



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](#)



공학박사 학위논문

굴착공사에서 소단이 가설흙막이 벽체 변위
거동에 미치는 영향

Effects of Berm on the Displacement Behavior of Temporary
Earth Retaining Wall During Excavation



지도교수 김 태 형

2015 년 12 월

한국해양대학교 대학원

토목환경공학과

이 명 한

본 논문을 이명한의 공학박사 학위논문으로 인준함.

위원장	이 영 대	(인)
위 원	서 영 교	(인)
위 원	경 갑 수	(인)
위 원	이 재 하	(인)
위 원	김 태 형	(인)

2015년 12월 21일

한국해양대학교 대학원

목 차

List of Tables	v
List of Figures	viii
Abstract	xiv

제 1 장 서론

1.1 연구 배경	1
1.2 연구 목적	3
1.3 연구 범위	4
1.4 연구 구성	5

제 2장 선행연구자료 고찰

2.1 실내실험	7
2.1.1 버팀대지지벽체 모형토조 실험	7
2.1.2 캔틸레버벽체 모형토조 실험	9
2.2 수치해석	11
2.2.1 점토지반에서 소단의 효과	11
2.2.2 지하연속벽에서 소단의 효과	14
2.2.3 소단의 크기에 따른 흙막이벽의 변위	15
2.2.4 캔틸레버벽체에서 소단의 효과	18
2.3 현장사례	20
2.3.1 매립지 가시설 사례	20

2.3.2 건축현장 사례	23
2.4 결과 고찰	26
2.4.1 실내실험 결과 고찰	26
2.4.2 수치해석 결과 고찰	32
2.4.3 현장사례 결과 고찰	35

제 3장 현장계측

3.1 현장상황과 조사 및 시험 결과	36
3.1.1 현장상황	36
3.1.2 조사 및 시험 결과	37
3.2 현장계측	41
3.2.1 계측기 설치	41
3.2.2 계측관리 기준치	42
3.2.3 소단에 따른 계측결과	43
3.3 결과 고찰	52
3.3.1 소단의 기하형상과 벽체변위	52
3.3.2 소단의 기하형상과 버팀대축력	57

제 4장 수치해석

4.1 수치해석 프로그램	59
4.1.1 개요	59
4.1.2 지반정수 산정을 위한 역해석	61

4.2 해석 조건 및 결과	63
4.2.1 소단형상과 굴착깊이 변화에 따른 변위	63
4.2.2 지반정수 및 변형계수 변화에 따른 변위	68
4.3 결과 고찰	81
4.3.1 소단의 기하특성과 지반물성치에 따른 회귀식	81
4.3.2 수치해석값과 회귀식에 의한 계산 값 비교분석	86
4.3.3 예측 값, 수치해석 값, 회귀식 값 비교분석	92

제 5장 소단 기능의 판단

5.1 소단의 기능	95
5.1.1 NAVFAC이 제시한 소단기능 판단방법	95
5.1.2 JGS 소단기능 판단방법	98
5.2 가상지지점에 의한 소단기능판단	102
5.2.1 소단 저변과 벽체 교점 이용법 (교점법)	102
5.2.2 Zero모멘트 발생점 이용법 (모멘트법)	104
5.2.3 Lohemeyer에 의한 방법 (마찰각법)	106
5.3 벽체주변 흙의 주동 및 수동변위에 의한 소단 기능판단	108
5.4 결과 고찰	113
5.4.1 적정 소단 폭 검토	113
5.4.2 소단기능 판단 모식도	115

제 6장 결론	117
참고문헌	120
부록	123
감사의 글	129

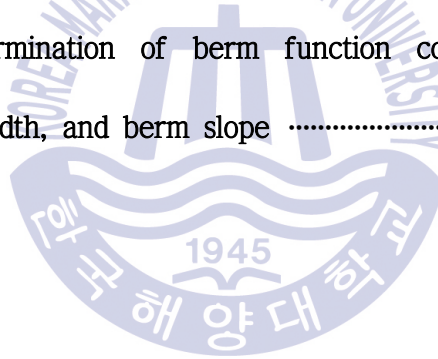


List of Tables

Table 2.1 Laboratory model test results	10
Table 2.2 ANOVA ^b	27
Table 2.3 Model Summary ^b	27
Table 2.4 Coefficients ^a	28
Table 2.5 Wall characteristics effected by volume of berm	32
Table 2.6 Maximum wall displacement according to berm volume ratio, excavation step and soil type	33
Table 2.7 Displacement and bending moment of wall according to excavation step	35
Table 3.1 Summary of sampling survey results	38
Table 3.2 Distribution depth of each soil layer (unit : m)	38
Table 3.3 Results of standard penetration test	39
Table 3.4 Results of borehole test	40
Table 3.5 Results of borehole shear test	40
Table 3.6 Measurement control standard	42
Table 3.7 Displacement according to berm geometric shape and excavation depth	52

Table 3.8 ANOVA ^b	53
Table 3.9 Model Summary ^b	54
Table 3.10 Coefficients ^b	54
Table 3.11 Summary of observation and regression result	56
Table 3.12 Strut axial force according to excavation depth	57
Table 4.1 Weathered soil (SM) parameters used in design and calculated by back analysis in case of 5.2m bermed excavation ..	61
Table 4.2 Parameters considered in numerical analysis	64
Table 4.3. Calculated results of maximum lateral displacement according to berm width, berm slope, and excavation depth	66
Table 4.4 Considered soil properties of weathered soil layer (SM)	68
Table 4.5 Results of maximum lateral displacement according to soil parameters and excavation depth	70
Table 4.6 Considered shear strenght parmeters of weathered soil layer(SM)	74
Table 4.7 Effect of cohesion on the maximum lateral displacement	75
Table 4.8 Effect of friction angle on the maximum lateral displacement	77
Table 4.9 ANOVA ^b	82

Table 4.10 Model summary(f)	82
Table 4.11 Coefficients ^a	83
Table 4.12 Paired samples correlations	86
Table 4.13 Paired samples test	86
Table 4.14 Calculation results of numerical and regression equation	87
Table 4.15 Displacement results of observed, numerical and regression (Slope=1:0.2, $\phi=27$, $c=4kN/m^2$)	93
Table 5.1 Virtual resistance location based on Lohmeyer method	106
Table 5.2 Determination of berm function considering excavation depth, berm width, and berm slope	116



List of Figures

Fig. 1.1 Typical bermed excavation profile at the certain stage (Yang and Park, 1998)	2
Fig. 2.1 Test procedure of strut supported retaining wall in soil tank test (Yang and Park, 1998)	8
Fig. 2.2 Variation of lateral displacement after installation of 3rd level strut depending on berm volume (Yang and Park, 1998)	9
Fig. 2.3 Configuration of geometry of bermed excavation (Youssef, 2003)	10
Fig. 2.4 Computed and observed wall and soil movement at St. Louis (1ft=0.305m)	11
Fig. 2.5 Computed and observed wall and soil movements at San Francisco	12
Fig. 2.6 Dimensionless settlement versus percentage passive wedge remaining; 30ft excavation, $s_u = 500 + 0.3\sigma'_v$, $E_i = 600s_u$	13
Fig. 2.7 Dimensionless settlement versus percentage passive wedge remaining; 50ft excavation, $s_u = 1000 - 0.3\sigma'_v$, $E_i = 600s_u$	13

Fig. 2.8 Effect of berm on displacement and bending moment of retaining wall	15
Fig. 2.9 Effect of berm on lateral displacement, bending moment, and shear stress	16
Fig. 2.10 Maximum lateral displacement of wall in sand (a) excavation step 8 and (b) excavation step 9	17
Fig. 2.11 Maximum lateral displacement of wall in clay (a) excavation step 8 and (b) excavation step 9	18
Fig. 2.12 Deflection factors versus berm to wall height ratio with different top berm widths	19
Fig. 2.13 Geometry of bermed wall with soil profile and excavation steps with berm (Ishii et al., 1994).	21
Fig. 2.14 Deflections and moments of wall supported with strut ..	22
Fig. 2.15 Berm size and soil profile at 15.5m in excavation depth	23
Fig. 2.16 Predicted wall deflection according to berm widths	25
Fig. 2.17 Histogram of regression standardized residual	29
Fig. 2.18 Normal P-P plot regression standardized residual	30
Fig. 2.19 Comparisons between experiment and regression data	31
Fig. 2.20 Wall characteristics effected by volume of berm	32

Fig. 2.21 Maximum wall displacement according to volume of berm	34
Fig. 2.22 Displacement and moment of wall according to excavation step	35
Fig. 3.1 Boring locations	37
Fig. 3.2 Location of measurement gauges	41
Fig. 3.3 Bermed excavation situation at the site	43
Fig. 3.4 Cross-sectional diagram of 5.2m bermed excavation at the site	44
Fig. 3.5 Results of measured inclinometer to excavation depth with different berm widths	45
Fig. 3.6 Measured maximum horizontal displacement to berm width in case of 5.2m excavation	46
Fig. 3.7 Output graph for time-load cell	48
Fig. 3.8 Output graph of strain gauge	51
Fig. 3.9 Displacement according to berm geometric shape and excavation depth	52
Fig. 3.10 Histogram of regression standardized residual	55
Fig. 3.11 Normal P-P plot of regression standard residual	55
Fig. 3.12 Summary of observation and regression result	57
Fig. 3.13 Strut axial force according to excavation depth	58
Fig. 4.1 Flowchart of program	60

Fig. 4.2 Observed data of lateral displacement with different soil parameters in case of bermed excavation 5.2m	
($c: 4kN/m^2, \phi: 27^\circ, E: 30,000kN/m^2$)	62
Fig. 4.3 Comparison of maximum lateral displacement between measured and back analysis with different soil parameters in case of bermd excavation 5.2m	63
Fig. 4.4 Cross-sectional diagram of step-wise bermed excavation at the site	64
Fig. 4.5 Modeling used in numerical analysis in case of berm slope 1:0.2 and berm width 2m with different excavation depths	65
Fig. 4.6 Results of maximum lateral displacement according to berm width, berm slope, and excavation depth	67
Fig. 4.7 Results of maximum lateral displacement ratio according to soil parameters and excavation depth	72
Fig. 4.8 Effect of cohesion (c) on the maximum lateral displacement	79
Fig. 4.9 Effect of internal friction angle (ϕ) on the maximum lateral displacement	80
Fig. 4.10 Histogram of regression standardized residual	84
Fig. 4.11 Normal P-P plot regression standardized residual	84

Fig. 4.12 Scatter diagram with numerical and regression output	92
Fig. 4.13 Displacement results of observed, numerical and regression	94
Fig. 5.1 Force polygon and decision of passive resistance in determination of active earth pressure (NAVFAC, 1986)	96
Fig. 5.2 Culmann method for determination of passive resistance of berm (NAVFAC, 1986)	97
Fig. 5.3 Function of berm based on the virtual resistance location (Yang and Park, 1998)	98
Fig. 5.4 Function of berm based on the height of berm (H) (Yang and Park, 1998)	99
Fig. 5.5 Function of berm based on the excavation height (h) and passive failure line (Yang and Park, 1998)	100
Fig. 5.6 Function of berm based on the lateral forces (Yang and Park, 1998)	101
Fig. 5.7 Function of berm based on the force equilibrium between lateral and shear resistance (Yang and Park, 1998)	101
Fig. 5.8 Function of berm based on the virtual resistance location	103
Fig. 5.9 Function of berm based on the zero moment method in case of berm slope 1:0.2	105

Fig. 5.10 Function of berm based on Lohemeyer method	107
Fig. 5.11 Measurement locations of passive displacement of berm and active displacement of backfill	108
Fig. 5.12 Passive displacement of berm and active displacement of backfill at excavation depth 5.2m with different berm slopes and widths	110
Fig. 5.13 Passive displacement of berm and active displacement of backfill at excavation depth 7.4m with different berm slopes and widths	111
Fig. 5.14 Passive displacement of berm and active displacement of backfill at excavation depth 10.2m with different berm slopes and widths	112
Fig. 5.15 Berm function decision diagram considering excavation depth, berm width and berm slope	116

Effects of Berm on the Displacement Behavior of Temporary Earth Retaining Wall During Excavation

Lee, Myoung Han

Department of Civil and Environmental Engineering
Graduate School of Korea Maritime and Ocean University

Abstract

Together with the wall stiffness, a berm has the role of determining the stability of a temporary retaining wall during excavation. Especially in the case of a deeper excavation, the role of berm is very important.

