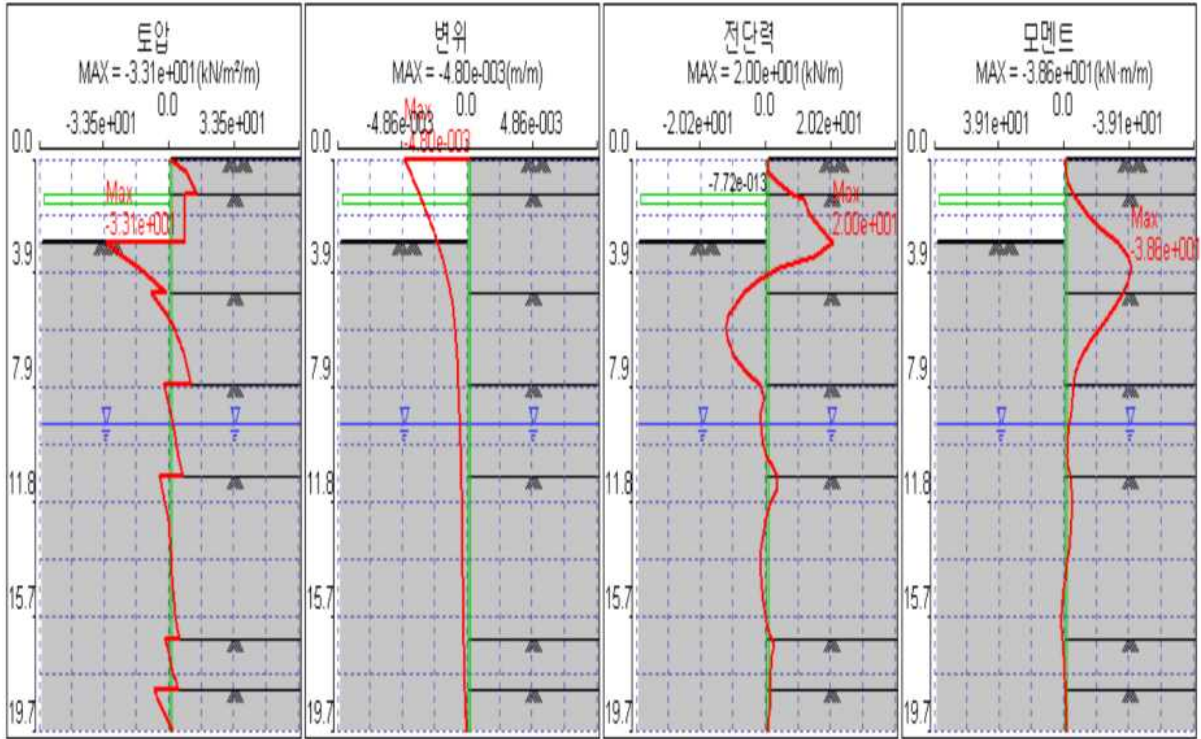


그림 4.6 시공 2단계(생성 지상1층)

그림 4.7은 시공 3단계 흙막이벽의 단면력을 나타낸 것이다.

시공 3단계의 경우 굴착깊이는 7.31m이며 버팀대 미설치 상태이다. 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽에 작용하는 휨모멘트는  $77.6kN \cdot m/m$ , 전단력은  $45.8kN/m$ 로 산정되었으며 이때의 최대변위는  $5.44mm/m$ 로 산정되었다.

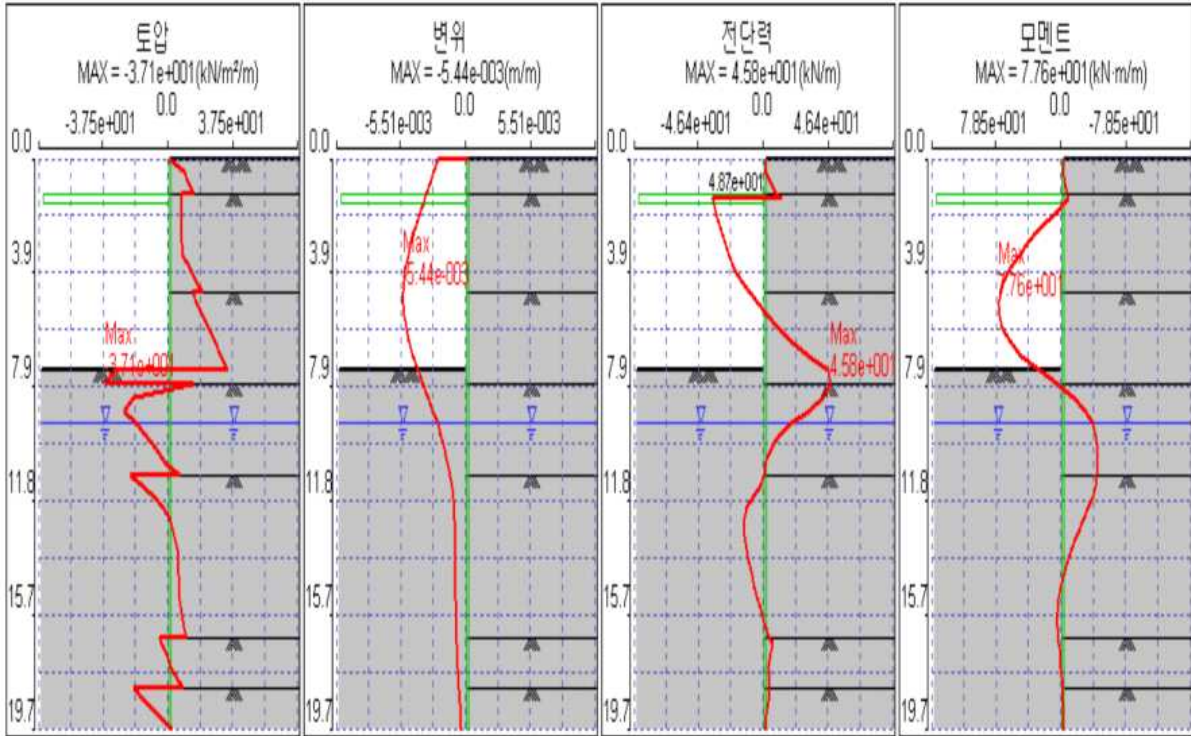


그림 4.7 시공 3단계(굴착 7.31m)

그림 4.8은 시공 4단계 흙막이벽의 단면력을 나타낸 것이다.

시공 4단계의 경우 버팀대가 설치된 상태이며, 지하 1층 생성 단계이다. 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽에 작용하는 휨모멘트는  $77.6kN \cdot m/m$ , 전단력은  $45.8kN/m$ 으로 산정되었으며 이때의 최대변위는  $5.44mm/m$ 로 산정되었다.

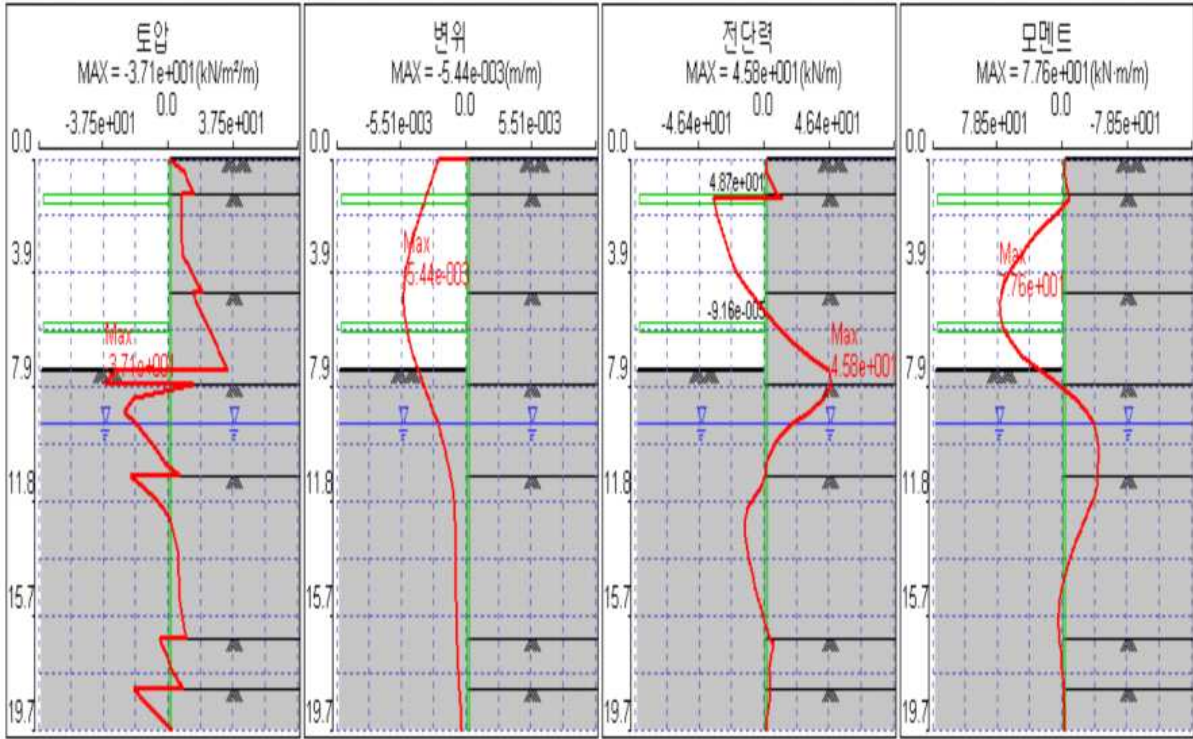


그림 4.8 시공 4단계(생성 지하1층)



그림 4.9는 시공 5단계 흙막이벽의 단면력을 나타낸 것이다.

시공 5단계의 경우 굴착깊이는 11.31m이며 버팀대 미설치 상태이다. 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽에 작용하는 휨모멘트는  $20.6kN \cdot m/m$ , 전단력은  $15.9kN/m$ 으로 산정되었으며 이때의 최대변위는  $1.07mm/m$ 로 산정되었다.

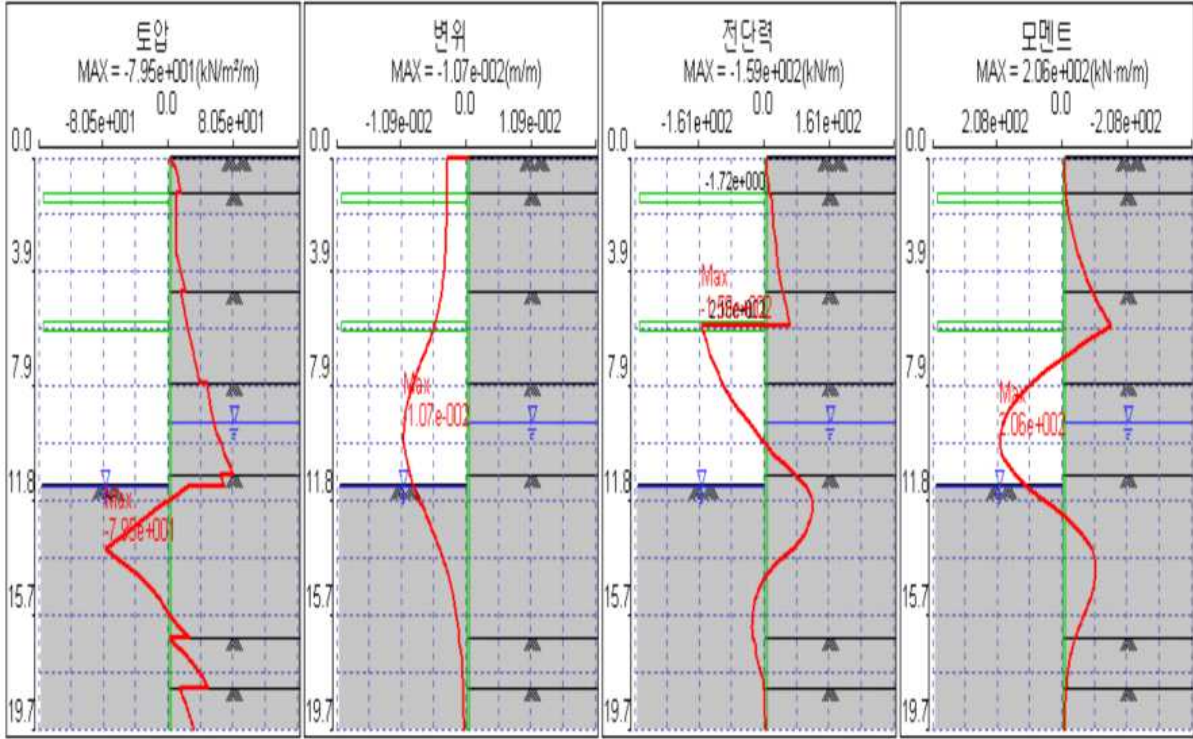


그림 4.9 시공 5단계(굴착 11.31m)

그림 4.10은 시공 6단계 흙막이벽의 단면력을 나타낸 것이다.

시공 6단계의 경우 굴착깊이는 11.31m이며 버팀대 설치후 지하 2층이 생성된 상태이다. 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽에 작용하는 휨모멘트는  $20.6kN \cdot m/m$ , 전단력은  $15.9kN/m$ 으로 산정되었으며 이때의 최대변위는  $1.07mm/m$ 로 산정되었다.