In this study, the measurement data, obtained from the temporary retaining wall in the bermed excavation site in urban and the numerical analysis results, were used to investigate the effects of berm's volume (width and slope), excavation depth and ground property on the maximum horizontal displacement of the temporary retaining wall.

The measurement data indicated that the berm was effectively restrained to the wall displacement. The wall displacement varied to the excavation depth and berm's volume (width and slope). That is, as the excavation depth increased and the berm volume decreased, the wall displacement increased.

The finite element program (MIDAS GeoXD) was used to estimate the effect of berm on the displacement of the wall in detail. As a result of numerical analysis, it was found that the berm is effectively restrained to the wall displacement, which is the same result as the measurement data. The maximum wall displacement increased as the slope increased (steeper) and as the berm width decreased. In the case of the same berm condition, the wall displacement restrained as the ground property was better. As the excavation depth increased, to get the same effect of berm, the volume of berm needed to be increased.

A regression equation of wall displacement, with 93% of determination coefficient ($R^2=0.938$), was constructed using the measurement data. An another regression equation with 70% of determination coefficient ($R^2=0.700$) was also constructed using the numerical analysis results considering berm's volume (width and slope), soil property and excavation depth.

A function of berm was evaluated using three methods; intersection point method, moment method, and friction angle method. The intersection point method took the virtual resistance location as the intersection between berm base and wall. This method overestimated the function of berm when the excavation depth increased. The moment method took the virtual resistance location as the first point of zero moment below the excavation base. It underestimated the function of berm when the excavation depth increased. The friction angle method took the virtual resistance location as the Lohemeyer's method. Compared to other two methods, this method reasonably well-estimated the function of berm.

In addition, based on the results of intersection point method and friction angle method, new equations, which can estimate the berm

width required to maintain the wall-stability during excavation, were proposed. These equations are so simple and can be used in practice easily.

A function of berm was also evaluated by comparison between the passive displacement of the berm and the maximum wall displacement. Both displacements were calculated using FEM program. If the passive displacement of the berm is larger than the wall displacement, the berm has no function of resistance of the wall.

In addition, to decide the berm function, a decision diagram was proposed as functions of berm width, berm slope, and excavation depth. This diagram was drawn based on the comprehensive analysis of numerical analysis data. The regime was divided into three regimes as two boundary lines, upper line with berm slope 1:0.5 and lower line with berm slope 1:1.0. The berm function presented good in the bottom regime, intermediate in the middle regime, and bad in the top regime.

KEYWORDS: Berm, Excavation, Temporary retaining wall, Maximum lateral displacement, Berm function, Regression equation

제 1 장 서 론

1.1 연구 배경

일반적으로 적용되는 흙막이 벽체 공법의 종류로는 H-pile+토류벽, CIP, SCW (Soil Cement Wall), 널말뚝, 지하연속벽 등이 있다. 그런데 이들 흙막이 벽체 공법을 이용한 굴착공사에서 사고가 빈번하게 발생되고 있다. 이러한 사고는 지반이 갖는 불확실성, 설계, 계측 및 과굴착 등 시공관리 의 오류 등에 의해 발생하는 것으로 알려져 있다 (Seong et al., 2011; Liu et al., 2012).

흙막이 벽체를 설치하고 지반을 굴착하면 벽체에는 변형이 발생된다. 특히 도심지 구조물 근접 굴착 시 과도한 굴착으로 인하여 배면 지반 및 흙막이벽체에는 큰 변형이 발생된다. 과굴착은 흔히 버팀대 설치 위치보다 더 깊게 굴착하는 행위이다. 일반적으로 버팀대를 설치를 위한 최소굴착깊이에 도달했을 때 신속하게 버팀대를 설치해야 한다. 하지만 공기단축이나 시공장비의 작업 편의상 더 많은 굴착행위가 버팀대 설치 전에 이루어지고 있다. 이런 경우 벽체의 과도한 변형을 억제하기 위해 실무에서는 굴착 측에 어느 정도의 소단 (berm)을 두어 시공하고 있다. 국내에서는 도심지 버팀굴착 공사 시에 버팀대 설치 예정 위치에서 2.5m ~ 3.5m 정도 더 굴착된 상태에서 버팀대를 설치해가는 것이 일반적이다 (Fig. 1.1). 이는 현장에서 굴착 및 버팀대 설치 작업을 위해 중장비가 필요로 하는 작업공간을 확보하기 위함인데, 이러한 경우 과도한 굴착으로 인하여 발생하는 지반 및 흙막이 구조물의 큰 변형을 억제하기 위해서 현장에서는 소단이 현장여건에 맞게 적절하게 활용하고 있다.

소단은 굴착 후 지지구조물이 설치되기 전 흙막이 벽체의 강성과 더불어 굴착벽체의 안정성을 좌우하는 역할을 한다. 특히 굴착지반이 느슨하거나 연약한 경우 소단의 역할은 상당히 중요한데 일반적인 토사층에서 1:1이상(물성이 좋은 토사층에서는 1:1.5 이상을 추천하고, 물성이 나쁜 흙

에서는 1:2 또는 1:2.5)을 유지하는 것이 바람직한 것으로 알려져 있다. 굴토면적이 넓은 경우에는 소단을 설치할 수 있으나 이 경우에는 소단 상단의 폭은 과굴착 심도의 3배 이상이 필요한 것으로 알려져 있다 (Korean Geotechnical Society, 2002).

실무에서는 소단의 벽체변형억제 효과를 가상수동붕괴선, 벽체내외의 힘의 평형, 소단 폭과 높이의 관계 등을 이용한 경험적 방법을 사용하여 판단하거나 (NAVFAC, 1986; Japanese Geotechnical Society, 1998), 실제 현장 여건이 반영된 계측이나 수치해석 (Daly and Powrie, 2001; Youssef, 2003; Andrew and William, 2008; Li et al., 2012; Wu and Duan, 2014)을 이용하여 소단의 기능을 판단하고 있다. 하지만 이들 연구결과를 환경여건이 서로 다른 현장에 적용하는 데는 한계가 있는 것으로 알려져 있다 (Cho, 1997; Yang, 2000). 따라서 실무현장에서 이용하기 쉽도록 소단이 벽체변위에 미치는 영향에 대한 기준을 제시하는 연구가 필요한 실정이다.

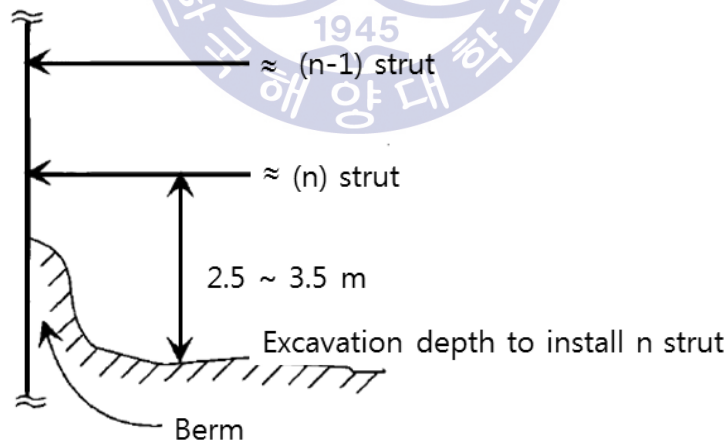


Fig. 1.1 Typical bermed excavation profile at the certain stage (Yang and Park, 1998)

1.2 연구 목적

본 연구의 목적은 가설흙막이 굴착공사에서 소단이 가설흙막이 벽체변위 거동에 미치는 영향을 파악하는 것으로 구체적으로 다음과 같은 세 가지 연구 목적이 있다.

- 1) 소단의 기하학적 형상 및 굴착깊이에 따른 벽체변위
- 2) 지반정수 및 변형계수에 따른 벽체변위
- 3) 가상지지점과 수동변위에 따른 소단기능 판단(평가)

기존 연구와 다른 점은 물성이 좋은 풍화토 지반에서 현장의 실제 공사 상황을 최대한 반영하여 소단의 폭과 경사 등을 선정하여 연구에 적용한 것이 가장 큰 차이점이다.

기존의 많은 연구는 연약점성토나 연약사질토에 대해 집중되었으며 소단의 경사를 최소 1:1 이상을 취하고 있는 경우를 주 고려대상으로 하였다. 하지만 실제 도심지 공사(특히 지하차도 공사와 같은 현장)에서는 작업공간이 협소하여 문헌에 제시된 경사 1:1 이상을 확보하기가 쉽지 않다.

1.3 연구 범위

일반적으로 소단의 기능은 흙막이벽체의 강성 및 단부조건, 버팀방법, 굴착속도, 시공순서, 소단규모의 폭과 경사), 지반물성, 굴착심도 등에 좌우된다. 본 연구에서는 이들 요소를 다 고려할 수 없어 소단규모, 지반물성 변화, 굴착심도를 주 연구 요소로 한정하였다.

수집한 선행연구자료와 사례현장의 계측자료 및 수치해석자료를 서로 비교 분석하여 소단규모, 지반물성변화, 굴착심도에 따른 벽체 변위에 미치는 소단의 영향을 분석하였다. 즉, 굴착에 따른 소단의 폭과 경사의 변화, 굴착으로 인한 가설벽체 및 소단 주변지반의 물성변화, 그리고 소단 규모와 지반물성이 동일 조건에서 굴착심도가 벽체변위에 미치는 영향을 규명하였다. 아울러 소단규모, 지반물성, 굴착심도 요소간의 서로의 상관관계도 규명하였다.

굴착공사에서는 공기단축 측면에서 흙막이벽 근방에 소단을 남겨 놓은 상태에서 중앙부를 먼저 굴착하는 경우가 있다. 이 경우 흙막이 벽의 변형과 응력, 버팀대의 축력에 대해 과도한 변화를 주지 않는 적절한 규모를 가진 소단의 크기로 시공할 필요가 있다. 여기서 적절한 규모의 소단의 결정은 쉬운 문제가 아니다. 그러므로 소단의 역할을 손쉽게 판정할 수 있는 방법이 필요한데 본 연구에서는 가상지지점과 소단의 수동변위를 이용한 평가법을 제시하였다.

1.4 연구 구성

본 연구는 다음과 같이 총 6장으로 구성된다.

제 1장은 소단을 이용한 굴착 시 벽체 변위와 관련된 본 연구의 배경, 연구 내용 및 목적, 그리고 구성을 설명한다.

제 2장은 국내외 기존연구 자료를 실내실험, 수치해석, 현장사례로 묶어 정리한 부분이다. 기존연구는 주로 흙막이 구조물 및 지반의 변형을 억제할 수 있는 효율적인 소단과 관련된 연구이다. 실내실험은 모형실험 연구이고, 수치해석은 다양한 지반조건 및 경계조건에 대해 여러 해석프로그램을 이용한 해석연구이고, 현장사례는 특수한 지반 및 시공 조건에서 소단을 이용한 굴착 시 벽체의 변위가 많이 발생한 시공사례로 구성된다. 또한 실내실험, 수치해석, 현장사례에 대한 분석을 통해 소단이 벽체변위에 미치는 경향을 파악하였다.

제 3장은 본 연구 대상 현장의 현장계측 자료 특히, 벽체 변위 결과를 정리 및 분석한 부분으로 현장의 지형 및 지질 상황, 지반조사 결과 내용을 포함하고 있다. 현장 굴착지반이 실트질 모래인 풍화토에서 굴착 시 소단의 규모에 따라 벽체 변위 경향이 어떻게 변화되는지 보여준다. 굴착에 따른 계측결과에 대한 분석을 통해 소단의 기하형상과 굴착깊이에 따른 벽체변위간의 관계를 다중선형회귀식으로 제시하였다.