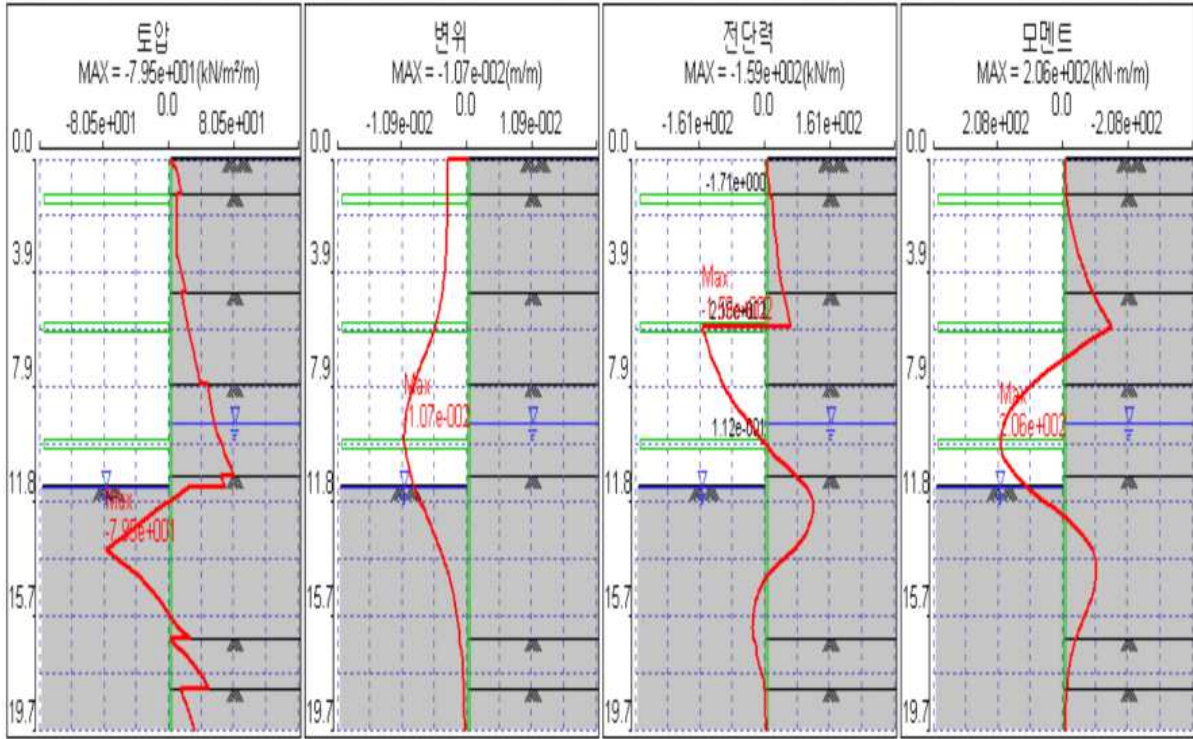


그림 4.10 시공 6단계(생성 지하2층)

그림 4.11은 시공 7단계 흙막이벽의 단면력을 나타낸 것이다.

시공 7단계의 경우 굴착깊이는 13.47m이며 버팀대 미설치 상태이다. 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽에 작용하는 휨모멘트는  $23.2kN \cdot m/m$ , 전단력은  $20.0kN/m$ 으로 산정되었으며 이때의 최대변위는  $1.35mm/m$ 로 산정되었다.

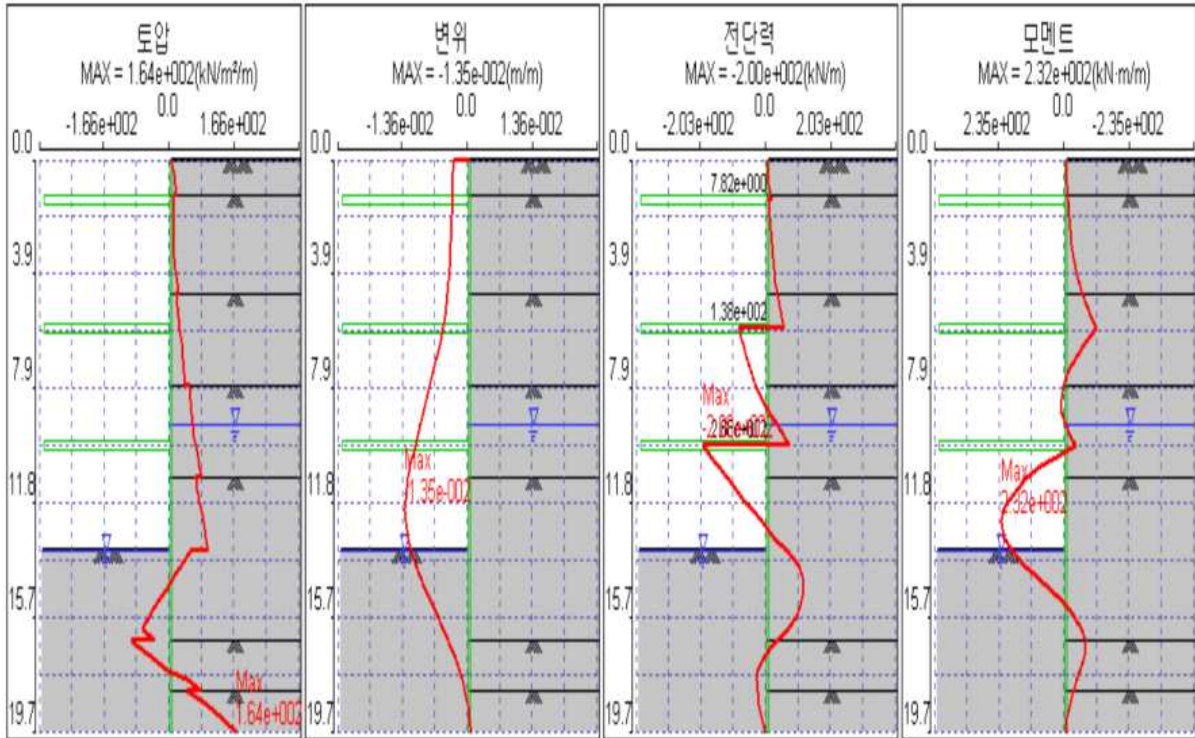


그림 4.11 시공 7단계(굴착 13.47m)

그림 4.12는 시공 8단계 흙막이벽의 단면력을 나타낸 것이다.

시공 8단계의 경우 굴착깊이는 13.47m이며 버팀대가 설치된 상태이다. 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽에 작용하는 휨모멘트는  $23.2kN \cdot m/m$ , 전단력은  $20.0kN/m$ 으로 산정되었으며 이때의 최대변위는  $1.35mm/m$ 로 산정되었다.

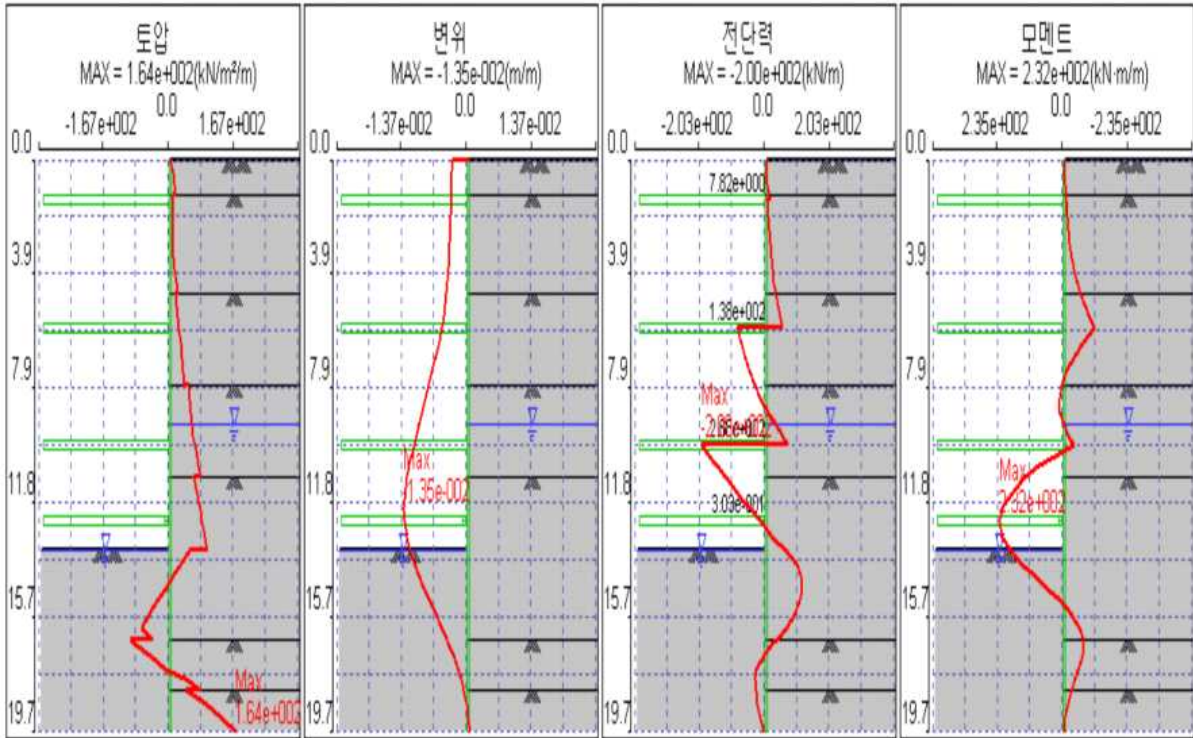


그림 4.12 시공 8단계(생성 역RK)

그림 4.13은 시공 9단계 흙막이벽의 단면력을 나타낸 것이다.

시공 9단계의 경우 A-A'굴착단면의 마지막 단계로써 굴착깊이는 16.67m이다. 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽에 작용하는 휨모멘트는  $34.7kN \cdot m/m$ , 전단력은  $29.8kN/m$ 으로 산정되었으며 이때의 최대변위는  $2.04mm/m$ 로 산정되었다.

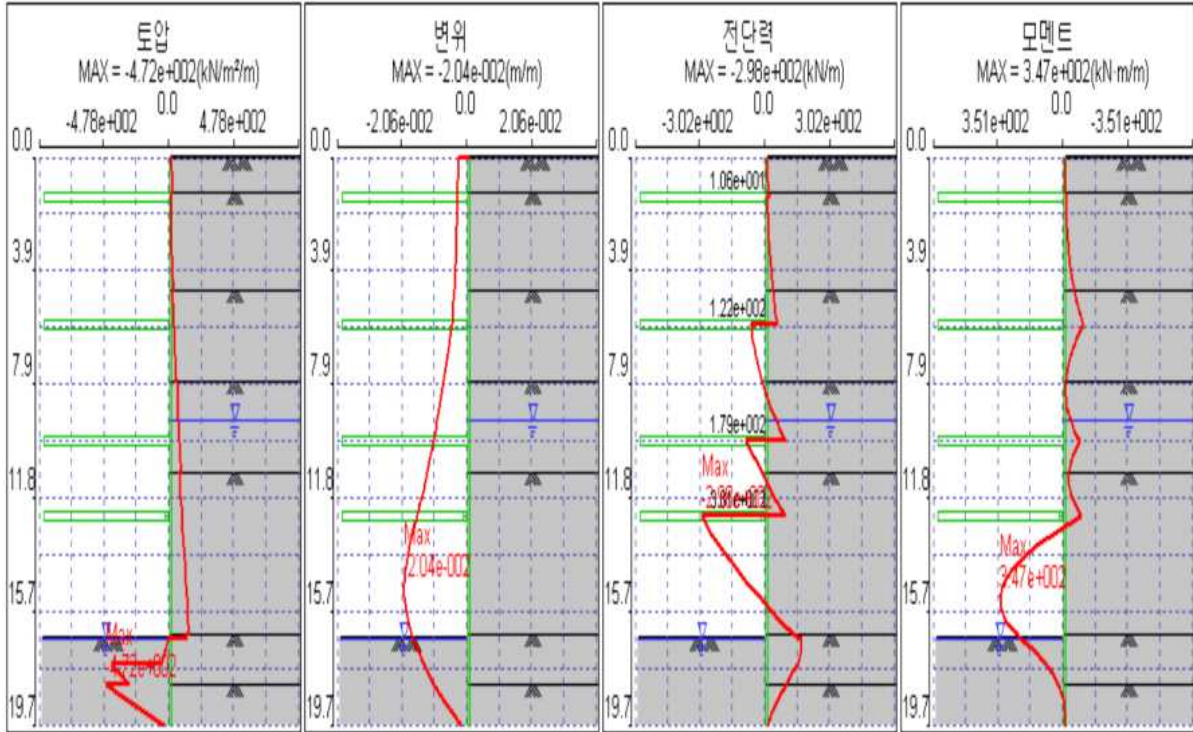


그림 4.13 시공 9단계(굴착 16.67m)

### 4.3.6 근입장검토

그림 4.14와 같이 모멘트 균형에 의한 근입깊이를 검토하였다. 근입깊이의 검토는 최종 굴착단계와 최종굴착 전단계에서 검토하였으며, 배면에 작용되는 주동토압과 전면에 작용되는 수동토압의 모멘트 균형으로 산정하였다.

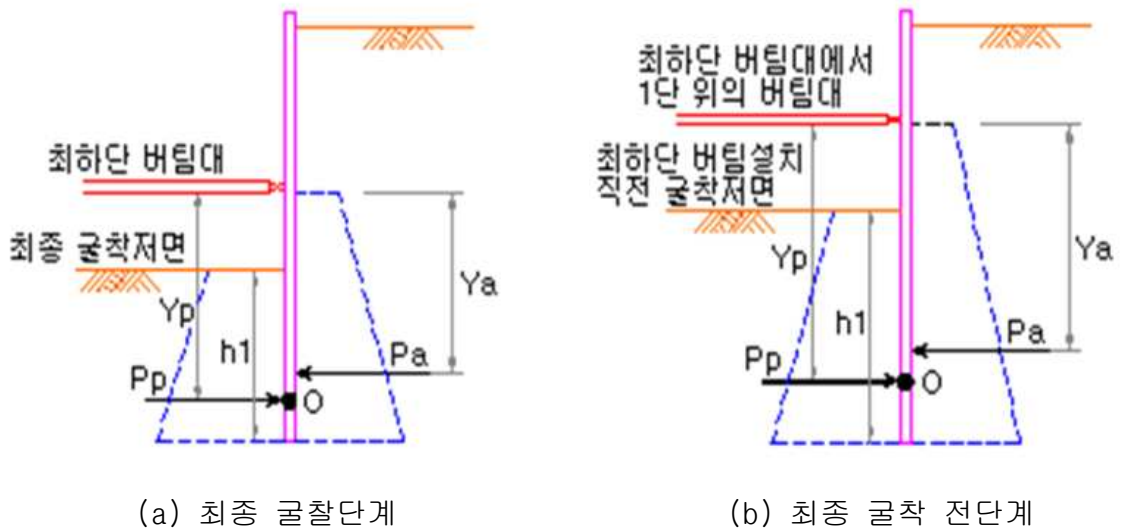


그림 4.14 모멘트 균형에 의한 근입깊이 검토

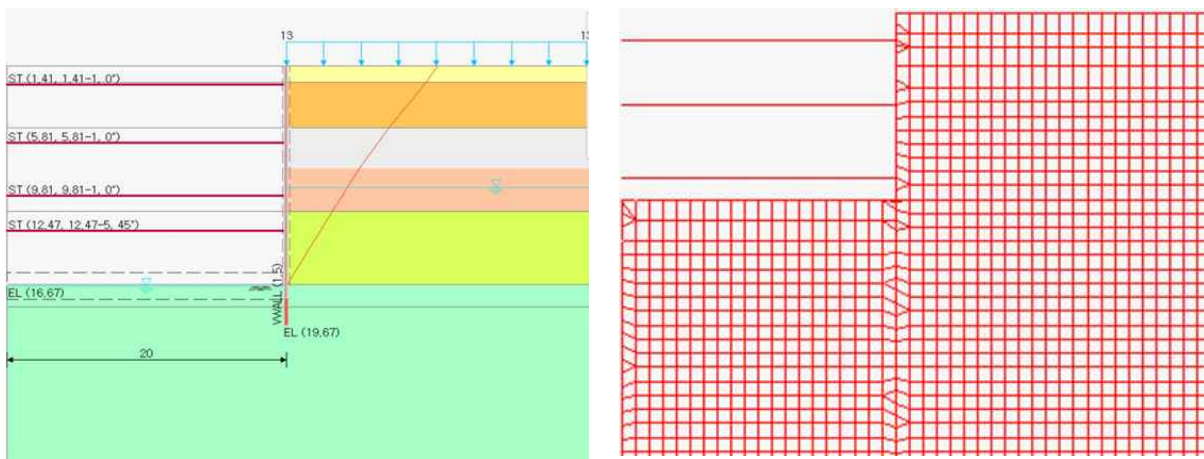
표 4.14 근입장 검토 결과

구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	1.851	3.000	3085.138	6162.964	1.998	1.200	안전
최종 굴착 전단계	3.135	6.200	5514.318	17248.860	3.128	1.200	안전

## 4.4 유한요소해석

본 절에서는 유한요소해석에 따른 침하량을 검토하였다. 앞절에서 언급했듯이 탄소정보법은 유한요소해석법이 아닌 지반의 굴착단계별 단면력을 확인하기 위한 것으로, 정확한 침하량 검토를 위하여 MIDAS사의 지반해석프로그램인 GTS-NX를 이용하여 각 단면별 침하량 검토를 수행하였다.