제 4장은 흙막이 가시설 해석 프로그램인 Geo-x (ver. 3.5)를 사용하여 단계별 굴착 시 가설벽체 변위에 미치는 소단의 영향을 좀 더 세부적으로 파악하였다. 현장의 상황을 고려하여 소단높이 2.5m에 대해 소단 폭 (1, 2, 3, 4m)과 경사 (1:1, 1:0.5, 1:0.2)를 변화시켜 수치해석을 수행하였다. 해석결과에 대한 분석을 통해 소단의 기하특성과 지반물성치에 따른 회귀식을 제시하고, 계측 값, 수치해석 값, 회귀식 값 간의 비교 분석이 이루어졌다.

제 5장에서는 소단의 역할을 가상지지점과 소단의 수동변위를 가지고 판단하였다. 가상지지점은 3 가지 방법 1) 소단의 아랫변과 벽체의 교점

(교점법), 2) 모멘트법, 3) Lohemeyer법 (마찰각법) 으로 산정되었으며, 이들 방법에 기본적인 개선된 적성 소단 폭 산정식이 제안되었다. 소단의 기능은 또한 소단의 수동변위와 벽체변위를 비교하여 판정하였다. 소단의 수동변위가 가시설벽체 변위보다 크면 소단의 기능이 없는 것으로 판정하는 것이다. 또한 본 연구 현장의 상황이 고려된 소단기능 판정 모식도도 제시되었다.

제 6장은 본 연구에서 도출된 결과에 대해 서술하였다.



제 2 장 선행연구자료 고찰

2.1 실내실험

2.1.1 버팀대지지벽체 모형토조 실험

Yang and Park (1998)은 토조를 이용한 모형실험을 진행하였다. 아래 그림과 같이 굴착을 완료한 후 평균 기울기 1:1.4 정도로 높이 15cm 소단의 형상을 유지하면서 소단의 전체적인 크기를 점차 축소시켰다 (Fig. 2.1). 소단의 폭은 33, 28, 24, 19, 14, 9, 5, 0cm 로 점차 감소되면서 형상이 사다리꼴에서 삼각형 모양으로 바뀌게 된다. 모형실험은 지보공이 없는 자립식 흙막이 경우와 총 3단의 버팀대가 설치된 경우에 소단의 효과를 알아보기 위해 실시하였다. 토조내 지반은 주문지 표준사를 전기모터로 작동하는 토사포설기를 사용하여 형성하였다. 흙막이 벽은 3mm 두께의 아크릴판을 사용하고 하단부는 자유단 조건으로 설정하였다. 계측은 부재의 응력을 측정의 어려움, 그리고 비용상의 문제 등으로 변위계를 이용한 변위 측정을 중심으로 진행되었다. Fig. 2.1의 단계별 실험과정은 다음과 같다.

- (a) : G.L.(-5cm) 굴착 후 지표면과 동일한 높이에 1단 버팀대 설치단계
- (b) : 소단 크기를 변화시켜 굴착을 진행하여 G.L.(-20cm)까지 굴착진행
- (c) : 2단 버팀대 설치 전까지 굴착
- (d) : 2단 버팀대 설치 후 잔여 소단 제거
- (e) : 3단 버팀대 설치 전까지 굴착
- (f) : 4단 버팀대 설치 전까지 굴착. 실험 완료

모형실험결과 흙막이 구조물 및 지반의 변형을 억제할 수 있는 효율적인 소단이 존재함을 확인하였다 (Fig. 2.2). 이 그림은 3단 버팀대 설치 후 굴착을 진행함에 (Fig. 2.1 (f)) 따른 벽체 변위를 나타낸 것이다. 일정한 굴착 깊이에서 소단의 단위길이당 체적이 감소함에 따라 흙막이벽의 수평

변위가 증가하는 경향을 보였다. 특히 3단 버팀대 하부에서 소단의 체적이 어느 크기 이하로 줄어들어 따라 (소단의 형상이 사다리꼴에서 삼각형으로 변화, 참고 Fig. 2.1(f)) 흙막이 벽의 수평변위가 급속하게 증가하는 것을 확인하였다. Fig. 2.2의 변위 양상 ④, ③, ②, ①을 보면 그 경향을 분명하게 알 수 있다. 또한 소단의 형상은 삼각형 모양보다는 사다리꼴 모양이 굴착으로 인한 벽체 변위 억제에 훨씬 효과적인 것을 알 수 있다 (Yang and Park, 1998).

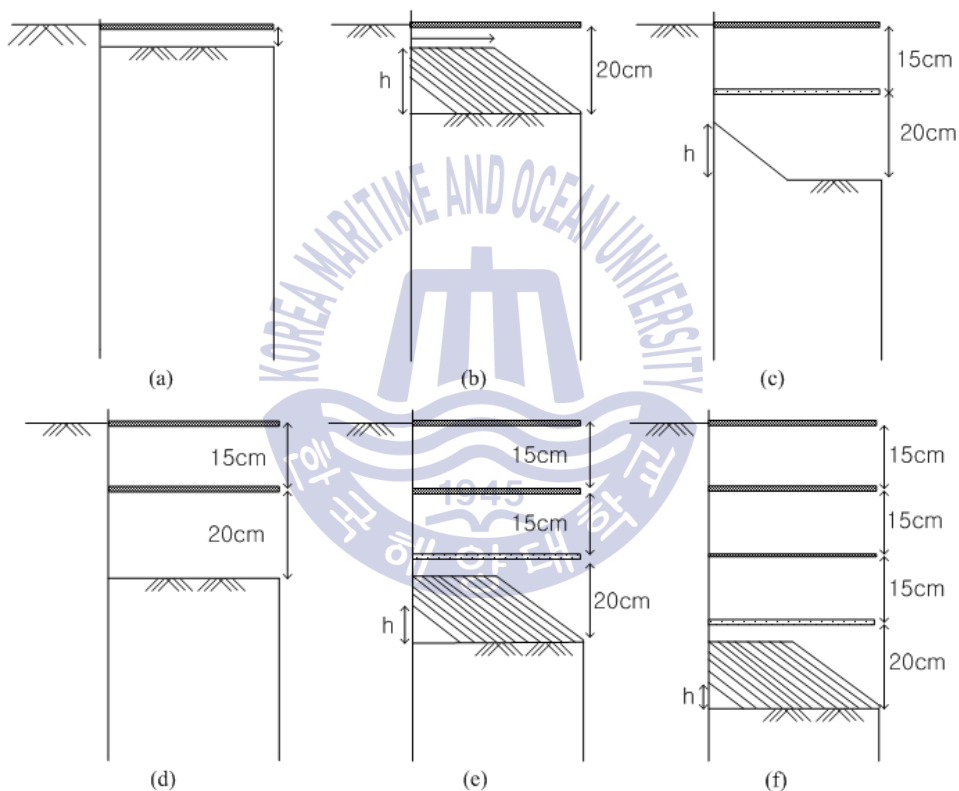


Fig. 2.1 Test procedure of strut supported retaining wall in soil tank test (Yang and Park, 1998)

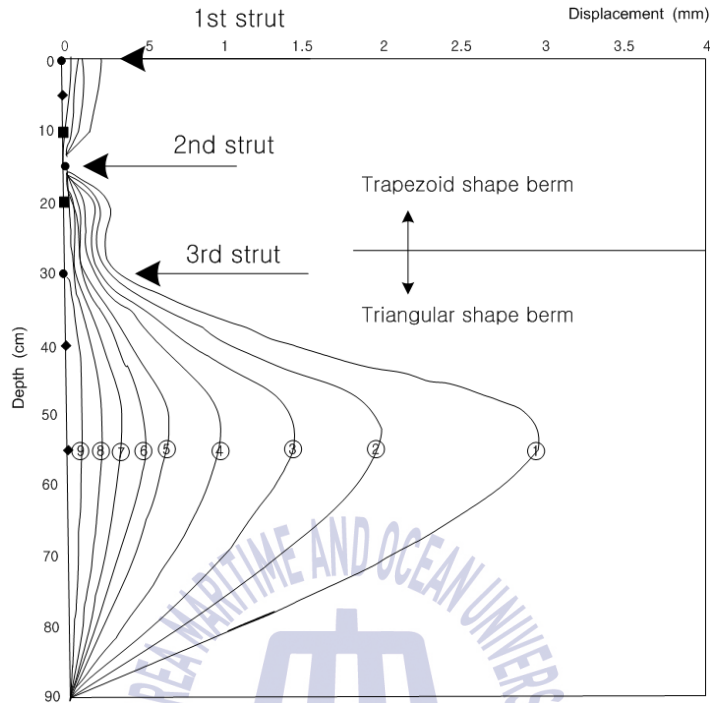


Fig. 2.2 Variation of lateral displacement after installation of 3rd level strut depending on berm volume (Yang and Park, 1998)

2.1.2 캔틸레버벽체 모형토조 실험

Youssef (2003)는 소단지지 캔틸레버 벽체의 유한요소해석 결과를 검증하기 위해 모래를 이용한 모형토조 실험을 실시하였다. 사용된 토조의 크기는 250mm × 1200mm × 600mm로 지반과 토조면과의 경계면효과를 충분히 최소화 시킬 수 있는 크기이다. 사용된 벽체는 1.5mm 금속판 ($I_m=2.8125E-10m^3/m$)으로 길이는 595mm이다. 모래는 No.16번 체를 통과하고 No.200번체 보다 작은 세립분은 제거하였다. 벽체의 변위는 2개씩 쌍으로 4개의 다이얼게이지를 통해 상부에서 측정하였다 (Fig. 2.3). 실험은 삼각형 모양의 상부 폭이 없는 소단의 경사와 높이에 따른 벽체의 변위를 측정하는 것으로 진행되었다.

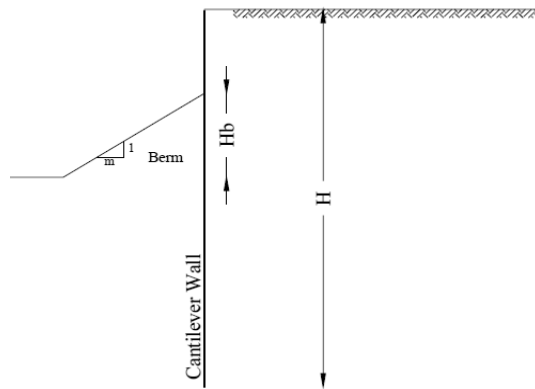


Fig. 2.3 Configuration of geometry of bermed excavation (Youssef, 2003)

측정결과 (Table 2.1) 소단의 경사가 완만할수록 소단의 높이가 높을수록 벽체의 변위가 효율적으로 감소됨을 알 수 있었다. 또한 모래의 내부마찰각이 증가할수록 벽체의 변위가 감소된 것으로 나타났다. 하지만 내부마찰각의 효과는 소단의 규모가 커질수록 (높이가 높아지고 경사가 완만해 질수록) 미비함을 보여주었다.

Table 2.1 Laboratory model test results (Youssef, 2003)

h_b / H	m	Displacement (cm)	
		Internal friction angle (32°)	Internal friction angle (36°)
0.2	1:2	0.14	0.12
0.2	1:3	0.11	0.08
0.2	1:4	0.11	0.08
0.3	1:2	0.09	0.08
0.3	1:3	0.08	0.06
0.3	1:4	0.07	0.06
0.4	1:2	0.04	0.05
0.4	1:3	0.04	0.05
0.4	1:4	0.04	0.04

2.2 수치해석

다양한 지반조건에 설치된 다양한 흙막이 벽체 구조물에서 소단의 효과를 보기 위해 수치해석 연구가 많이 수행되었다 (Clough and Denby, 1977; Potts et al., 1992).

2.2.1 점토지반에서 소단의 효과

Clough and Denby (1977)는 연약-중간 정도 굳기의 점토에서 굴착공사 시 가설 지보공으로 이용된 소단의 효과를 정량화 한 결과를 유한요소해석을 통한 사례연구를 통해 제시하였다. 유한요소해석 기법의 타당성을 확인하기 위해 2개 현장의 측정치가 사용되었으며 수치해석 결과와 측정치는 비교적 잘 일치하는 것으로 나타났다 (Fig. 2.4, Fig. 2.5). Fig. 2.4는 St. Louis 현장이고, Fig. 2.5는 San Francisco 현장이다.

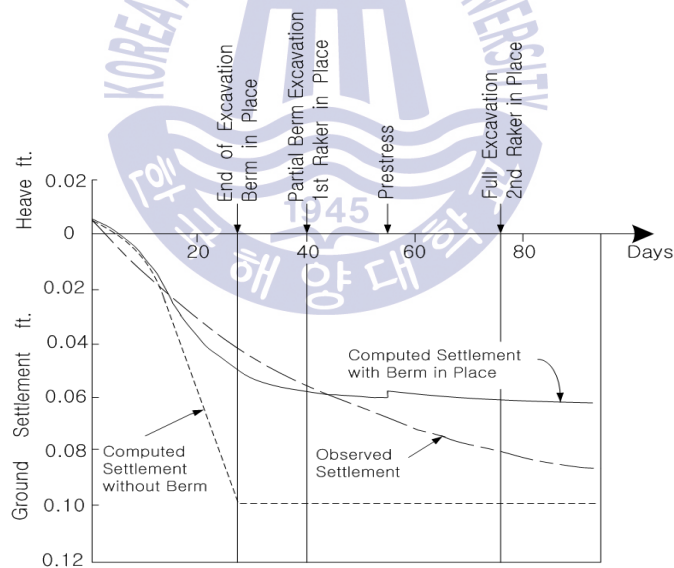


Fig. 2.4 Computed and observed wall and soil movement at St. Louis (1ft=0.305m) (Clough and Denby, 1977)

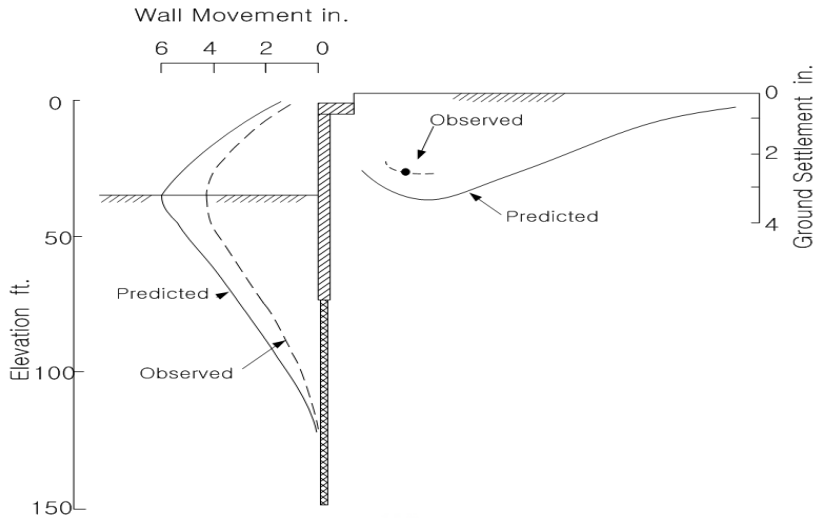


Fig. 2.5 Computed and observed wall and soil movements at San Francisco (Clough and Denby, 1977)

해석결과를 무차원 도표 형식으로 각각 제시하면 Fig. 2.6 및 Fig. 2.7과 같다. 결과를 보면 소단의 크기가 클수록 흙막이 구조의 움직임 및 배면 지표의 침하를 감소시킨다는 것을 알 수 있다. 그러나 소단의 효과는 소단의 크기에만 지배되는 것이 아니라 벽체의 강성, 굴착깊이, 흙막이벽의 단부 조건, 흙의 전단강도등에 의해서도 영향을 받는다. 안정수와 예측변위의 관계로부터 소단의 효과는 안정수 ($N_o = \gamma H / S_{ub}$)에 크게 영향을 받는다는 것을 알 수 있다. S_{ub} 는 굴착저면에서 비배수전단강도이다.

낮은 안정수 ($N_o < 3$) 범위에서 소단의 크기를 증가시킬 때 지반의 변위가 약간 감소한다. 중단 단계의 안정수 ($N_o = 3 \sim 4.5$) 범위에서는 지반의 변위는 크게 감소한다. 그러나 높은 안정수 ($N_o > 4.5$) 이상에서는 지반의 변위가 어느 정도 감소하기는 하지만 소단아래 부분 심층변위 때문에 오히려 변위가 크게 발생하여 결과적으로 소단의 효과는 약해진다고 하였다.

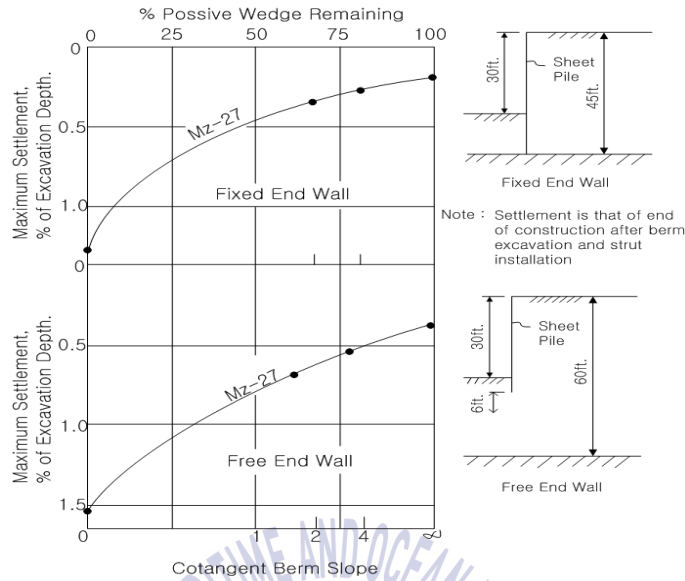


Fig. 2.6 Dimensionless settlement versus percentage passive wedge remaining; 30ft excavation, $s_u = 500 + 0.3\sigma'_v$, $E_i = 600s_u$ (Clough and Denby, 1977)

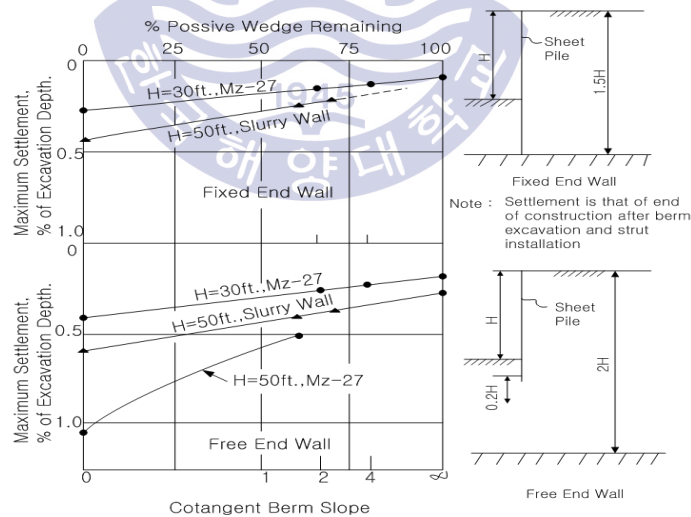
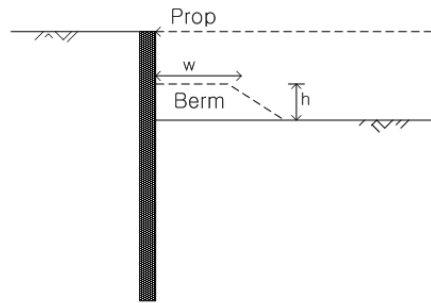


Fig. 2.7 Dimensionless settlement versus percentage passive wedge remaining; 50ft excavation, $s_u = 1000 - 0.3\sigma'_v$, $E_i = 600s_u$ (Clough and Denby, 1977)

2.2.2 지하연속벽에서 소단의 효과

Potts et al. (1992)은 단단한 점토지반에 지하연속벽이 근입된 경우에 대해 해석을 실시하였다. 본 해석은 다양한 형태의 소단을 남겨 놓고 굴착을 수행한 후 상부에 지보공을 설치하고 나중에 소단을 제거하는 공정을 기준으로 한 것이다. 예상했던 것처럼 소단의 크기가 클수록 변위는 더욱 억제되는 경향을 나타냈다. 해석된 가장 큰 소단 (굴토되는 전체양의 30%)은 약 60%의 효율을 나타내고 있다. 여기서 굴토되는 전체양의 30%의 의미는 굴착하기 전 소단 없이 흙막이벽 상부에 버팀대만 있는 경우가 100%를 기준으로 한 소단의 체적이다. 60%의 효율은 소단이 없는 경우 변위를 기준으로 산정된 값이다.

Fig. 2.8(c)는 완전히 지보공이 설치된 경우의 최대 휨모멘트에 대해 정규화 하여 소단 체적에 대한 벽체의 최대 휨모멘트를 나타내고 있다. 이것은 최대모멘트 중 가장 작은 값을 주는 최적의 소단이 존재한다는 것을 보여준다. 높이 2.5m와 5m 사이의 소단의 경우, 굴착바닥 근처 지반의 움직임, 최종단계에서 벽체의 변위 형상, 벽체의 휨모멘트 등을 지배하는 것은 소단의 기하학적 형상이 아니라 체적이라는 것을 밝혔다. 소단 높이가 2.5m 미만이면 동일한 체적의 소단들도 상이한 벽체 변위와 휨모멘트를 나타낸다.



(a)

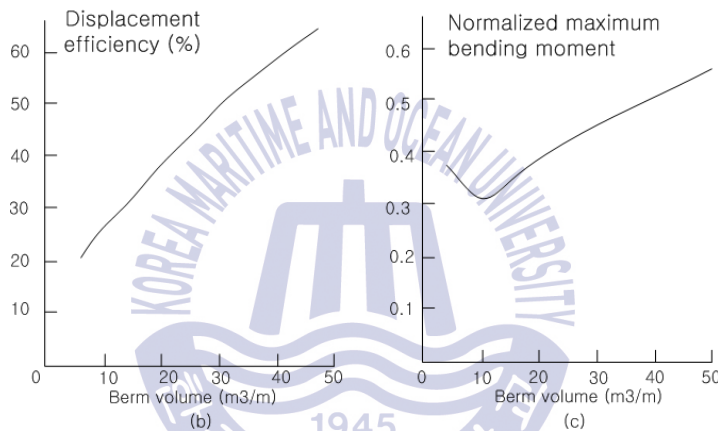


Fig. 2.8 Effect of berm on displacement and bending moment of retaining wall (Potts et al., 1992)

2.2.3 소단의 크기에 따른 흙막이벽의 변위

Yang and Park (1997)은 유한요소프로그램으로 소단의 크기에 따른 흙막이벽의 변위에 대해 수치해석을 수행하였다. Fig. 2.9는 소단의 크기에 따른 흙막이벽의 변위 및 부재력에 대한 수치해석 결과이다. 소단의 평균 높이는 약 3m 이고 소단의 폭을 변화시키면서 소단의 전체 크기에 따른 거동을 분석하였다. 결과를 보면 소단의 단위 길이당 체적이 증가함에 따라 흙막이 벽의 수평변위는 감소하는 경향을 띄고 있지만 $10\text{m}^3/\text{m}$ 정도의 소단 크기를 기준으로 하여 변위의 증강이 뚜렷하게 달라지고 있음을 알

수 있다. 흙막이 벽체에 작용하는 최대 휨모멘트나 전단력은 소단이 있는 경우가 소단이 없는 경우보다 모두 작은 결과를 보인다. 본 해석 결과를 볼 때 단단한 지반에서 굴토가 이루어질 때 적절한 크기의 소단을 이용한다면 지반 및 토류구조물의 변위를 상당히 억제할 수 있음을 알 수 있다.