다음 그림 4.15는 유한요소해석을 위한 기하형상과 요소망을 나타낸 것이다.



(a) 탄소정보법에 의한 해석단면

(b) 유한요소해석의 요소망

그림 4.15 유한요소해석을 위한 기하형상과 요소망

### 4.4.1 Soil Model & Input Data

침하량 검토시 사용된 지반의 모델은 Mohr-Coulomb 모델을 적용하였다. Mohr-Coulomb 모델은 그림 4.16과 같이 대부분의 지반을 모사하는데 사용되는 모델로 일반적인 지반 비선형 해석에 대해 충분히 신뢰성 있는 결과를 확인할 수 있다.

그림 4.16은 Mohr-Coulomb 모델의 응력경로를 나타낸 것이고 표 4.15는 해석시 사용된 입력데이터를 나타낸 것이다.

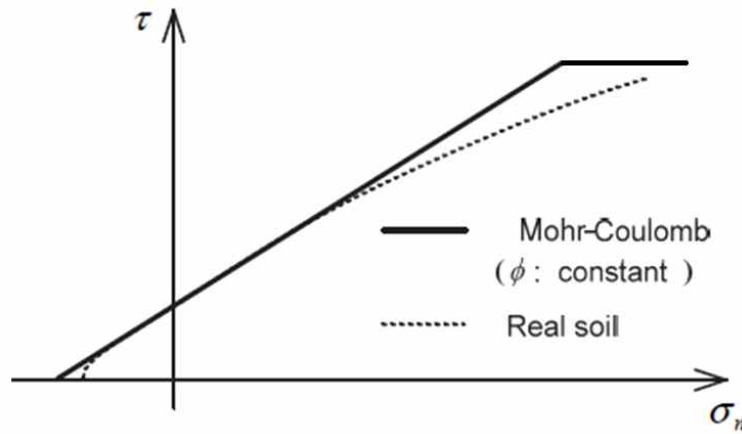


그림 4.16 Mohr-Coulomb 모델

표 4.15 입력데이터

구분	지층	깊이 (m)	$\gamma_t$ ( $kN/m^3$ )	$\gamma_{sub}$ ( $kN/m^3$ )	C ( $kN/m^2$ )	$\phi$ (deg)	N값	수평지반 반력계수 ( $kN/m^3$ )
1	매립층	1.26	17.0	8.0	0.0	23.0	5	13000
2	퇴적층1	4.66	16.0	7.0	20.0	15.0	4	17000
3	퇴적층2	7.76	17.0	8.0	20.0	20.0	6	18000
4	퇴적층3	10.96	18.0	9.0	0.0	28.0	19	22000
5	퇴적층4	16.56	19.0	10.0	10.0	30.0	38	30000
6	풍화암	18.26	21.0	12.0	29.0	30.0	50	38000
7	연암	30.00	23.0	14.0	50.0	35.0	50	50000



### 4.4.2 침하량 검토 결과

그림 4.17은 FEM해석시 연직변위의 분포도를 나타낸 것으로 각 단면의 침하량 경향을 확인할 수 있다.

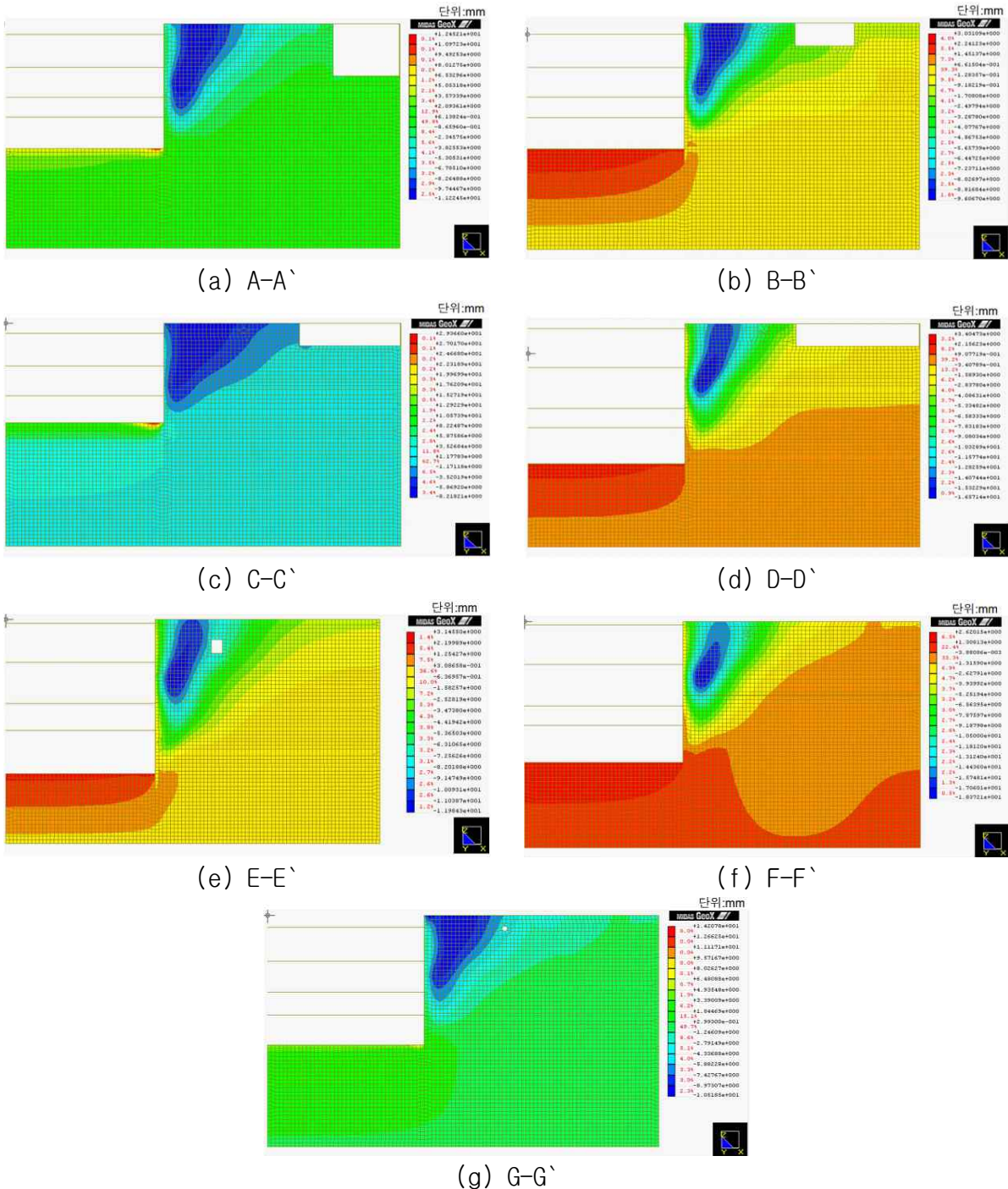
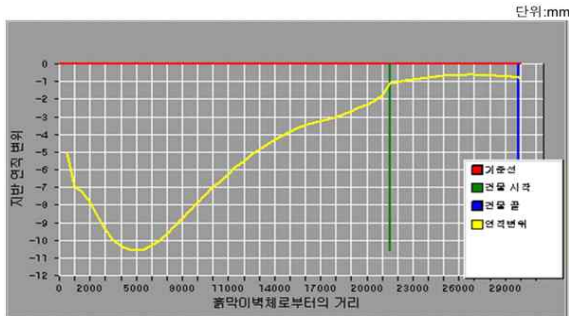
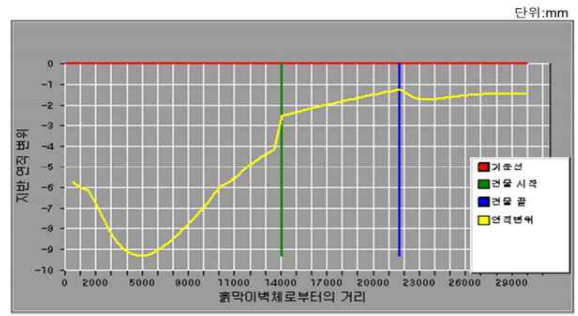


그림 4.17 FEM해석 연직변위 분포도

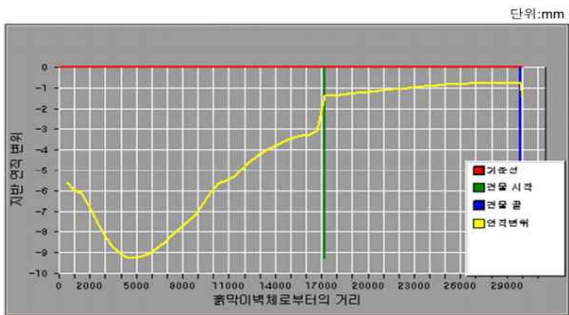
그림 4.18은 각 단면별 굴착주변의 침하량을 검토한 것으로 A-A'단면의 굴착주변 침하량을 검토한 것으로 최대 10.6mm로 확인할 수 있다. B-B'단면부터 G-G'단면의 경우 9.3mm, 9.3mm, 14.5mm, 10.2mm, 14.7mm, 10.3mm로 확인할 수 있다.



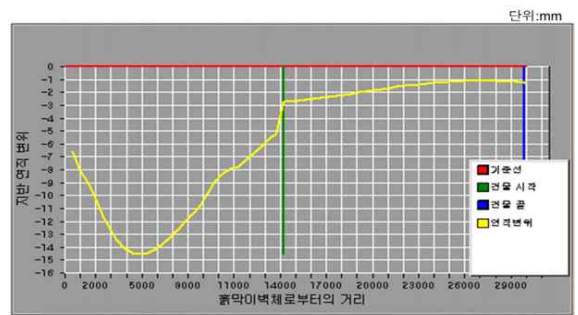
(a) A-A'



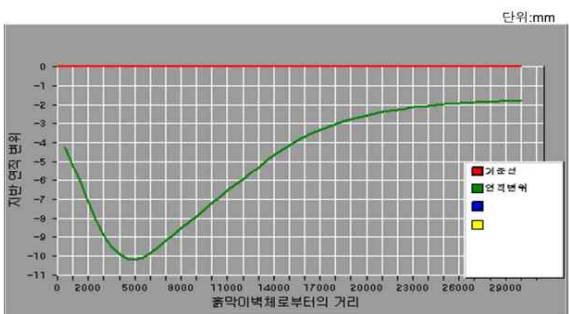
(b) B-B'



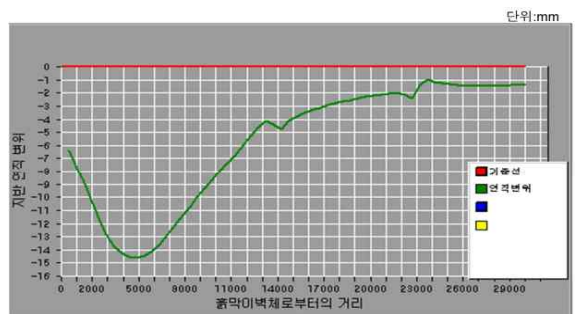
(c) C-C'



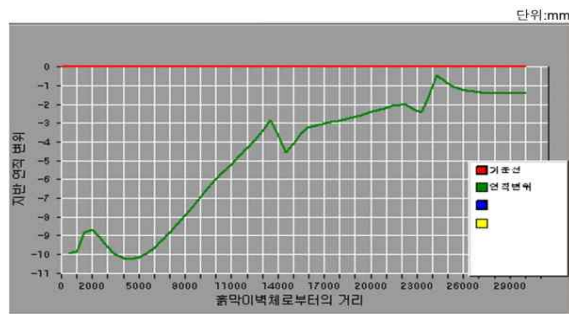
(d) D-D'



(e) E-E'



(f) F-F'



(g) G-G'

그림 4.18 굴착주변 침하량 검토

### 4.4.3 휨, 전단에 대한 검토

휨 및 전단에 대한 검토는 3장에서 이론과 동일하게 적용하였으며 그 결과는 다음 표 4.16~4.17과 같다.