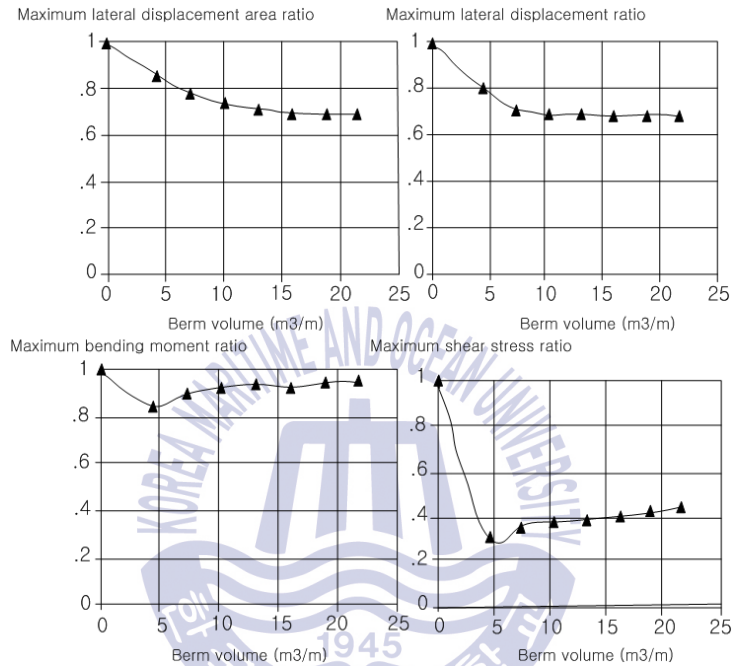


Fig. 2.9 Effect of berm on lateral displacement, bending moment, and shear stress (Yang and Park, 1997)

또한 Yang and Park (1997)은 유한차분프로그램인 FLAC을 이용하여 사질토와 점성토 지반을 대상으로 소단에 대한 평가를 수치해석을 통해 알아보았다. 총 9단계에 걸쳐 굴착을 모사하였는데 1단계는 버팀대가 없는 자립식 흙막이 상태이고 2단계부터 9단계까지는 8단의 버팀대가 설치되었다. 버팀대 설치간격은 2.5m를 선택하였다.

수치해석 결과 굴착으로 인한 변위를 억제하는 데에 점성토 지반 보다는 사질토 지반에서 소단의 효과가 큼을 밝혔다. 중간 ~ 촘촘한 사질토

지반에서 흙막이 벽의 수평변위는 소단의 단위 길이당 체적이 감소함에 따라 증가하는 경향을 보이고 6 ~ 8 m³/m 정도의 소단 크기를 기준으로 변위의 증감이 뚜렷하게 달라지는 것을 밝혔다 (Fig. 2.10). 점성토의 경우 사질토의 경우와 마찬가지로 소단의 크기가 증가함에 따라 벽체의 수평변위가 감소하는 경향을 보였으나, 사질토의 경우처럼 변위의 증감이 뚜렷하게 달라지는 효율적인 소단의 존재를 확인하기는 어려운 것으로 나타났다 (Fig. 2.11).

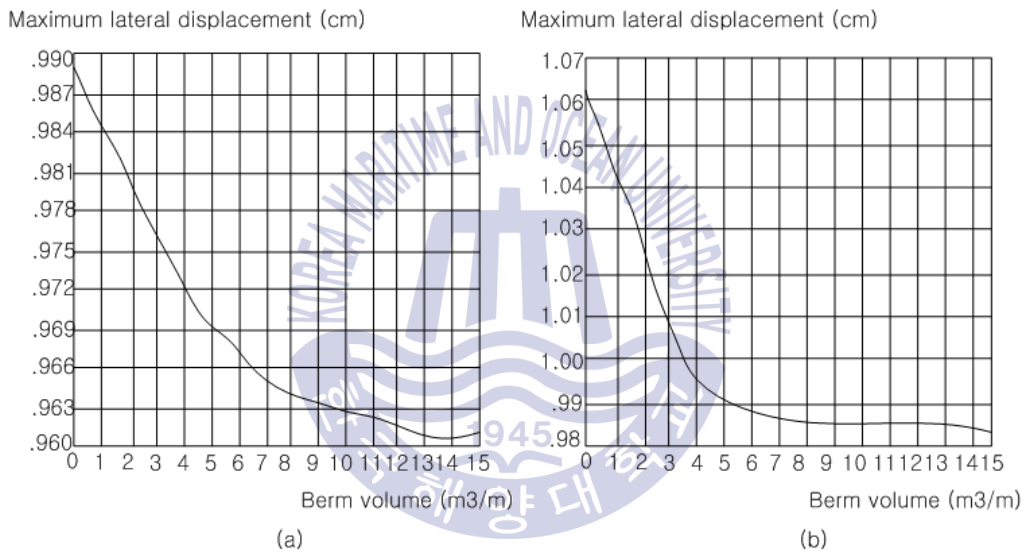


Fig. 2.10 Maximum lateral displacement of wall in sand (a) excavation step 8 and (b) excavation step 9 (Yang and Park, 1997)

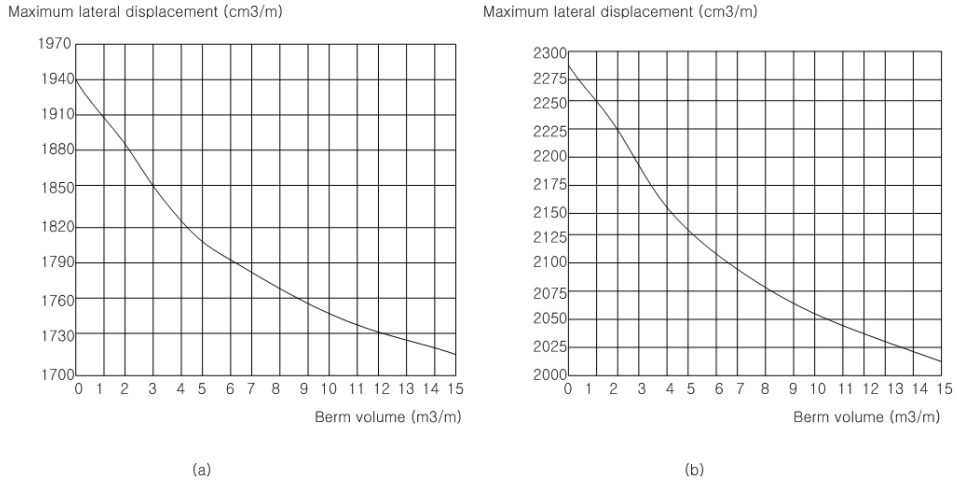
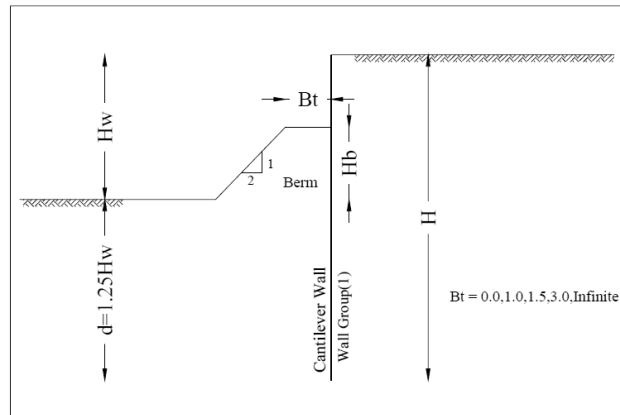


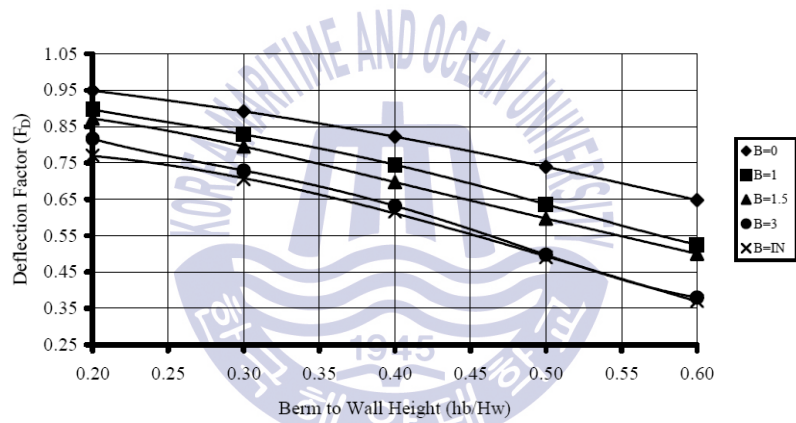
Fig. 2.11 Maximum lateral displacement of wall in clay (a) excavation step 8 and (b) excavation step 9 (Yang and Park, 1997)

2.2.4 캔틸레버벽체에서 소단의 효과

Youssef (2003)는 유한요소프로그램인 PLAXIS을 이용하여 소단이 캔틸레버 벽체의 변위와 안정에 미치는 영향을 사질토 지반에 대해 검토하였다. 지반은 15절점 삼각형 모델을 사용하였으며 벽체는 5절점 beam요소로 모델화 하였다. 지반과 벽체사이는 강도감도계수를 사용한 interface model을 5절점에 적용하였다. 소단의 효과는 그 규모와 형태에 의해 영향을 받음을 밝혔다. 소단은 높이가 클수록, 경사가 완만할수록 벽체의 변위를 효과적으로 감소시킨다. 또한 소단의 상부 폭이 클수록 벽체의 변위가 감소되는 것도 밝혔다 (Fig. 2.12). ABAQUS를 이용한 Wu and Duan (2014)의 연구에서도 유사한 결과가 도출되었다.



(a) Geometry of bermed wall



(b) Deflection factors versus berm to wall height ratio

Fig. 2.12 Deflection factors versus berm to wall height ratio with different top berm width (Youssef, 2003)

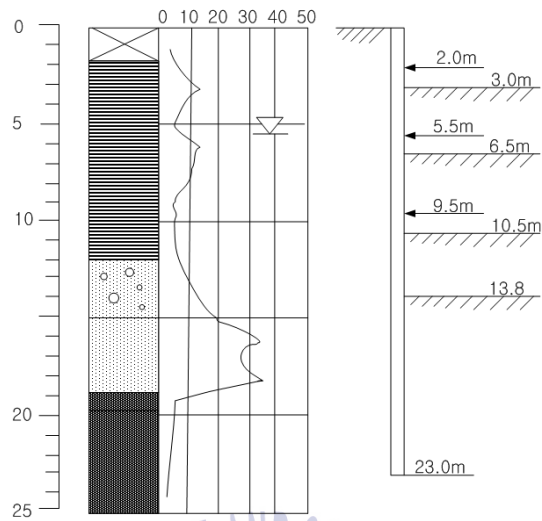
2.3 현장사례

본 연구의 대상 현장을 포함하여 국내외의 여러 현장에서도 소단을 이용하여 흙막이 벽체의 수평변위를 상당히 억제한 사례를 종종 찾아볼 수 있다 (Ko et al., 1997; Clough and Denby, 1977; Potts et al., 1993; Liao and Lin, 2009, Ying, 2010; Park and Sho, 2013). 그러나 소단의 역할을 과신하거나 효율적으로 적용하지 못하여 벽체에 과도한 변형이 발생한 사례도 존재한다 (Ishii et al., 1994; Liao and Lin, 2009; Park and Kim, 2015). 특히 두터운 연약점토층이 존재하거나 굴착현장이 강과 근접하여 강 수위에 영향을 받는 지역, 압밀이 더디고 압밀에 의한 강도증가를 기대하기 어려운 지층의 경우에 소단의 기능이 제대로 발휘되지 못하는 것으로 알려져 있다 (Park and Kim, 2015).

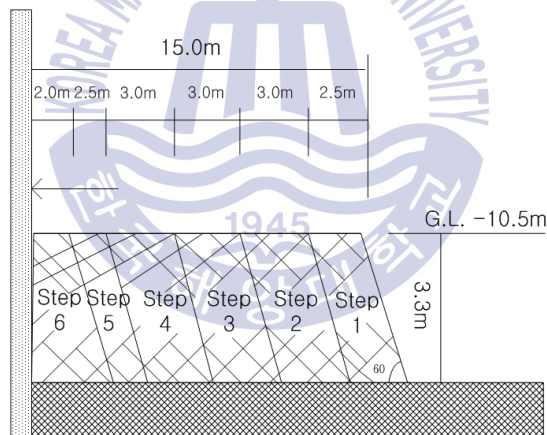
2.3.1 매립지 가시철 사례

Fig. 2.13은 실제 공사에서 잔류소단을 단계적으로 굴착하여 소단의 크기가 흙막이 구조물의 거동에 주는 영향을 실측한 것이다 (Ishii et al., 1994).

공사 부지는 요코하마 시 매립지에 위치하고 있다. 지반은 Fig. 2.13에서 보는 바와 같이 지표면으로부터 G.L.-12m 까지는 N치 5 ~ 10의 점토이고, G.L. -19m 까지는 N치 10 ~ 30정도의 자갈, 가는 모래, G.L.-20m 저면에는 N치 5정도의 점토질 실트가 퇴적되어 있다. 굴착평면은 약 90m × 90m의 정방형으로 최종 굴착 깊이는 G.L. -13.8m 이다. 흙막이 벽은 soil cement (벽두께 550mm, 응력재 H-450 × 200 × 9 × 14@450)으로 G.L.-23m까지 근입되어 있다. 버팀대는 3단 강재를 사용하였다.



(a) Soil profile and strut supported wall



(b) Excavation steps

Fig. 2.13 Geometry of bermed wall with soil profile and excavation steps with berm (Ishii et al., 1994)

잔류 소단의 굴착에 따른 흙막이 벽 변위와 휨모멘트의 깊이별 분포를 Fig. 2.14에 나타내었다. 그림에서 흙막이 벽으로부터 잔류 소단 경사면까지의 수평거리가 6.5m (선행굴착 깊이 (소단높이)의 2.0배) 이상인 경우 (steps 1, 2, 3)에는 소단을 굴착하여도 흙막이 구조물의 거동에는 거의 변화가 없음을 알 수 있다. 그 후 더욱 굴착을 진행하면 소단의 굴착에 따라 흙막이 벽의 변위와 모멘트가 서서히 증가하지만 (steps 4, 5) 소단 경사면까지 수평거리가 2.0m (선행굴착의 0.6배)가 되는 step 5의 굴착이 종료될 때까지의 흙막이 구조물에 미치는 굴착의 영향은 비교적 적다. 흙막이벽의 변위와 모멘트가 급격히 증가하는 것은 step 6의 굴착이 종료되는 소단을 완전히 제거한 단계이다. 이것은 본 현장의 경우 흙막이벽으로부터 소단 폭이 2.0m 정도로 작아도 변위 억제효과가 어느 정도 효과적으로 발휘된 것을 의미한다. 이것은 본 공사 부지의 굴착바닥면 아래의 지반이 creep변형이 적고 비교적 양호한 지반이었다는 점에 기인한다고 생각된다.

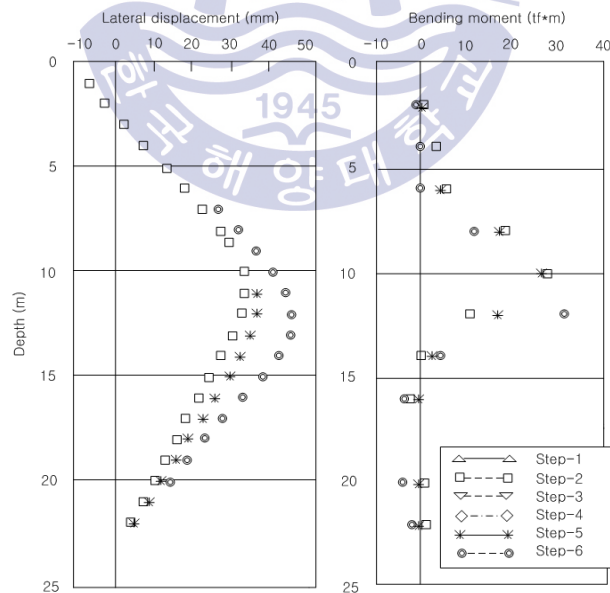


Fig. 2.14 Displacement and moment of wall supported with strut (Ishii et al., 1994)

2.3.2 건축현장 사례

본 사례는 건축현장으로 흙막이 벽체공법은 Slurry Wall (Thick. 800mm) 이고 흙막이 지지공법은 슬래브지지 [S.P.S(Strut as Permanent System)공법]에 의한 Top-Down 방식을 취하는 현장이다 (Fig. 2.15, Park and Kim, 2015). 굴착깊이에 상관없이 동일한 규모의 소단 (폭 5m, 높이 3.5m)를 가지고 굴착 진행 중 소단의 기능이 제대로 발휘되지 못하여 벽체 변위가 관리기준치를 초과한 사례이다 (Park and Kim, 2015).

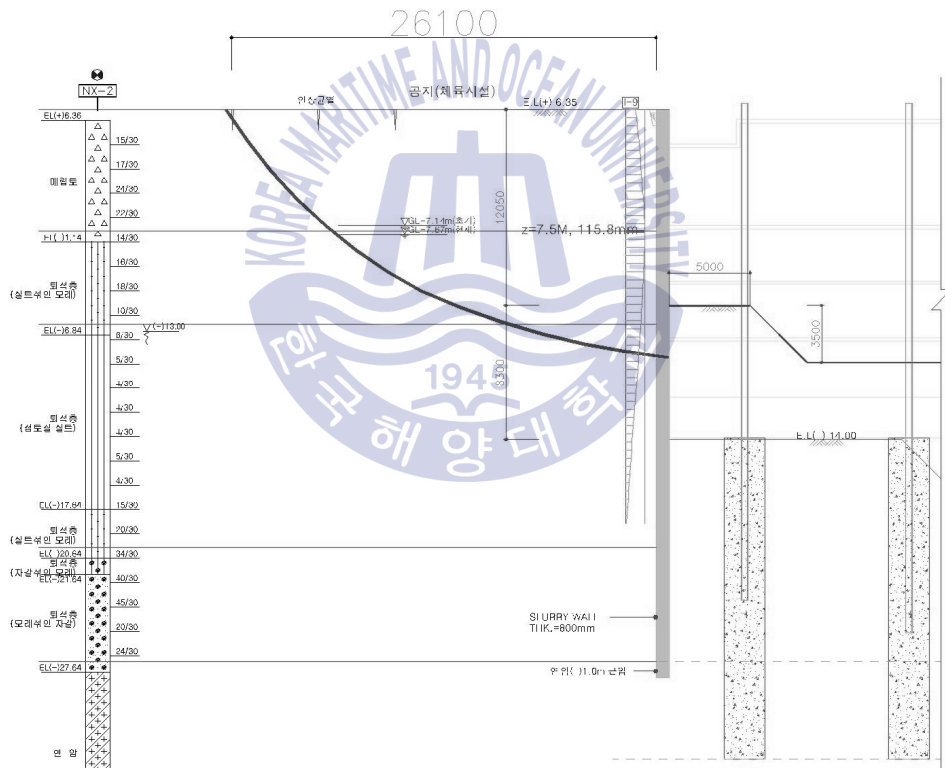
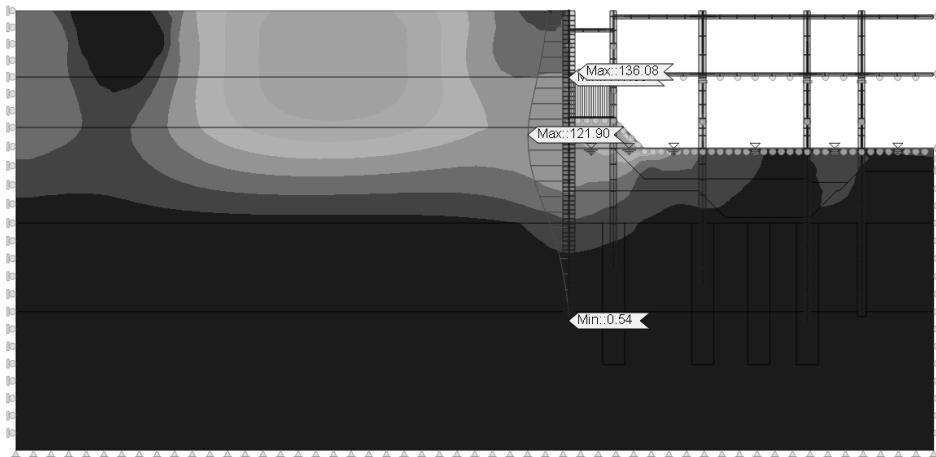


Fig. 2.15 Berm size and soil profile at 15.5m excavation depth (Park and Kim, 2015)

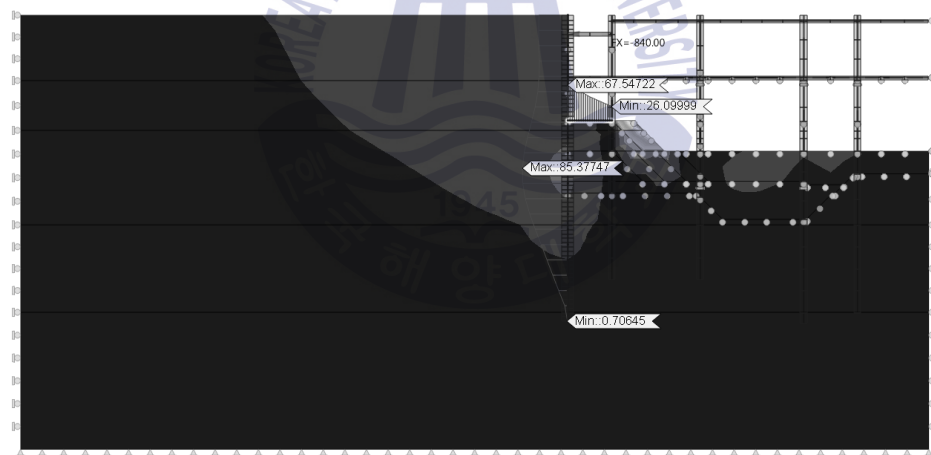
이 현장의 최종 굴착계획심도는 20.35m 인데 굴착심도 약 15.5m에서 지상1층 바닥 슬래브 타설을 완료하고 지하1층 바닥 버팀시공, 지하2층바닥 버팀 중에 운동장의 지표면에 인장균열이 관찰되었으며 경사계 수평변위가 111.54mm 발생되어 공사가 중지되었다. 적용된 관리기준은 1차 90mm, 2차 112.5mm이다 (굴착심도 22.5m, H/200 기준). 15.5m 이전 굴착단계에서 동일한 규모의 소단을 두고 굴착공사 시 벽체 변위가 관리기준치를 초과하는 사례는 발생되지 않았다.

문제가 생긴 굴착심도에는 연약퇴적층지반 (실트질 점토, 자갈섞인 점토 $2/30 < N < 18/30$)으로 하부 피압대 층의 영향으로 압밀진행이 더디고 압밀에 의한 강도증가를 크게 기대하기 어려운 지층이다. 이 지층에 1:1 경사를 가진 높이 3.5m 폭 5m의 소단은 스스로 자립하기 어렵고 소단자체가 굴착영역 중앙측으로 이동변위하게 되어 벽체를 지지하는 효과는 크게 떨어져 벽체 변위가 크게 발생된 것으로 볼 수 있다. 게다가 굴착영역 내의 토사에서 새어 나오는 물의 흐름 및 고임으로 인해 지반이 더욱 약화되게 되어 굴착 내부로의 벽체변위는 지속되게 되며 이러한 현상이 계측결과에서도 그대로 반영되어 관리기준치를 초과하게 된 것이다.

본 현장과 같이 가설벽체가 아닌 영구벽체인 slurry wall을 적용하는 경우에도 소단의 효과를 고려하여 흙막이벽체를 계획할 경우 소단의 역할이 매우 중요함을 보여준다. 특히 본 현장처럼 지층이 연약한 함수비가 높은 실트질 점토는 사면의 자립이 안 되기 때문에 소단의 역할을 기대하기 어려운 것이 현실이다. 따라서, 굴착깊이가 깊어짐에 따라 소단의 규모 확대와 사면의 경사완화, 굴착영역 내의 토사에 대해 굴착전에 미리 함수비를 저하시킬 수 있는 방안이 마련되어야 할 것이다. Fig. 2.16은 당 현장에 소단 폭을 5m에서 7.5m로 확대 시 벽체변위의 감소를 보여주는 수치해석 결과이다.



(a) Maximum wall displacement 121.90mm with 5m in berm width



(b) Maximum wall displacement 85.37mm with 7.5m in berm width

Fig. 2.16 Predicted wall displacement according to berm widths (Park and Kim, 2015)

2.4 결과 고찰

2.4.1 실내실험 결과 고찰

Table 2.1의 실험결과를 이용하여 소단의 비탈기울기(1:m)와 굴착고 비 (h_b/H) 및 내부마찰각에 따른 벽체변위결과를 고찰하고자 회귀분석을 하였다 (채서일 등, 2004; 정충영과 최이규, 2009).