**표 4.16 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽의 기성말뚝의 휨에 대한 검토 결과**

기성말뚝의 중심간거리 (m)	최대모멘트 Mmax (kN.m/m)	발생 최대모멘트 Mmax / CTC (kN.m)	균열 휨모멘트 Mcr (kN.m/m)	균열 휨모멘트 Mcr × 1.5 (kN.m)	검토결과
0.50	220.8	173.5	147.2	228.8	안전

**표 4.17 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽의 기성말뚝의 전단에 대한 검토 결과**

기성말뚝의 중심간거리 (m)	발생 최대전단력 Smax (kN/m)	발생 최대모멘트 Smax / CTC (kN)	전단강도 Vu (kN/m)	전단강도 Scr × 1.5 (kN)	검토결과
0.50	432.6	149.2	288.40	432.60	안전

## 4.5 가시설 흙막이 계측 분석 및 결과

### 4.5.1 개요

현장계측은 다양한 거동을 밝힐 수 있도록 많은 위치를 선정하는 것이 합리적이거나, 토류구조물 공사가 본체 구조물을 축조하기 위한 가시설 구조물이므로 합리적, 경제적인 측면에서 토류구조물 및 배면지반의 거동을 대표할 수 있는 최소한의 측정점을 선정하는 것이 효과적이다.

계측지점을 선택함에 있어서 일반적으로 고려해야 할 사항은 원위치 시험 등에 의해 지반조건이 충분히 파악되어야 하는 곳이며, 토류구조물을 대표할 수 있는 장소여야 한다. 토류구조물이나 지반에 특수한 조건이 있어 공사에 영향을 미칠 것으로 예상되는 장소이거나 중요구조물이 인접된 곳이 좋다

하천 주위 등 지하수의 분포가 다량이고 수위의 상승, 하강이 빈번한 곳이나 가능한 공사에 의해 계측기의 훼손이 적은 곳을 선정하는 것이 합리적이다.

### 4.5.2 계측기기 설치

본 현장에서는 상기와 같이 현장여건 등을 고려하여 다음과 같이 계측기를 선정하여 공사기가 동안 공사시 거동을 측정하도록 하였다.

표 4.18 계측기의 설치 위치 및 수량

항목	설치 위치	계측시점	수량
지중경사계	흙막이벽체 외측부	토공전 초기치 확보	4개소
지하수위계	흙막이벽체 외측부	토공전 초기치 확보	3개소
지표침하계	인접도로	토공전 초기치 확보	27개소

### 4.5.3 지중경사계

지중경사계는 2019년 2월 20일부터 2019년 3월 22일까지 5회에 걸쳐 측정하였다. 그림 4.19는 지중경사계의 매설위치도를 나타낸 것이다.

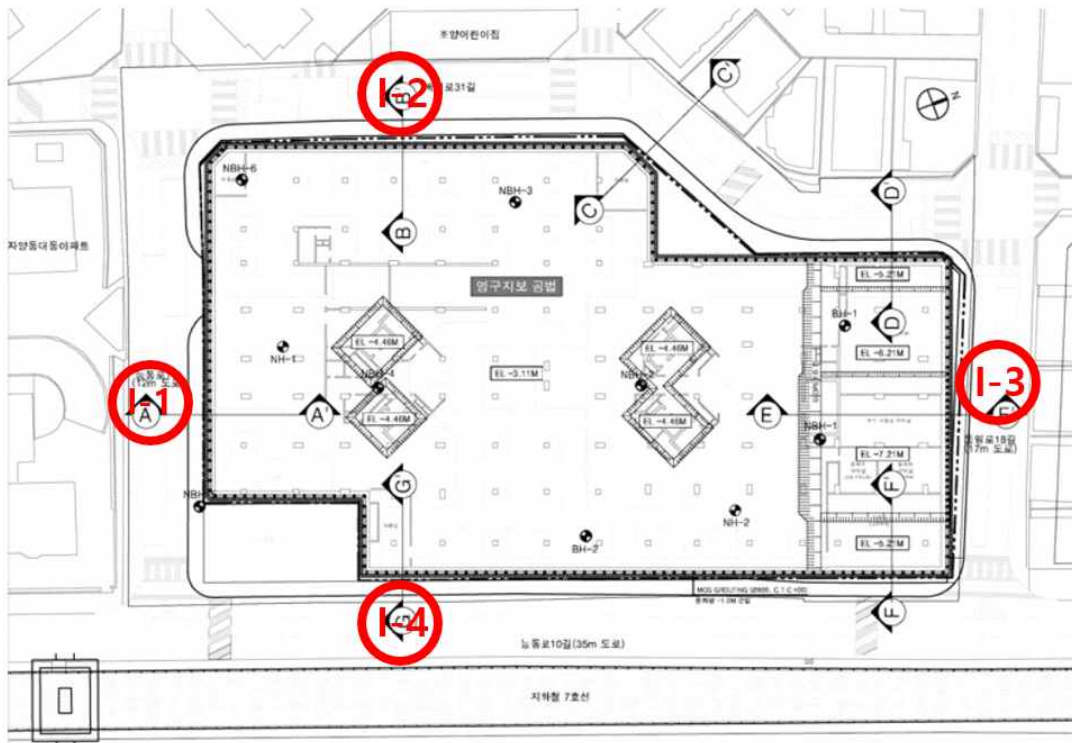


그림 4.19 지중경사계 매설 위치도

표 4.19은 2019년 3월 1일까지 현장 내 기 설치된 지중경사계 계측결과이며, 누적 수평변위는 -0.37 ~ 0.69mm로 나타나 매우 안정적인 상태로 확인되었다.

**표 4.19 지중경사 계측결과(19/3/1)**

관리 번호	초기 측정일	굴착고 H (GL-,m)	누적변위(mm)			1차관리기준 (mm) 1/700H	비고
			전회 19/2/20	금회 19/3/1	전회대비		
I-1	19/2/20	1.0	0.00	0.37	0.37	1.43	
I-2	19/2/20	1.0	0.00	-0.37	-0.37	1.43	
I-3	19/2/20	1.0	0.00	0.69	0.69	1.43	
I-4	19/3/1	1.0	-	0.00	-	0.00	초기치

표 4.20는 2019년 3월 8일까지 현장 내 기 설치된 지중경사계 계측결과이며, 누적 수평변위는 -0.39 ~ 0.40mm로 나타나 안정적인 상태로 확인되었다.

**표 4.20 지중경사 계측결과(19/3/8)**

관리 번호	초기 측정일	굴착고 H (GL-,m)	누적변위(mm)			1차관리기준 (mm) 1/700H	비고
			전회 19/3/1	금회 19/3/8	전회대비		
I-1	19/2/20	1.0	0.37	0.40	0.03	1.43	
I-2	19/2/20	1.0	-0.37	-0.39	-0.02	1.43	
I-3	19/2/20	1.0	0.69	0.37	-0.32	1.43	
I-4	19/3/1	1.0	0.00	0.40	0.40	1.43	

표 4.21은 2019년 3월 15일까지 현장 내 기 설치된 지중경사계 계측결과이며, 누적수평변위는 -0.39 ~ 0.39mm로 나타나 안정적인 상태로 확인되었다.

**표 4.21 지중경사 계측결과(19/3/15)**

관리 번호	초기 측정일	굴착고 H (GL-,m)	누적변위(mm)			1차관리기준 (mm) 1/700H	비고
			전회 19/3/8	금회 19/3/15	전회대비		
I-1	19/2/20	1.0	0.40	0.39	0.01	1.43	
I-2	19/2/20	1.0	-0.39	0.37	-0.02	1.43	
I-3	19/2/20	1.0	0.37	-0.39	-0.76	1.43	
I-4	19/3/1	1.0	0.40	0.37	-0.03	1.43	

표 4.22는 2019년 3월 22일까지 현장 내 기 설치된 지중경사계 계측결과이며, 누적수평변위는 -0.40 ~ 0.39mm로 나타나 안정적인 상태로 확인되었다.

**표 4.22 지중경사 계측결과(19/3/22)**

관리 번호	초기 측정일	굴착고 H (GL-,m)	누적변위(mm)			1차관리기준 (mm) 1/700H	비고
			전회 19/3/15	금회 19/3/22	전회대비		
I-1	19/2/20	1.0	0.39	-0.40	-0.79	1.43	
I-2	19/2/20	1.0	0.37	-0.37	-0.74	1.43	
I-3	19/2/20	1.0	-0.39	0.39	0.78	1.43	
I-4	19/3/1	1.0	0.37	0.39	-0.76	1.43	

그림 4.20은 계측일에 따른 지중경사계의 측정값을 나타낸 것이다.

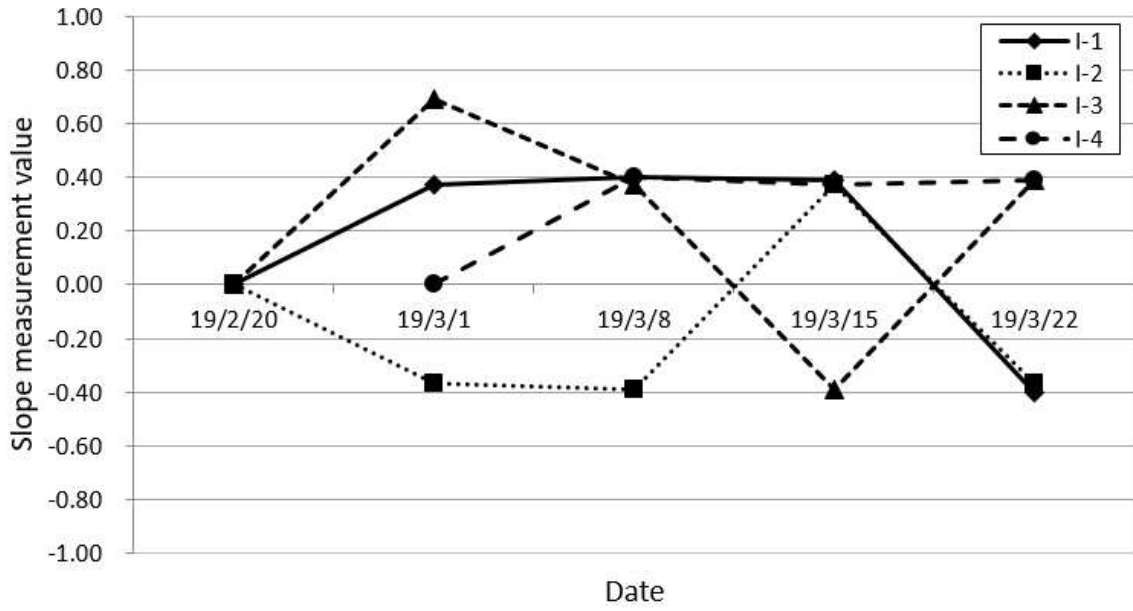


그림 4.20 계측일에 따른 지중경사계의 측정값



#### 4.5.4 지하수위계

지하수위계는 2019년 2월 20일부터 2019년 3월 22일까지 5회에 걸쳐 측정하였다. 그림 4.21은 지하수위계의 매설위치도를 나타낸 것이다.

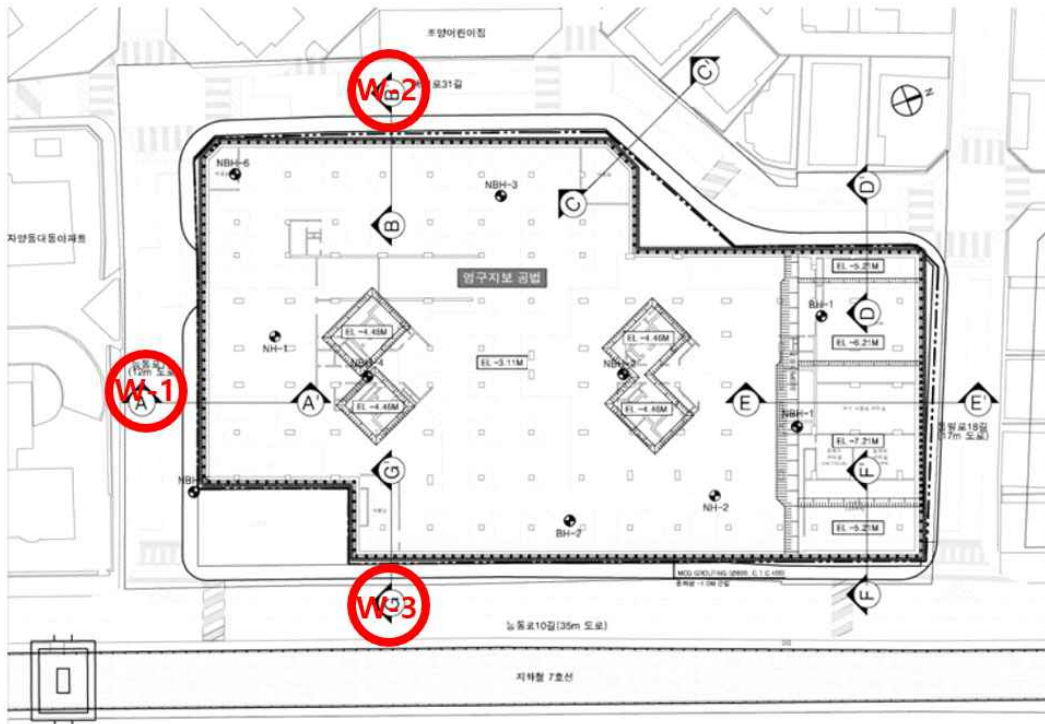


그림 4.21 지하수위계 매설 위치도

표 4.23은 2019년 3월 1일까지 현장 내 기 설치된 지하수위 계측결과이다. 현 지하수위 1.43 ~ 2.67m에 위치하고 있으며, 전회대비 0.09 ~ 0.10m의 미소한 변위만을 나타내었다.

표 4.23 지하수위 계측결과(19/3/1)

관리 번호	초기 측정일	지하수위 EL(m)					1차관리기준 (m) 0.5/day	비고
		초기치	전회 19/2/20	금회 19/3/1	초기대비	전회대비		
W-1	19/2/20	1.34	1.34	1.43	0.09	0.09	4.5	
W-2	19/2/20	1.65	1.35	1.74	0.09	0.09	4.5	
W-3	19/2/20	2.57	2.57	2.67	0.10	0.10	4.5	

표 4.24는 2019년 3월 8일까지 현장 내 기 설치된 지하수위 계측결과이다. 현 지하수위 1.26 ~ 2.95m 에 위치하고 있으며, 전회대비 - 0.17 ~ 0.28m의 미소한 변위만을 나타내었다.

**표 4.24 지하수위 계측결과(19/3/8)**

관리 번호	초기 측정일	지하수위 EL(m)					1차관리기준 (m) 0.5/day	비고
		초기치	전회 19/3/1	금회 19/3/8	초기대비	전회대비		
W-1	19/2/20	1.34	1.43	1.26	-0.08	-0.17	3.5	
W-2	19/2/20	1.65	1.74	1.70	0.05	-0.04	3.5	
W-3	19/2/20	2.57	2.67	2.95	0.38	0.28	3.5	

표 4.25는 2019년 3월 15일까지 현장 내 기 설치된 지하수위 계측결과이다. 현 지하수위 1.26 ~ 2.74m 에 위치하고 있으며, 전회대비 - 0.21 ~ 0.00m의 미소한 변위만을 나타내었다.

**표 4.25 지하수위 계측결과(19/3/15)**

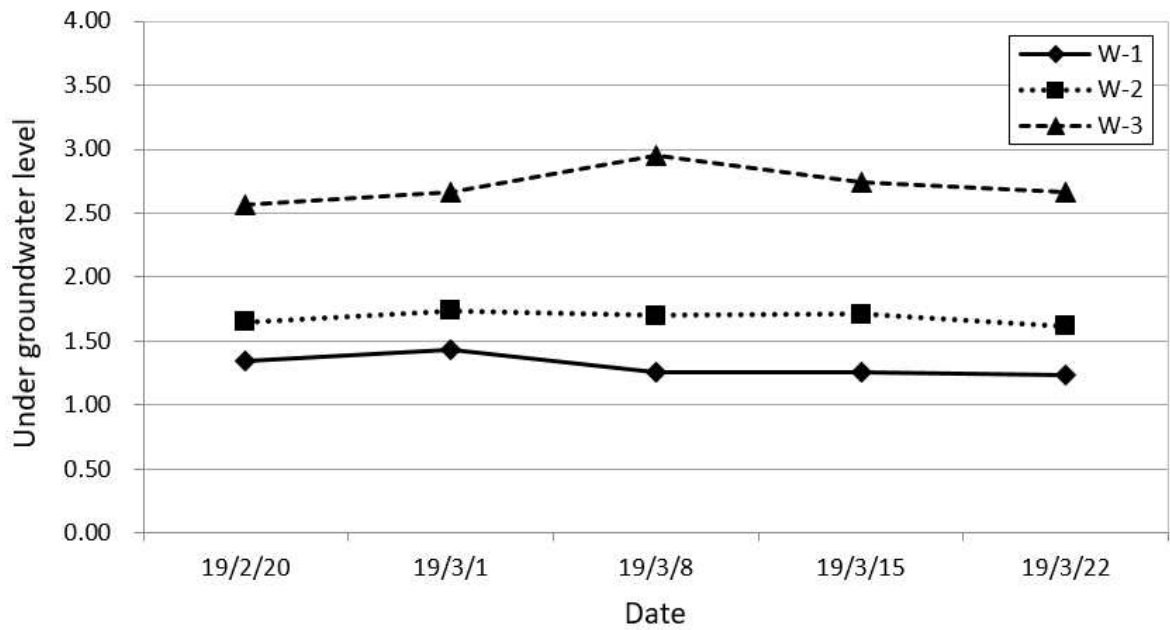
관리 번호	초기 측정일	지하수위 EL(m)					1차관리기준 (m) 0.5/day	비고
		초기치	전회 19/3/8	금회 19/3/15	초기대비	전회대비		
W-1	19/2/20	1.34	1.26	1.26	-0.08	0.00	3.5	
W-2	19/2/20	1.65	1.70	1.71	0.06	0.01	3.5	
W-3	19/2/20	2.57	2.95	2.74	0.17	-0.21	3.5	

표 4.26은 2019년 3월 22일까지 현장 내 기 설치된 지하수위 계측결과이다. 현 지하수위 1.24 ~ 2.66m에 위치하고 있으며, 전회대비 -0.09 ~ -0.02m의 미소한 변위만을 나타내었다.

**표 4.26 지하수위 계측결과(19/3/22)**

관리 번호	초기 측정일	지하수위 EL(m)					1차관리기준 (m) 0.5/day	비고
		초기치	전회 19/3/15	금회 19/3/22	초기대비	전회대비		
W-1	19/2/20	1.34	1.26	1.24	-0.10	-0.02	3.5	
W-2	19/2/20	1.65	1.71	1.62	-0.03	-0.09	3.5	
W-3	19/2/20	2.57	2.74	2.66	0.09	-0.08	3.5	

그림 4.22는 계측일에 따른 지하수위의 측정값을 나타낸 것이다.



**그림 4.22 계측일에 따른 지하수위 계측값**

### 4.5.5 지표침하계

지표침하계는 각 위치별 3개의 계측기를 매설하였으며 총 27개의 계측결과를 확인하였다. 계측시기는 2018년 12월 26일부터 2019년 3월 22일까지 7회에 걸쳐 측정하였다.

그림 4.23은 지표침하계의 매설위치도를 나타낸 것이다.

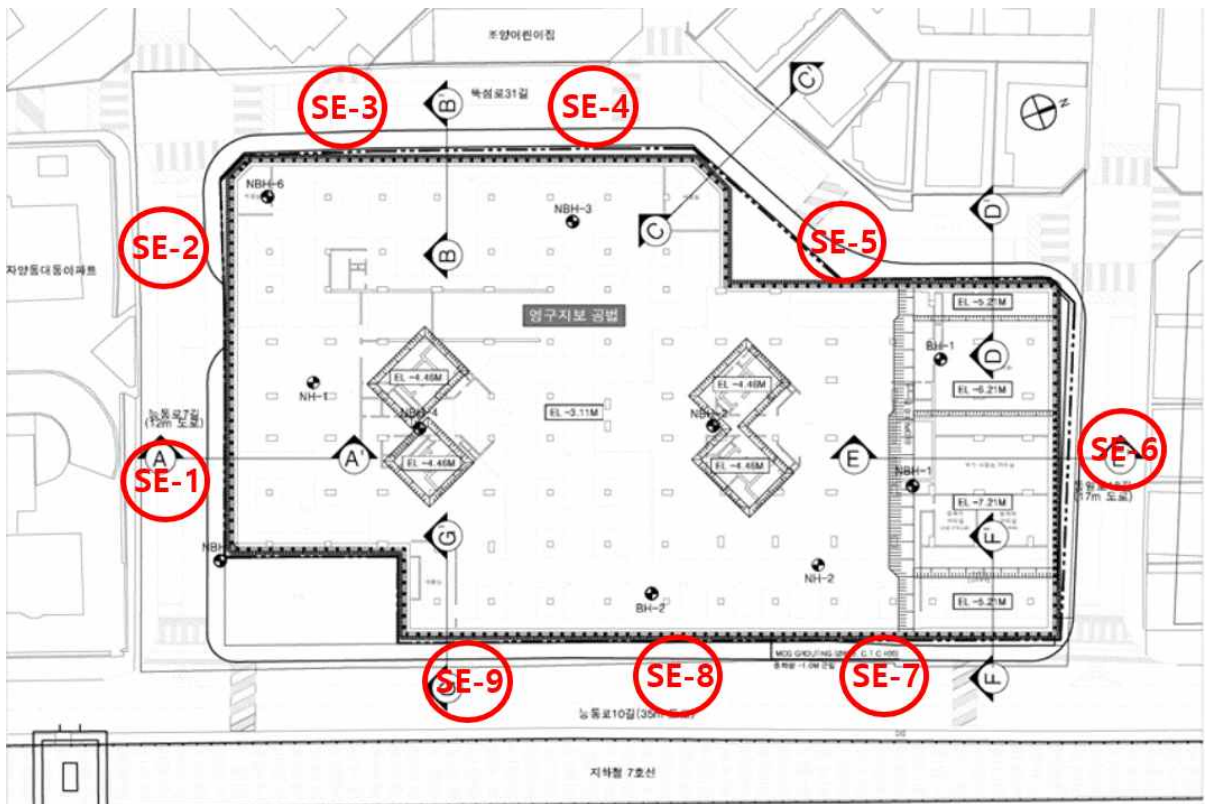


그림 4.23 지표침하계 매설 위치도

표 4.27은 2019년 2월 15일까지 현장 내 기 설치된 지표침하계 계측결과이며, 계측결과 초기치 대비 누적침하량은 -5mm로 미소하게 나타났다.

**표 4.27 지표침하 계측결과(19/2/15)**

관리 번호	초기 측정일	지표침하 EL(m)			1차관리기준 (mm) 설계예상치	비고
		초기치	금회 19/2/15	초기대비		
S-1-1	18/12/26	13.614	13.614	0.000	13.71	
S-1-2	18/12/26	13.594	13.595	0.001		
S-1-3	18/12/26	13.419	13.419	0.000		
S-2-1	18/12/26	13.672	13.671	-0.001	13.71	
S-2-2	18/12/26	13.445	13.444	-0.001		
S-2-3	18/12/26	13.570	13.570	0.000		
S-3-1	18/12/26	13.822	13.822	0.000	10.93	
S-3-2	18/12/26	13.655	13.655	0.000		
S-3-3	18/12/26	13.416	13.415	-0.001		
S-4-1	18/12/26	13.582	13.583	0.001	9.94	
S-4-2	18/12/26	13.596	13.596	0.000		
S-4-3	18/12/26	13.504	13.504	0.000		
S-5-1	18/12/26	13.516	13.515	-0.001	9.94	
S-5-2	18/12/26	13.613	13.613	0.000		
S-5-3	18/12/26	13.595	13.596	0.001		
S-6-1	18/12/26	13.477	13.477	0.000	10.07	
S-6-2	18/12/26	13.569	13.570	0.001		
S-6-3	18/12/26	13.551	13.546	-0.005		
S-7-1	18/12/26	13.534	13.534	0.000	9.59	
S-7-2	18/12/26	13.568	13.567	-0.001		
S-7-3	18/12/26	13.574	13.573	-0.001		
S-8-1	18/12/26	13.497	13.497	0.000	13.54	
S-8-2	18/12/26	13.526	13.526	0.000		
S-8-3	18/12/26	13.535	13.536	0.001		
S-9-1	18/12/26	13.426	13.426	0.000	7.83	
S-9-2	18/12/26	13.448	13.449	0.001		
S-9-3	18/12/26	13.397	13.397	0.000		

표 4.28은 2019년 2월 20일까지 현장 내 기 설치된 지표침하계 계측결과이며, 계측결과 초기치 대비 누적침하량은 -2mm, 주간침하량은 -1mm로 미소하게 나타났다.

**표 4.28 지표침하 계측결과(19/2/20)**

관리 번호	초기 측정일	지표침하 EL(m)					1차관리기준 (mm) 설계예상치	비고
		초기치	전회 19/2/15	금회 19/2/20	초기대비	전회대비		
S-1-1	18/12/26	13.614	13.614	13.615	0.001	0.001	13.71	
S-1-2	18/12/26	13.594	13.595	13.594	0.000	-0.001		
S-1-3	18/12/26	13.419	13.419	13.420	0.001	0.001		
S-2-1	18/12/26	13.672	13.671	13.672	0.000	0.001	13.71	
S-2-2	18/12/26	13.445	13.444	13.445	0.000	0.001		
S-2-3	18/12/26	13.570	13.570	13.570	0.000	0.000		
S-3-1	18/12/26	13.822	13.822	13.822	0.000	0.000	10.93	
S-3-2	18/12/26	13.655	13.655	13.654	-0.001	-0.001		
S-3-3	18/12/26	13.416	13.415	13.416	0.000	0.001		
S-4-1	18/12/26	13.582	13.583	13.582	0.000	-0.001	9.94	
S-4-2	18/12/26	13.596	13.596	13.597	0.001	0.001		
S-4-3	18/12/26	13.504	13.504	13.503	-0.001	-0.001		
S-5-1	18/12/26	13.516	13.515	13.516	0.000	0.001	9.94	
S-5-2	18/12/26	13.613	13.613	13.613	0.000	0.000		
S-5-3	18/12/26	13.595	13.596	13.595	0.000	-0.001		
S-6-1	18/12/26	13.477	13.477	13.476	-0.001	-0.001	10.07	
S-6-2	18/12/26	13.569	13.570	13.571	0.002	0.001		
S-6-3	18/12/26	13.547	13.546	13.545	-0.002	-0.001		
S-7-1	18/12/26	13.534	13.534	13.534	0.000	0.000	9.59	
S-7-2	18/12/26	13.568	13.567	13.566	-0.002	-0.001		
S-7-3	18/12/26	13.574	13.573	13.573	-0.001	0.000		
S-8-1	18/12/26	13.497	13.497	13.497	0.000	0.000	13.54	
S-8-2	18/12/26	13.526	13.526	13.525	-0.001	-0.001		
S-8-3	18/12/26	13.535	13.536	13.535	0.000	-0.001		
S-9-1	18/12/26	13.426	13.426	13.425	-0.001	-0.001	7.83	
S-9-2	18/12/26	13.448	13.449	13.449	0.001	0.000		
S-9-3	18/12/26	13.397	13.397	13.396	-0.001	-0.001		

표 4.29는 2019년 3월 1일까지 현장 내 기 설치된 지표침하계 계측결과이며, 계측 결과 초기치 대비 누적침하량은 -2mm, 주간침하량은 -2mm로 미소하게 나타났다.