(1) 다중선형회귀식

다중선형회귀 분석은 주어진 설명변수 (독립변수) 집합 p ($X_1, X_2, \dots, X_p$)에 대하여, 종속변수 y 값을 예측하기 위하여 사용된다. 다중선형회귀방정식에서 종속변수와 설명변수집합 X_p 사이의 상관관계는 다음 식 (2.1)로 나타내어진다.

$$y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \dots + \beta_p X_p \quad \text{식 (2.1)}$$

여기서 : β_0 는 상수항, 그리고 β_1 에서 β_p 는 설명변수 X_p 에 관련된 계수이다

따라서, 다중선형회귀식은 단순 선형 회귀식을 확장한 개념으로 설명변수가 X_p 개가 있는 경우로 생각할 수 있고, “선형”이란 용어는 다중선형 회귀식에서 종속변수 y 가 설명변수를 이용한 선형조합과 직접적으로 관련되기 때문이다.

(2) 회귀식 산정

ANOVA (분산분석) 분석결과 귀무가설 (H_0)에서 β 를 회귀계수라 하면 $H_0 : \beta = 0$ (기울기가 0이다)에 대하여 Table 2.2와 같이 유의확률 (p)가 0.000으로 기각된다. 따라서 벽체변위 y 는 소단높이비 (Depth ratio), 소단경사 (Berm slope) 및 내부마찰각 (Friction angle)으로 이루어진 회귀식으로 표시할 수 있으며 입력법 (Enter)으로 검토한 결과 R^2 은 Table 2.3에 나타난 바와 같이 0.881로 나타나 회귀식의 설명력이 좋은 것으로 나타났다.

회귀식은 Table 2.4의 계수를 이용하여 다음과 같이 나타내었다. 벽체변위는 소단높이비가 클수록, 즉 소단의 높이가 높을수록, 소단경사가 완만할수록, 내부마찰각이 클수록 감소함을 보여주고 있다.

$$D_{wall,1} = 0.294 - 0.317a - 0.010b - 0.003c \quad \text{식 (2.2)}$$

여기서 a : Depth ratio
 b : Berm slope (1 : m , $b = m$)
 c : Friction $\angle$
 $D_{wall,1}$: Displacement of wall

Table 2.2 ANOVA^b

Model	Sum of Squares	df	Mean Square	F	Sig.
1 Regression	.014	3	.005	34.679	.000 ^a
Residual	.002	14	.000		
Total	.016	17			

a. Predictors: (Constant), Friction_angle, Berm_slope, Depth_ratio

b. Dependent Variable: Displacement

Table 2.3 Model Summary^b

R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate	Durbin-Watson
.939a	.881	.856	.01151	1.871

a. Predictors: (Constant), Friction_angle, Berm_slope, Depth_ratio

b. Dependent Variable: Displacement

Table 2.4 Coefficients^a

Model	Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients	t	Sig.	Collinearity	
	B	Std.Error	Beta			Tolerance	VIF
(Constant)	0.294	.048		6.083	.000		
1 Depth_ratio	-.317	.033	-.877	-9.528	.000	1.000	1.000
Berm_slope	-.010	.003	-.277	-3.009	.009	1.000	1.000
Friction_angle	-.003	.001	-.188	-2.047	.060	1.000	1.000

a. Dependent Variable: Displacement

(3) 회귀분석 기본가정

관찰 자료를 선형 방정식에 적용시켜 설명변수와 종속변수간의 관계를 모형화하기 위하여 다중회귀분석을 시도하였다. 이 해석을 사용할 때는 다음과 같은 몇 가지의 가정이 필요하다.

- 정규분포가정(P-P도표)
- 다중공선성문제 (Multicollinearity Problem)부재 가정
(공차한계 또는 VIF를 이용하여 검증. $VIF = 1/\text{공차한계}$, $VIF < 5$, 또는 10 이하)
- 자기상관 부재가정 (Durbin-Watson 검정)

(가) 정규분포가정 (P-P도표)

Fig. 2.17 히스토그램과 Fig. 2.18 P-P표준화된 잔차의 빈도가 거의 정규분포곡선과 잘 일치하고 잔차의 기대분포와 관측분포가 거의 직선상에 분포하므로 정규분포가정을 만족시켜주는 것으로 나타났다.

(나) 다중공선성문제 (Multicollinearity Problem)부재 가정

다중공선성부재 문제(absence of multicollinearity problem)는 공선성 통

계량 (collinearity statistics)에 의해 검정할 수 있다. Table 2.4에서 분산 팽창 요인 [(variance inflation factor (VIF)]란 두 가지 통계량을 보여주고 있다. 경험상, 허용 오차값이 0.2 (또는 $VIF < 5$)보다 크면 다중공선성문제의 정황은 없는 것을 보여준다. $VIF = 1 < 5$ 이므로 이 가정은 만족시켜주는 것으로 결론내릴 수 있다.

(다) 자기상관 부재가정 (Durbin-Watson 검정)

Durbin-Watson의 통계치 (D)가 1.871로서 회귀분석에 의한 잔차 (residuals)에 자기 상관관계계수 (r)는 다음 식에 의하여

$$D \approx 2(1 - r) \quad \text{식 (2.3)}$$

$r = 0.0645$ 로서 자기상관관계가 없음을 보여준다.

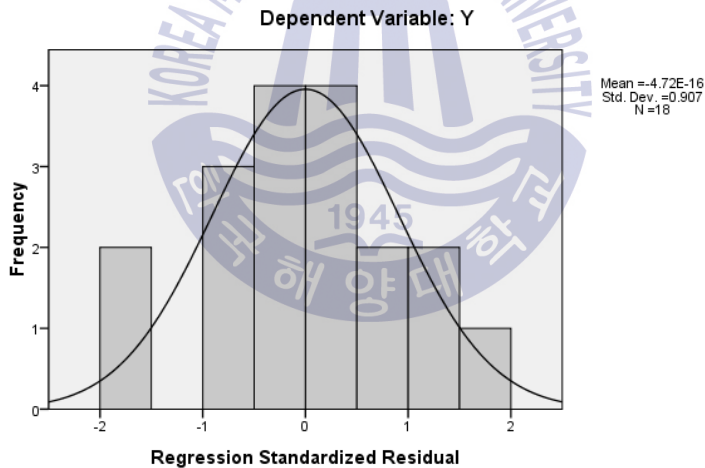


Fig. 2.17 Histogram of regression standardized residual

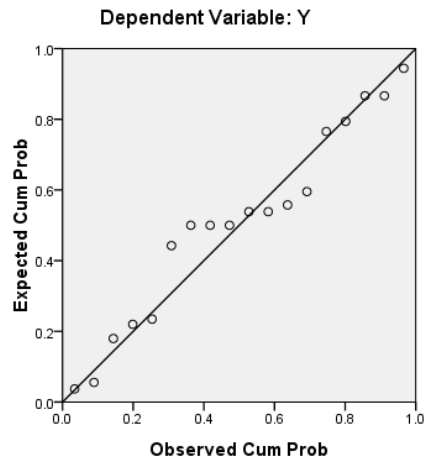


Fig. 2.18 Normal P-P plot regression standardizes residual



(4) 실험값과 회귀식 비교

실험에 의한 값과 회귀식에 의한 값을 비교하여 도시하면 다음 Fig. 2.19과 같다. Fig. 2.19에 나타난 바와 같이 회귀식은 실험값을 잘 나타내고 있다.

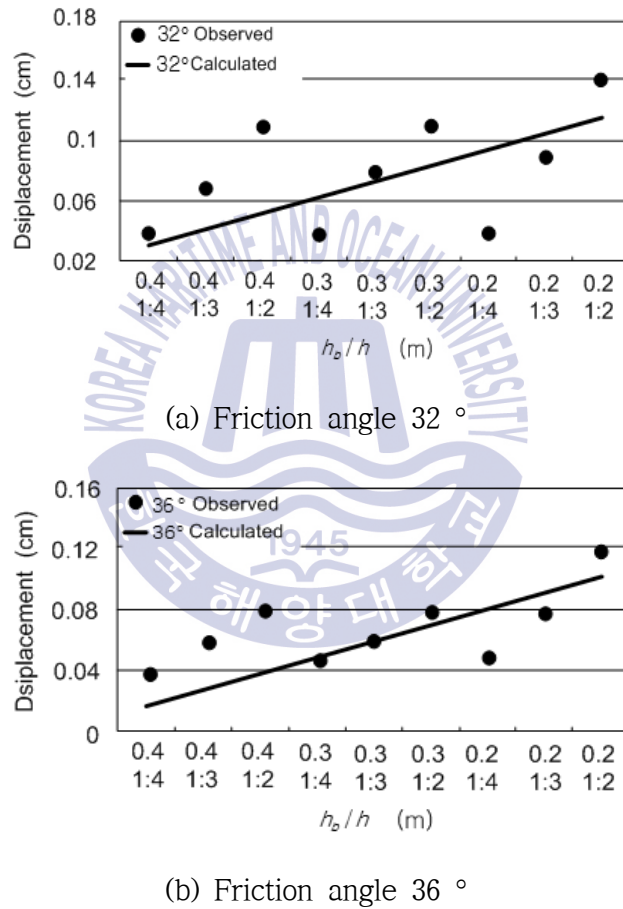


Fig. 2.19 Comparisons between experiment and regression data

2.4.2 수치해석 결과 고찰

(1) 소단 체적(소단 크기)이 벽체에 미치는 영향

Fig. 2.9의 값을 정리하면 Table 2.5 및 Fig. 2.20과 같다. 소단이 벽체에 미치는 역학적 영향(여기서는 휨모멘트와 전단력)은 소단의 체적이 $5\text{m}^3/\text{m}$ 까지는 체적비에 비례하여 휨모멘트와 전단력이 감소하나 그 이후에는 약간의 증가 후 수렴되는 현상을 보인다. 한편 벽체의 변위는 소단의 체적이 약 $7\text{m}^3/\text{m}$ 정도까지는 소단의 체적에 비례하여 크게 감소시키는 영향을 미치다가 그 이후에는 수렴하는 경향을 나타내고 있다. 이에 따라 벽체의 역학적 및 변위안정을 위한 소단의 체적은 $7\text{m}^3/\text{m}$ 정도가 최적으로 보인다.