표 4.29 지표침하 계측결과(19/3/1)

관리 번호	초기 측정일	지표침하 EL(m)					1차관리기준 (mm) 설계예상치	비고
		초기치	전회 19/2/20	금회 19/3/1	초기대비	전회대비		
S-1-1	18/12/26	13.614	13.615	13.613	-0.001	-0.002	13.71	
S-1-2	18/12/26	13.594	13.594	13.595	0.001	0.001		
S-1-3	18/12/26	13.419	13.420	13.420	0.001	0.000		
S-2-1	18/12/26	13.672	13.672	13.671	-0.001	-0.001	13.71	
S-2-2	18/12/26	13.445	13.445	13.445	0.000	0.000		
S-2-3	18/12/26	13.570	13.570	13.570	0.000	0.000		
S-3-1	18/12/26	13.822	13.822	13.821	-0.001	-0.001	10.93	
S-3-2	18/12/26	13.655	13.654	13.655	0.000	0.001		
S-3-3	18/12/26	13.416	13.416	13.415	-0.001	-0.001		
S-4-1	18/12/26	13.582	13.582	13.583	0.001	0.001	9.94	
S-4-2	18/12/26	13.596	13.597	13.595	-0.001	-0.002		
S-4-3	18/12/26	13.504	13.503	13.504	0.000	0.001		
S-5-1	18/12/26	13.516	13.516	13.515	-0.001	-0.001	9.94	
S-5-2	18/12/26	13.613	13.613	13.611	-0.002	-0.002		
S-5-3	18/12/26	13.595	13.595	13.594	-0.001	-0.001		
S-6-1	18/12/26	13.477	13.476	13.476	-0.001	0.000	10.07	재설치
S-6-2	18/12/26	13.569	13.571	13.571	0.002	0.000		
S-6-3	18/12/26	13.547	13.545	13.551	-	-		
S-7-1	18/12/26	13.534	13.534	13.533	-0.001	-0.001	9.59	
S-7-2	18/12/26	13.568	13.566	13.567	-0.001	0.001		
S-7-3	18/12/26	13.574	13.573	13.573	-0.001	0.000		
S-8-1	18/12/26	13.497	13.497	13.495	-0.002	-0.002	13.54	
S-8-2	18/12/26	13.526	13.525	13.525	-0.001	0.000		
S-8-3	18/12/26	13.535	13.535	13.534	-0.001	-0.001		
S-9-1	18/12/26	13.426	13.425	13.424	-0.002	-0.001	7.83	
S-9-2	18/12/26	13.448	13.449	13.447	-0.001	-0.002		
S-9-3	18/12/26	13.397	13.396	13.397	0.000	0.001		

표 4.30은 2019년 3월 8일까지 현장 내 기 설치된 지표침하계 계측결과이며, 계측 결과 초기치 대비 누적침하량은 -1mm, 주간침하량은 -1mm로 미소하게 나타났다.

**표 4.30 지표침하위 계측결과(19/3/8)**

관리 번호	초기 측정일	지표침하 EL(m)					1차관리기준 (mm) 설계예상치	비고
		초기치	전회 19/3/1	금회 19/3/8	초기대비	전회대비		
S-1-1	18/12/26	13.614	13.613	13.614	0.000	0.001	13.71	
S-1-2	18/12/26	13.594	13.595	13.595	0.001	0.000		
S-1-3	18/12/26	13.419	13.420	13.420	0.001	0.000		
S-2-1	18/12/26	13.672	13.671	13.671	-0.001	0.000	13.71	
S-2-2	18/12/26	13.445	13.445	13.445	0.000	0.000		
S-2-3	18/12/26	13.570	13.570	13.570	0.000	0.000		
S-3-1	18/12/26	13.822	13.821	13.821	-0.001	0.000	10.93	
S-3-2	18/12/26	13.655	13.655	13.655	0.000	0.000		
S-3-3	18/12/26	13.416	13.415	13.415	-0.001	0.000		
S-4-1	18/12/26	13.582	13.583	13.583	0.001	0.000	9.94	
S-4-2	18/12/26	13.596	13.595	13.596	0.000	0.001		
S-4-3	18/12/26	13.504	13.504	13.504	0.000	0.000		
S-5-1	18/12/26	13.516	13.515	13.515	-0.001	0.000	9.94	
S-5-2	18/12/26	13.613	13.611	13.613	0.000	0.002		
S-5-3	18/12/26	13.595	13.594	13.595	0.000	0.001		
S-6-1	18/12/26	13.477	13.476	13.477	0.000	0.001	10.07	
S-6-2	18/12/26	13.569	13.571	13.571	0.002	0.000		
S-6-3	19/3/1	13.551	13.551	13.550	-0.001	-0.001		
S-7-1	18/12/26	13.534	13.533	13.534	0.000	0.001	9.59	
S-7-2	18/12/26	13.568	13.567	13.567	-0.001	0.000		
S-7-3	18/12/26	13.574	13.573	13.573	-0.001	0.000		
S-8-1	18/12/26	13.497	13.495	13.496	-0.001	0.001	13.54	
S-8-2	18/12/26	13.526	13.525	13.525	-0.001	0.000		
S-8-3	18/12/26	13.535	13.534	13.535	0.000	0.001		
S-9-1	18/12/26	13.426	13.424	13.425	-0.001	0.001	7.83	
S-9-2	18/12/26	13.448	13.447	13.448	0.000	0.001		
S-9-3	18/12/26	13.397	13.397	13.397	0.000	0.000		



표 4.31은 2019년 3월 15일까지 현장 내 기 설치된 지표침하계 계측결과이며, 계측결과 초기치 대비 누적침하량은 -2mm, 주간침하량은 -1mm로 미소하게 나타났다.

표 4.31 지표침하 계측결과(19/3/15)

관리 번호	초기 측정일	지표침하 EL(m)					1차관리기준 (mm) 설계예상치	비고
		초기치	전회 19/3/8	금회 19/3/15	초기대비	전회대비		
S-1-1	18/12/26	13.614	13.614	13.615	0.001	0.001	13.71	
S-1-2	18/12/26	13.594	13.595	13.594	0.000	-0.001		
S-1-3	18/12/26	13.419	13.420	13.420	0.001	0.000		
S-2-1	18/12/26	13.672	13.671	13.672	0.000	0.001	13.71	
S-2-2	18/12/26	13.445	13.445	13.445	0.000	0.000		
S-2-3	18/12/26	13.570	13.570	13.570	0.000	0.000		
S-3-1	18/12/26	13.822	13.821	13.822	0.000	0.001	10.93	
S-3-2	18/12/26	13.655	13.655	13.654	-0.001	-0.001		
S-3-3	18/12/26	13.416	13.415	13.416	0.000	0.001		
S-4-1	18/12/26	13.582	13.583	13.582	0.000	-0.001	9.94	
S-4-2	18/12/26	13.596	13.596	13.597	0.001	0.001		
S-4-3	18/12/26	13.504	13.504	13.503	-0.001	-0.001		
S-5-1	18/12/26	13.516	13.515	13.516	0.000	0.001	9.94	
S-5-2	18/12/26	13.613	13.613	13.613	0.000	0.000		
S-5-3	18/12/26	13.595	13.595	13.595	0.000	0.000		
S-6-1	18/12/26	13.477	13.477	13.476	-0.001	-0.001	13.07	
S-6-2	18/12/26	13.569	13.571	13.571	0.002	0.000		
S-6-3	19/3/1	13.551	13.550	13.550	-0.001	0.000		
S-7-1	18/12/26	13.534	13.534	13.534	0.000	0.000	9.59	
S-7-2	18/12/26	13.568	13.567	13.566	-0.002	-0.001		
S-7-3	18/12/26	13.574	13.573	13.573	-0.001	0.000		
S-8-1	18/12/26	13.497	13.496	13.497	0.000	0.001	13.54	
S-8-2	18/12/26	13.526	13.525	13.525	-0.001	0.000		
S-8-3	18/12/26	13.535	13.535	13.535	0.000	0.000		
S-9-1	18/12/26	13.426	13.425	13.426	0.000	0.001	7.83	
S-9-2	18/12/26	13.448	13.448	13.449	0.001	0.001		
S-9-3	18/12/26	13.397	13.397	13.396	-0.001	-0.001		

표 4.32는 2019년 3월 22일까지 현장 내 기 설치된 지표침하계 계측결과이며, 계측결과 초기치 대비 누적침하량은 -2mm, 주간침하량은 -2mm로 미소하게 나타났다.

표 4.32 지표침하 계측결과(19/3/22)

관리 번호	초기 측정일	지표침하 EL(m)					1차관리기준 (mm) 설계예상치	비고
		초기치	전회 19/3/15	금회 19/3/22	초기대비	전회대비		
S-1-1	18/12/26	13.614	13.615	13.613	-0.001	-0.002	13.71	
S-1-2	18/12/26	13.594	13.594	13.595	0.001	0.001		
S-1-3	18/12/26	13.419	13.420	13.419	0.000	-0.001		
S-2-1	18/12/26	13.672	13.672	13.671	-0.001	-0.001	13.71	
S-2-2	18/12/26	13.445	13.445	13.444	-0.001	-0.001		
S-2-3	18/12/26	13.570	13.570	13.569	-0.001	-0.001		
S-3-1	18/12/26	13.822	13.822	13.822	0.000	0.000	10.93	
S-3-2	18/12/26	13.655	13.654	13.655	0.000	0.001		
S-3-3	18/12/26	13.416	13.416	13.417	0.001	0.001		
S-4-1	18/12/26	13.582	13.582	13.581	-0.001	-0.001	9.94	
S-4-2	18/12/26	13.596	13.597	13.595	-0.001	-0.002		
S-4-3	18/12/26	13.504	13.503	13.502	-0.002	-0.001		
S-5-1	18/12/26	13.516	13.516	13.515	-0.001	-0.001	9.94	
S-5-2	18/12/26	13.613	13.613	13.612	-0.001	-0.001		
S-5-3	18/12/26	13.595	13.595	13.594	-0.001	-0.001		
S-6-1	18/12/26	13.477	13.476	13.477	0.000	0.001	13.07	
S-6-2	18/12/26	13.569	13.571	13.570	0.001	-0.001		
S-6-3	19/3/1	13.551	13.550	13.551	0.000	0.001		
S-7-1	18/12/26	13.534	13.534	13.533	-0.001	-0.001	9.59	
S-7-2	18/12/26	13.568	13.566	13.568	0.000	0.002		
S-7-3	18/12/26	13.574	13.573	13.574	0.000	0.001		
S-8-1	18/12/26	13.497	13.497	13.496	-0.001	-0.001	13.54	
S-8-2	18/12/26	13.526	13.525	13.526	0.000	0.001		
S-8-3	18/12/26	13.535	13.535	13.534	-0.001	-0.001		
S-9-1	18/12/26	13.426	13.426	13.426	0.000	0.000	7.83	
S-9-2	18/12/26	13.448	13.449	13.448	0.000	-0.001		
S-9-3	18/12/26	13.397	13.396	13.397	0.000	0.001		

그림 4.24~4.32은 각 매설위치별 계측일에 따른 지표침하계의 계측값을 그래프로 나타낸 것이다.

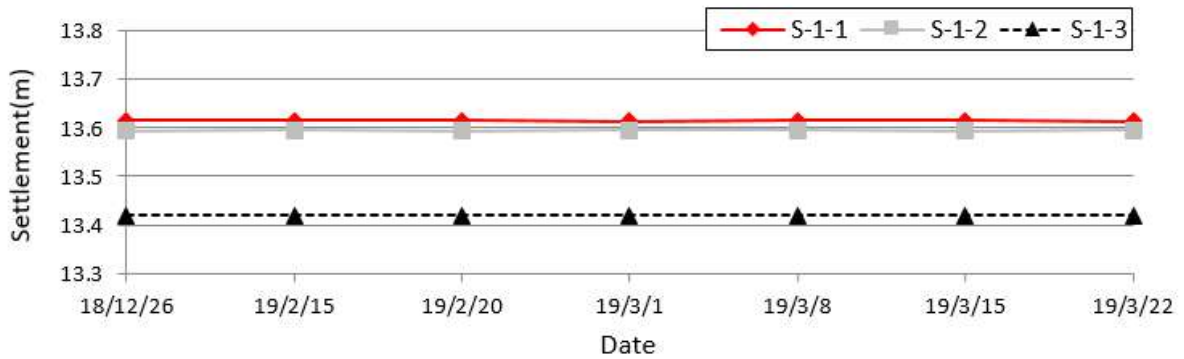


그림 4.24 계측일에 따른 지표침하 계측값(S-1)

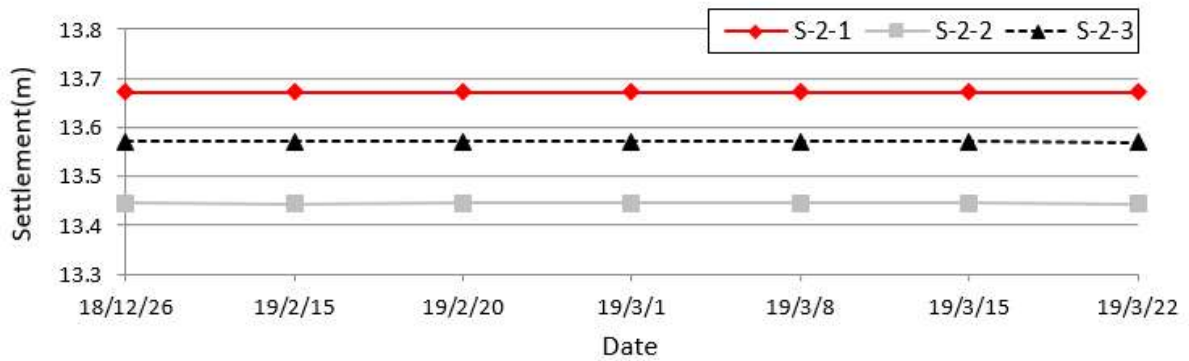


그림 4.25 계측일에 따른 지표침하 계측값(S-2)

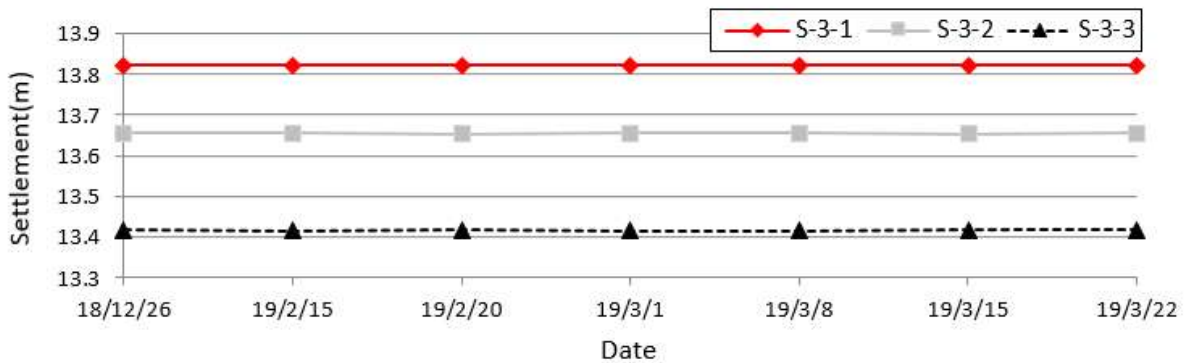


그림 4.26 계측일에 따른 지표침하 계측값(S-3)

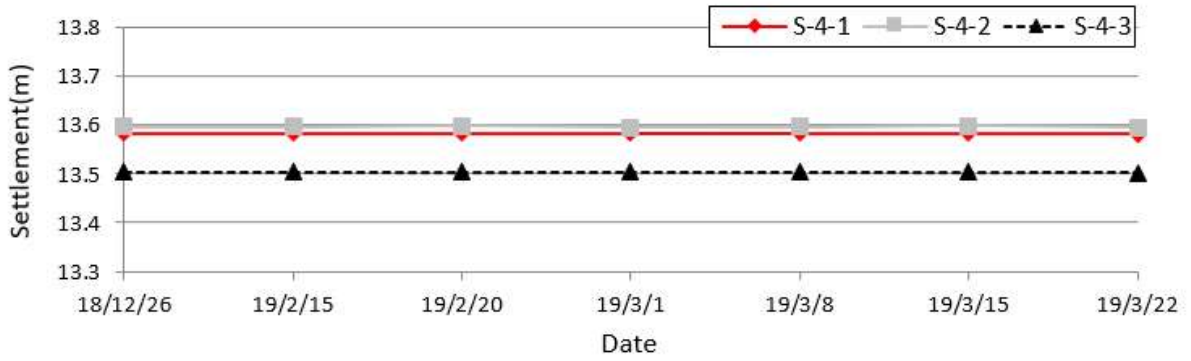


그림 4.27 계측일에 따른 지표침하 계측값(S-4)

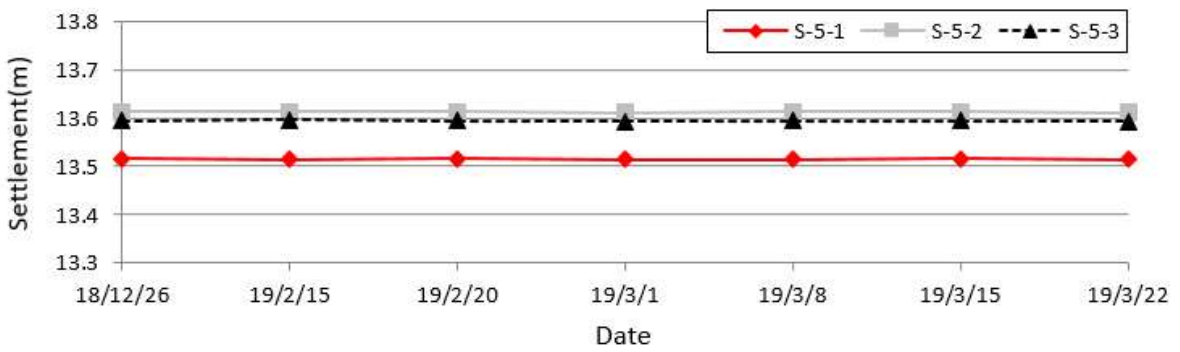


그림 4.28 계측일에 따른 지표침하 계측값(S-5)

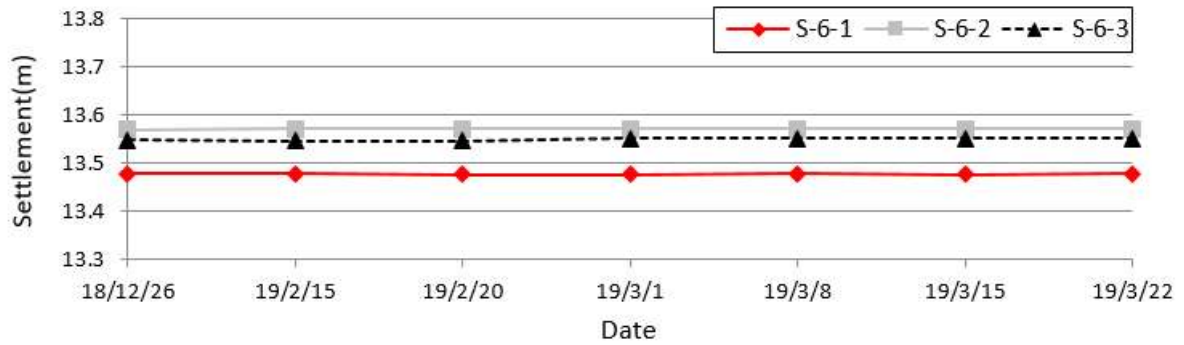


그림 4.29 계측일에 따른 지표침하 계측값(S-6)

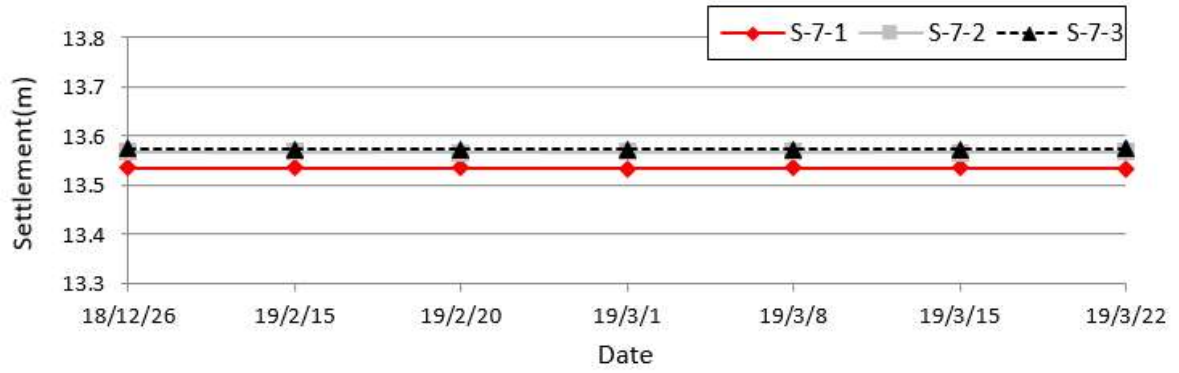


그림 4.30 계측일에 따른 지표침하 계측값(S-7)

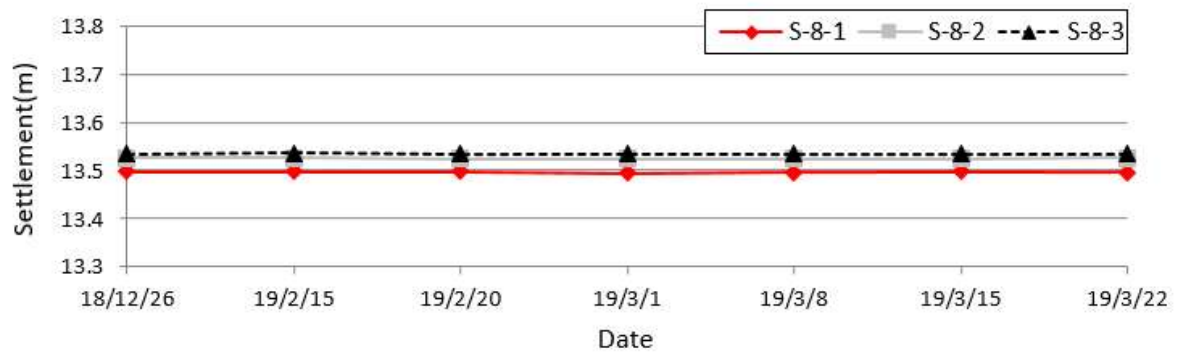


그림 4.31 계측일에 따른 지표침하 계측값(S-8)

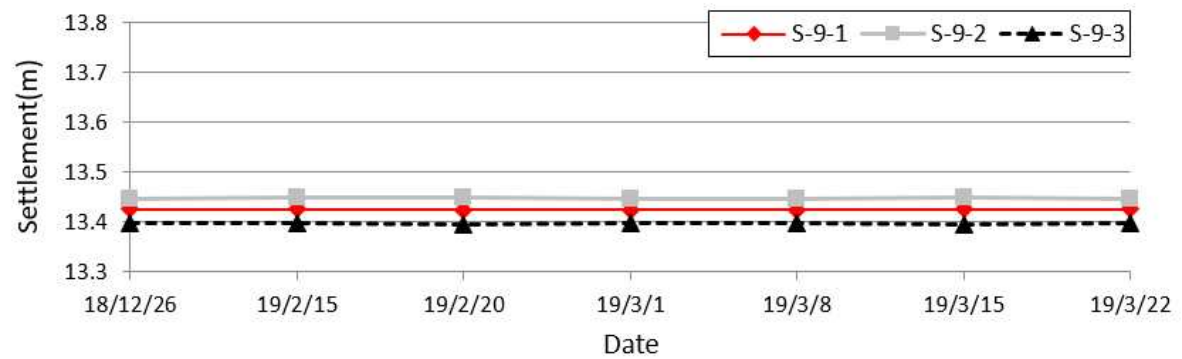


그림 4.32 계측일에 따른 지표침하 계측값(S-9)

## 4.5.6 계측결과 종합

본 연구에서는 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법의 현장 적용성을 확인하고자 현장시공시 계측기를 매설하였으며, 수치해석을 통한 침하량 결과와 비교하고자 하였다.

표 4.33과 그림 4.33은 수치해석을 통해 확인된 침하량과 계측기 설치를 통해 도출된 침하량을 비교한 것이다. 비교한 검토단면은 A-A'단면부터 G-G'단면까지 7개소에 대한 내용을 비교하였으며, 침하계의 경우 각 위치당 매설된 3개 계측기의 평균값을 적용하였다.

A-A'단면의 경우 수치해석 침하량은 9.94mm, 계측기 측정값은 1.0mm로 8.94mm의 차이가 확인되었으며, B-B'단면의 경우 수치해석 침하량은 9.24mm, 계측기 측정값은 0.0mm로 9.24mm의 차이를 나타내었다. C-C'단면의 경우 수치해석 침하량은 8.71mm, 계측기 측정값은 2.0mm로 6.71mm의 차이가 확인되었으며, D-D'단면의 경우 수치해석 침하량은 13.54mm, 계측기 측정값은 1.0mm로 12.54mm의 차이를 나타내었다. E-E'단면의 경우 수치해석 침하량은 8.41mm, 계측기 측정값은 1.0mm로 7.41mm로 차이가 확인되었으며, F-F'단면의 경우 수치해석 침하량은 13.71mm, 계측기 측정값은 1.0mm로 12.71mm로 차이가 확인되었고, G-G'단면의 경우 수치해석 침하량은 9.58mm, 계측기 측정값은 1.0mm로 8.58mm의 차이가 나타났다.

수치해석 침하량 및 계측기 측정값 비교분석 결과, 수치해석 침하량과 계측기 측정값의 차이가 0.0mm ~ 36.0mm로 수치해석 결과와 현장 계측결과의 차이가 미미한 것을 확인하여 7개소 모두 설계 예상치를 크게 벗어나지 않음을 확인할 수 있다. 이를 통해 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법이 기존의 C.I.P 공법 및 PHC 말뚝공법과 동일하게 현장적용성을 충분히 확보할 수 있을 것으로 판단된다.

표 4.33 단면별 현장계측값과 수치해석결과에 따른 침하량 비교

구분	단면						
	A-A'	B-B'	C-C'	D-D'	E-E'	F-F'	G-G'
계측기 측정값(mm)	1.00	0.00	2.00	1.00	1.00	1.00	1.00
수치해석 결괏값(mm)	9.94	9.24	8.71	13.54	8.41	13.71	9.58
오차(mm)	8.94	9.24	6.71	12.54	7.41	12.71	8.58

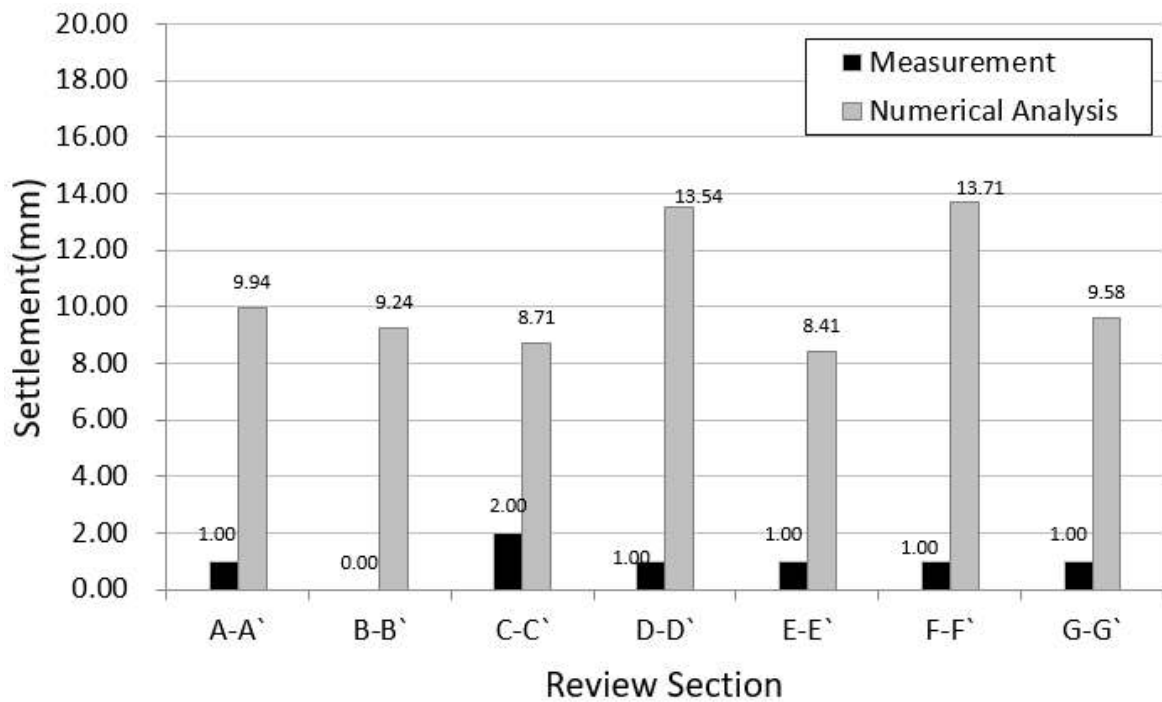


그림 4.33 단면별 현장계측값과 수치해석결과에 따른 침하량 비교

## 제 5 장 결 론

본 연구에서는 기존의 C.I.P 흙막이 공법과 고강도 결합 매입말뚝 흙막이 공법의 비교를 통한 안정성을 검증하고, 고강도 결합 매입말뚝 흙막이 공법의 현장 적용성을 검토하고자 하였다.

안정성 검증을 위하여 두 개소 현장에 대하여 각각 비교실험을 수행하였다. 3장에서는 C.I.P 흙막이 공법 흙막이 공법과의 고강도 결합 매입말뚝 흙막이 공법의 수치해석 결과의 비교를 통해 안정성을 검증하고자 하였고, 4장에서는 적용된 고강도 결합 매입말뚝 흙막이 공법 설계 Data와 공사 현장계측 Data를 비교 검증함으로써 고강도 결합 매입말뚝 흙막이 공법의 안정성 및 현장 적용성을 검증하였다.

1. 흙막이벽의 단면력을 비교한 결과, 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽이 C.I.P 흙막이벽보다 변위는 최소 13.6% ~ 최대 19.7%가 감소하였고, 전단력은 최소 0.7% ~ 최대 4.7% 정도 증가하였다. 또한 휨모멘트의 경우 최소 4.5% ~ 최대 8.8%정도 증가하는 경향을 보였다. 이는 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽의 휨 강성이 C.I.P 흙막이벽보다 크게 나타난 것으로 판단된다.
2. 굴착주변 지반의 침하량을 검토한 결과, C.I.P 흙막이벽이 최대 46.89mm, 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽이 39.37mm로 산정되었으며, 고강도 결합 매입말뚝이 C.I.P 흙막이벽에 비해 최대 침하량이 약 17% 정도 작게 산정되었다. 이는 흙막이벽의 휨 강성이 커서 벽체의 횡방향 변위가 작게 산정되었기 때문이며, 이로 인해 배면 지반의 체적변화( $V_s$ )가 감소되었다.
3. 현장지반을 대상으로 탄소정보법에 의해 산정된 최대 휨모멘트와 전단력을 적용하여 고강도 결합 매입말뚝 흙막이벽체를 설계한 결과, 모두 탄성영역 내에서 부재력이 발생되어 안전한 것으로 나타났다.
4. 굴착주변의 배면에 대한 계측기 설치결과, 지중경사계의 경우 누적수평변위는 -0.40~0.60mm로 나타나 관리기준내 매우 안정적인상태로 확인되었다. 지하수위계 계측결과 초기측정치 대비 -0.21~0.28m로 미소한 변위를 확인할 수



있었다. 지표침하계의 경우 초기측정치 대비 최대 -2.00mm로 매우 미소하게 확인되었고, 관리 기준내 안정적인 상태로 확인되었다.

5. 각 단면별 수치해석상 침하량 결괏값과 현장 계측을 통한 침하량 측정값을 비교한 결과, A-A'~G-G'단면의 수치해석상 침하량 결괏값은 최소 13.42mm ~ 최대 13.65mm, 현장계측을 통한 침하량은 최대 2.00mm로 확인되었다. 각각의 오차는 6.71mm~12.54mm로 미미한 차이를 보였으며, 7개소 모두 설계 예상치를 벗어나지 않음을 확인하였다.
  
6. 상기 내용을 종합적으로 분석한 결과, 본 연구의 고강도 결합 매입말뚝 흠막이 공법은 기존의 C.I.P 흠막이 공법대비 높은 부재력과 낮은 변위 및 침하량을 확인할 수 있고, 현장 침하량 계측값 또한 미미한 수준으로 확인되었다. 이는, 고강도 결합 매입말뚝 흠막이공법이 기존의 흠막이 공법들과 동일하게 현장적용성을 충분히 확보할 수 있음을 뜻하며, 연구적으로는 기성공법들과 동일하게 흠막이 공법의 연구시 비교본으로 활용될 수 있을 것으로 판단된다.

## 참 고 문 헌

1. 김정규(2016), “흙막이 공사의 붕괴안전성 평가 분석”, 박사학위논문, 가톨릭대학교
2. 김주필(1990), “지하 굴착공사 흙막이 공법 선정에 관한 연구”, 석사학위논문, 중앙대학교
3. 김윤중(1991), “지하연속벽 언더피닝공사 시 안전대책에 관한 연구”, 석사학위논문, 연세대학교
4. 기완서(1991), “J.S.P로 보강된 흙막이벽의 변형해석”, 박사학위논문, 조선대학교
5. 심재욱, 손성곤, 최재순, 윤은중, 윤성중(2008), EJ-Pile의 강도 및 차수특성에 관한 연구, 대한토목학회 논문집, 제 20권, 10호, pp.917~920.
6. 양철규(2019), “벽체와 버팀보 강성에 따른 흙막이 구조물의 내진 특성”, 박사학위논문, 수원대학교
7. 오정환(2001), “지반굴착 흙막이공의 정보화시공 종합관리시스템 연구개발”, 박사학위논문, 경희대학교
8. 이종호(2019), “주열식 흙막이 벽체의 안정성 평가”, 박사학위논문, 대진대학교
9. 학국표준과학연구원(2010), “센서네트워크기반 다중이용시설 및 공사장 안전관리 시스템 개발”, 소방방재청
10. 윤희봉(2006), “굴착공사의 지반 붕괴에 따른 재해 분석 및 예방 대책”, 석사학위논문, 충남대학교 산업대학원
11. 이송, 채점식, 김일, 우종태(2003), “흙막이 구조물의 설계와 시공”, 예문사
12. 이종호(2019), “대심도 지반 굴착시 변위 최소화를 위한 주열식 흙막이 벽체의 안정성 평가”, 박사학위논문, 대진대학교
13. 장주석(2006), “해안 매립지의 연약지반에서 깊은 굴착에 따른 흙막이 벽체의 거동분석”, 석사학위논문, 건국대학교
14. 정영수(2004), “인접 구조물의 터파기로인한 흙막이구조물의 거동”, 석사학위논문, 한밭대학교 산업대학원
15. 최윤영(2010), “개량형 흙막이 벽체의 차수 및 구조적 특성분석을 통한 현장 적용성 검토연구”, 석사학위논문, 홍익대학교
16. 최재순, 윤은중(2007), 차수성과 연직연속천공기능을 개선한 Excellent-Joint 파

- 일의 C.I.P 시공 적용성 검토, 대한토목학회 학술대회, pp.850~853.
17. 진홍민(2020), “테스트베드를 통한 고강도 콘크리트 말뚝의 흠막이 가시설 적용성에 관한 연구”, 박사학위논문, 계명대학교
  18. 한국지반공학회(2019), “구조물기초설계기준해설”, 한국지반공학회
  19. 한국지반공학회(2002), “굴착 및 흠막이공법”, 구미서관
  20. 홍원표(1985), “주열식 흠막이벽의 설계에 관한 연구”, 대한토목학회 논문집, 제 15권 2호, pp.11~18.
  21. Bowles, J.E.(1988), “Foundation Analysis and Design”, 4th Edition, Mcgraw-Hill Book Company, pp.468~668.
  22. Brown, P.T. and Booker, J.K.(1986), “Finite Element Analysis of Excavations”, School of Civil and Mining Engineering Research Report, No. 532, The Univ, of Sydney.
  23. Borja, R.L, Lee, S.R., Seed, R.B.(1989), “Numerical Simulation of Excavation in Elastoplastic Soils”, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 13, pp.231~249.
  24. Borja, R.L., Lee, S.R.(1990), “CAM-CLAY Plasticity, Part I”, Implicit Intergration of Elasto-Plastic Constitutive Relations, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 78, pp.49~72.
  25. Coulomb, C.A.(1776), “Essai sur une Application des Regles de Maximis et Minimum a Quelques Problemes de Statique Relatifs a l’Architecture”, Mem. Acad. Roy. des Sciences, Paris, Vol. 3, p.38.
  26. Clough, G.W, and O’Rourke, T.D.(1990), “Construction Induced Movements of In-situ Walls. Design and Performance of Earth Retaining Structures”, Geotechnical Special Publication, Vol. 25, pp.439~470.
  27. Caspe, M.S.(1966), “Surface Settlement Adjacent to Braced Open Cuts”, JSMFD, ASCE, Vol. 92, SM 4, July, pp.51~59.
  28. Carter, D.P.(1984), “A Non-linear Soil Model for Predicting Lateral Pile Response”, Rep. No.359, Civil Engineering Dept., The University of Auckland, New Zealand.
  29. Cole, K.W. and Burland, J.B.(1972), “Observations of Retaining Wall Movement Associateed with Large Excavations”, Proc., 5th Eur. Conf.

- SMFE, Madrid, Vol. 1.
30. Clough, G.W., Tsui, Y.(1974), "Finite Element Analysis of Cut-and-Cover Tunnel Constructed with Slurry Trench Walls", Duke Univ. Durham, N.C. Soil Meeh. Ser. No. 29. and 1974b: Performance of Tied-back Walls in Clay, ASCE J. Geotech. Div, Vol. 100, December.
  31. Clough, G.W., Tsui, Y.(1997), "Static Analysis of Earth Retaining Structures", Numerical Methods in Geotechnical Engineering edited by C.S. Desai and J.T. Christian, MGH Book Company, pp.506~527.
  32. Egger, P.(1972), "Influence of Wall Stiffness and Anchor Prestressing on Earth Pressure Distribution", Proc. 5th Eur. Conf. Soil Meeh. Found. Eng., Madrid, Vol. 1.
  33. Francis, A.J.(1964), "Analysis of Pile Groups with Flexural Resistance", ASCE, Vol. 90, No. 3. pp.10~32.
  34. Golder, H.Q., Gould, J.P., Lambe, W., Tschebotarioff, G.P. and Wilson, S.D.(1970), "Predicted Performance of Braced Excavation", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 96, No, SM3, pp.801~815.
  35. Ghaboussi, J., Pecknold, D.A.(1984), "Incremental Finite Element Analysis of Geometrically Altered Structures", International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 20, pp.2051~2064.
  36. Liu, G., Tang, L., Wu, Y., Wu, Y., Zhuang, Y.(2015), "Study on the Stress Characteristics of the Secant Pile Wall in the Foundation Pit Support", Seventh International Conference on Measuring Technology and Mechatronics Automation (ICMTMA).
  37. Liao, S.M., Li, W.L., Fan, Y.Y., Sun, X.(2014), "Model Test on Lateral Loading Performance of Secant Pile Walls", Journal of Construction Facilities, ASCE, pp.391~401.
  38. Lee, S.R., Boija, R.I., Seed, R.B.(1989), "Nonliner Elastoplastic Finite Element Analysis of Braced Excavations in Clay", Reserch Report No. SU/GT/89-01, Stanford Univ.
  39. Murphy, D.J., Clough, G.W. and Woolworth, R.W.(1975), "Temporary

- Excavation in Varied Clay". ASCE 10K(GT3). pp.279~295.
40. Peck, R.B.(1969), "Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground", Proceedings 7th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, pp.225~281.
  41. Rankine, W.J.M. (1857), "On the Stability of Loose Earth", Phil. Trans. Roy. Soc.(London), Vol. 147, pp.9~27.
  42. Simo, J.C. Taylor, R.L.(1985), "Consistent Tangent Operators for Rate-Independent Elastoplasticity", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 48, pp.101~118.
  43. Terzaghi, K.(1936), "A Fundamental Fallacy in Earth Pressure Computations", Journal Boston Soc. Civil Engineering, Vol .23, April, pp.71~88.
  44. Terzaghi, K. and Peck, R.B.(1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice", 2nd Edition, John Wiley and Sons, New York, pp.394~413.
  45. Tschebotarioff, G.P.(1973), "Foundations, Retaining and Earth Structures", 2nd Edition, Mcgraw-Hill Book Company, Inc., New York, N.Y., pp.415~432.
  46. Ward, W.H.(1972), "Remarks on Performance of Braced Excavations in Londen Clay", Proc. Conf. Performance Earth Earth-Supported Strut. Purdue Univ.

## 감 사 의 글

본 논문이 완성되기까지 많은 분들의 도움과 격려에 감사의 마음을 전합니다. 지난 시간들을 돌이켜보면 바쁘고 힘든 일정이었지만 회사와 학교생활을 함께 하면서 보낸 지난시간들이 매우 뜻깊게 여겨지며 감회가 새롭습니다.

바쁜 학사일정에도 아낌없이 깊은 관심과 애정으로 한결같이 학문의 길로 이끌어 주신 지도교수님이신 김대현 교수님께 깊은 감사의 말씀을 드립니다. 교수님의 가르침을 잊지 않고, 사회에서 모범적이고 부끄럽지 않는 제자가 되도록 노력하겠습니다. 그리고 부족한 논문을 지도해주시고 애정을 가져주신 심사위원장이신 김성홍 교수님을 비롯하여 심사위원이신 박정웅 교수님, 정명훈 교수님, 박경호 교수님과 학과에서 지도해주신 장우식 교수님, 이희영 교수님께도 감사의 말씀을 드립니다.

본 연구가 진행되어 오는 동안 많은 도움을 준 토질연구실의 서혁 박사, 선준영 박사에게 감사의 마음을 전합니다. 또한 늘 최고라 응원해 주신 이수옥 지사장님과 항상 깊은 관심과 조언을 보내주신 노의철 박사님께 감사드립니다.

아울러 토질연구실 선·후배님들의 격려와 응원이 큰 힘이 되었습니다. 함께 해주신 모든 분들에게 깊은 감사를 드립니다. 또한, (주)미래건설안전 임직원 여러분과 늘 인자하신 모습으로 격려를 해주시는 이엔건설(주) 옥경문 회장님께 진심을 담아 감사인사 드립니다.

저에 좌우명인 “어제의 나보다, 내일의 나를 위하여, 오늘 나는 노력한다” 처럼 박사논문의 완성이 끝이 아니라 또다른 도전으로 생각하고 늘 주어진 오늘 이순간에 최선을 다하며 열심히 살아가겠습니다.

끝으로 2남 3녀의 막내인 저에게 언제나 변함없는 사랑과 삶의 지혜를 주시는 사랑하는 부모님과 늘 곁에서 격려와 응원을 아끼지 않는 아내, 그리고 아빠와 같은 길을 가고자 토목공학을 전공하고 있는 내 소중한 딸 지원, 보고만 있어도 절로 웃음이 나오는 듬직한 아들 선우, 늦은시간 집에오면 언제나 달려나와 나를 반기는 뭉치에게 진심으로 감사하며 행복과 사랑이 가득한 가족이 되었으면 합니다.

앞으로도 더욱 정진하여 지금까지 도와주신 모든 분들에게 보답하고 기쁨을 드릴 수 있도록 항상 최선의 노력을 다하겠습니다.

2022년 7월  
최 준 영 배상