Table 2.5 Wall characteristics effected by volume of berm

Item	Volume of berm (m^3/m)							
	0	4.8	7.2	10	12.9	16.7	18.7	22.2
Maximum area ratio to lateral displacement	1	0.83	0.782	0.74	0.72	0.7	0.7	0.698
Maximum lateral displacement ratio	1	0.8	0.715	0.7	0.69	0.695	0.7	0.698
Maximum bending moment ratio	1	0.824	0.9	0.928	0.96	0.91	0.937	0.944
Maximum shear force ratio	1	0.31	0.37	0.385	0.39	0.4	0.41	0.415

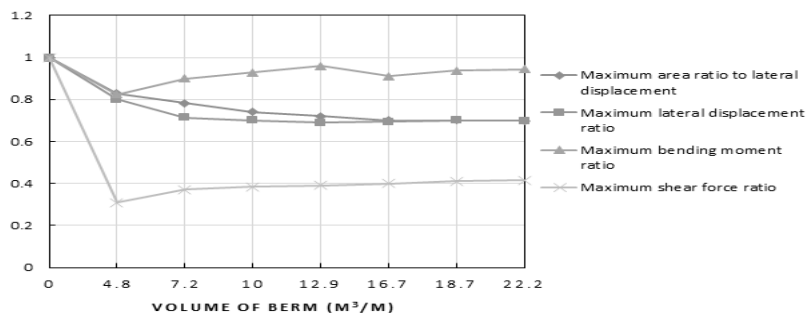


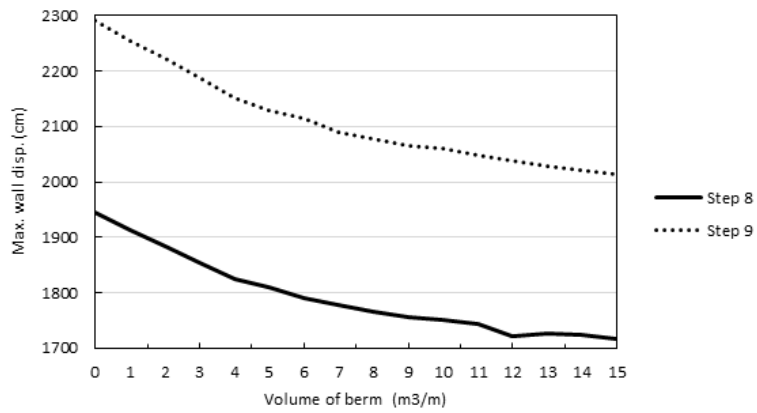
Fig. 2.20 Wall characteristics effected by volume of berm

(2) 소단체적비, 굴착단계 및 지반특성이 벽체변위에 미치는 영향

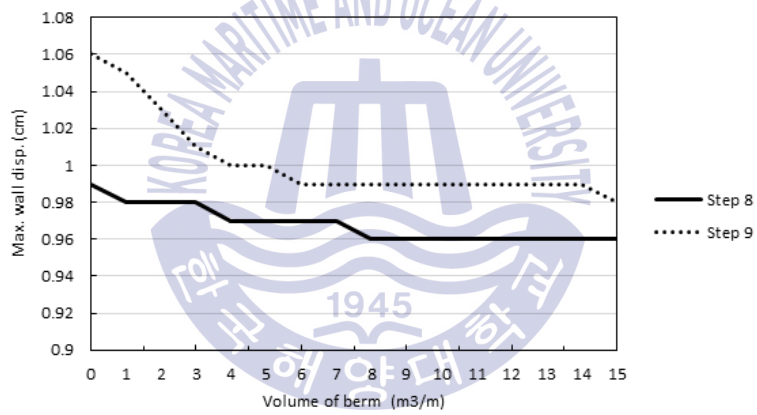
Fig. 2.10과 Fig. 2.11의 값을 정리하면 Table 2.6 및 Fig. 2.21과 같다. FLAC 수치해석 결과에서와 같이 소단이 굴착으로 인한 변위를 억제하는데에 점성토 지반 보다는 사질토 지반에서 소단의 효과가 큼을 다시 한번 알 수 있다. 사질토 지반에서 6 ~ 8 m³/m 정도의 소단 크기를 기준으로 변위의 증감이 뚜렷하게 달라지는 것을 알 수 있다.

Table 2.6 Maximum wall displacement affect according to berm volume ratio, excavation step and soil type

Volume of berm (m ³ /m)	Sand (cm)		Clay (cm)	
	Step 8	Step 9	Step 8	Step 9
0	0.99	1.06	1945	2290
1	0.98	1.05	1914	2254
2	0.98	1.03	1883	2221
3	0.98	1.01	1855	2187
4	0.97	1.00	1824	2150
5	0.97	1.00	1810	2128
6	0.97	0.99	1790	2114
7	0.97	0.99	1777	2090
8	0.96	0.99	1767	2078
9	0.96	0.99	1757	2065
10	0.96	0.99	1752	2060
11	0.96	0.99	1744	2049
12	0.96	0.99	1722	2037
13	0.96	0.99	1727	2028
14	0.96	0.99	1724	2020
15	0.96	0.98	1717	2014



(a) sand



(b) clay

Fig. 2.21 Max wall displacement according to volume of berm

2.4.3 현장사례 결과 고찰

Fig. 2.14에서 Step 2, Step 5 및 Step 6에서 최대변위를 정리하면 Table 2.7 및 Fig. 2.22와 같다. Table 2.7 및 Fig 2.22에 나타난 것처럼 굴착깊이가 증가함에 따라 벽체변위 및 모멘트가 증가함을 보여주고 있다.

Table 2.7 Displacement and moment according to wall excavation step

Step	Displacement	Moment
Step 6	47	33
Step 5	36	28
Step 2	34	27

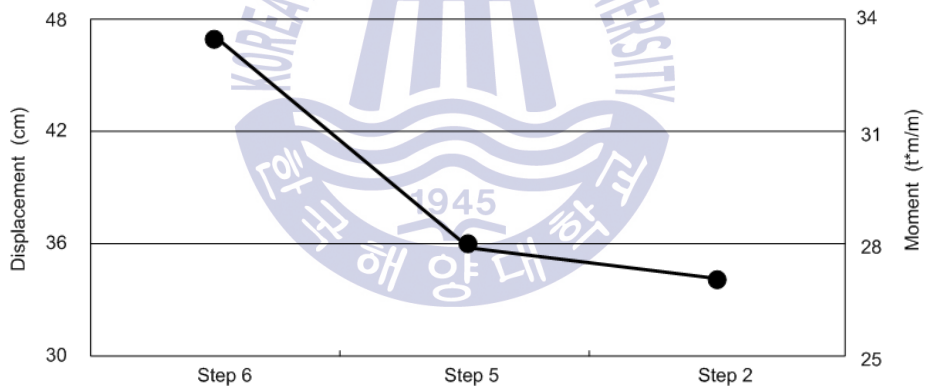


Fig. 2.22 Displacement and bending moment of wall according to excavation step

제 3 장 현장계측

3.1 현장상황과 조사 및 시험 결과

3.1.1 현장상황

(1) 지질개요

본 지역 일원은 백악기 경상계 신라통의 화산암류를 기저부로 하고 상부를 불국사 관입암류 및 마산암류가 이를 관입하고 있다. 고기수계를 따라 제 4기 충적층이 이들을 피복하고 있다. 현장은 신라통 안산암질암류를 기저부로 하고 동으로 화강섬록암 및 미문상화강암이 이를 관입하고, 서로 마산암류 아다멜라이트가 기저부를 관입하고 있고 제 4기 충적층으로 피복된 지질로 구성되어있다.

(2) 현장개요

현장 구역은 주거 지역으로 상가, 학교 및 아파트가 밀집해 있다 현장 계측은 도심지 지하차도 굴착현장으로 지반조사 결과 이 현장의 지층은 상부로부터 매립층, 풍화토, 풍화암 순으로 형성되어 있다. 이 현장에서는 소단을 이용하여 5.2m, 7.4m, 10.2m 굴착이 지반물성이 좋은 풍화토층(실트질모래)에서 진행되었다. 현장에 적용된 소단의 경사는 문헌 (Korean Geotechnical Engineering, 2002)에서 제시한 1:1 경사 대신 1:0.2의 급한 경사를 가진 소단을 2.5m 높이로 두고 시공이 진행되었다. 소단 폭의 변화에 따른 최대수평변위 계측은 H-Pile 시공 후 굴착 전 가시설벽체에서 약 2m 이격하여 설치된 지중경사계를 사용하여 주 2회의 빈도로 계측을 수행하였다. 계측결과는 먼저 관리기준치, 소단규모의 영향, 현장의 지반 특성과 관련하여 분석하였다.

3.1.2 조사 및 시험 결과

(1) 시추조사

현장에서 총 1, 2, 3 시추가 실시되었으며 (Fig. 3.1) 현장지반의 분포 현황 및 구성 지반의 물리적 역학적 특성을 파악하기 위해 조사를 실시하였다.



Fig. 3.1 Boring locations

현장의 지층분포상태는 상부로부터 매립층, 퇴적층, 풍화토층, 풍화암층의 순으로 분포하고 있으며, 각 시추공별 지층개요 및 토층의 두께는 Table 3.1과 Table 3.2와 같다

Table 3.1 Summary of sampling survey results

Boring No.	Soil layer	Depth (m)	Soil classification (USCS)	N value
1	Fill	0.0~3.5	Silty sand	7/30~17/30
		3.5~4.6	sandy gravel	32/30
	Weathered soil	4.6~8.0	Silty sand	50/13~50/11
	Weathered rock	8.0~17.0	Silty sand	50/8~50/4
2	Fill	0.0~3.8	Silty sand	16/30~50/7
	Weathered soil	3.8~10.5	Silty sand	32/30~50/17
	Weathered rock	10.5~15.0	Silty sand	50/8~50/7
3	Fill	0.0~4.2	Silty sand	6/30~7/30
	Sedimentary	4.2~5.5	sandy gravel	50/6
	Weathered soil	5.5~8.0	Silty sand	50/24~50/14
	Weathered rock	8.0~15.0	Silty sand	50/8~50/4

Table 3.2 Distribution depth of each soil layer (unit : m)

Boring No.	Soil layer		Weathered soil	Weathered rock	Total depth
	Fill	Sedimentary			
1	4.6	-	3.4	9.0	17.0
2	3.8	-	6.7	4.5	15.0
3	4.2	1.3	2.5	7.0	15.0

- : nonexistence

(2) 표준관입시험

본 시험은 KS F 2318의 규정에 의한 Split Barrel Sampler 및 부대장비를 사용하여 실시하였고, 시험결과는 Table 3.3과 같다.

Table 3.3 Results of standard penetration test

Soil layer Boring No.	Fill	Sedimentary	Weathered soil	Weathered rock
1	7/30~32/30	-	50/13~50/11	50/8~50/4
2	16/30~50/7	-	32/30~50/17	50/8~50/7
3	6/30~7/30	50/6	50/24~50/14	50/8~50/4

- : nonexistence

(3) 공내재하시험

이 시험은 시험하고자 하는 심도까지 Sonde를 삽입한 후 가압장치에서 Sonde 외부에 부착된 고무튜브를 팽창시키고, 이때 발생하는 공벽의 변위를 측정하여 변위-응력 곡선으로부터 변형계수와 탄성계수를 산출하였다.

시험결과 Table 3.4와 같이 풍화토의 변형계수는 67.1 ~ 110.5 MPa 정도로 나타났고, 탄성계수는 75.5 ~ 120.3 MPa 정도로 나타났다. 풍화암의 경우 변형계수는 175.5 ~ 235.3 MPa, 탄성계수는 293.2 ~ 303.9MPa 정도로 나타났다.

Table 3.4 Results of borehole test

Boring No.	Depth (GL,-m)	Deformation modulus (MPa)	Elastic modulus (MPa)	Soil layer	Test method
1	5.0	67.1	75.5	Weathered soil	PMT
	11.0	203.0	293.7	Weathered rock	PMT
2	5.0	96.3	107.2	Weathered soil	PMT
	12.0	175.5	293.2	Weathered rock	PMT
3	7.0	110.5	120.3	Weathered soil	PMT
	13.5	235.3	303.9	Weathered rock	PMT

(4) 공내전단시험

시험결과 Table 3.5와 같이 풍화토의 점착력은 26.48 ~ 26.77kPa 정도로 나타났고, 내부마찰각은 29.20 ~ 31.49° 정도로 나타났다. 풍화암의 경우 점착력은 28.92 ~ 31.84 kPa, 내부마찰각은 31.70 ~ 33.10° 정도로 나타났다.

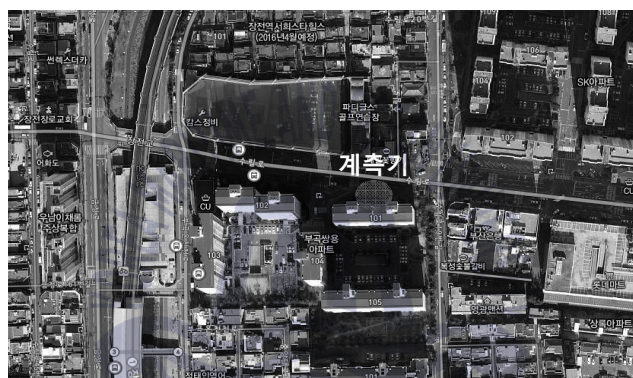
Table 3.5 Results of borehole shear test

Boring No.	Depth (GL,-m)	Cohesion (kPa)	Internal friction angle (°)	Soil layer	Test method
1	6.0	26.57	31.49	Weathered soil	BST
	12.0	30.03	32.14	Weathered rock	BST
2	4.5	26.48	29.20	Weathered soil	BST
	11.0	28.92	31.70	Weathered rock	BST
3	6.0	26.77	29.64	Weathered soil	BST
	14.0	31.84	33.10	Weathered rock	BST

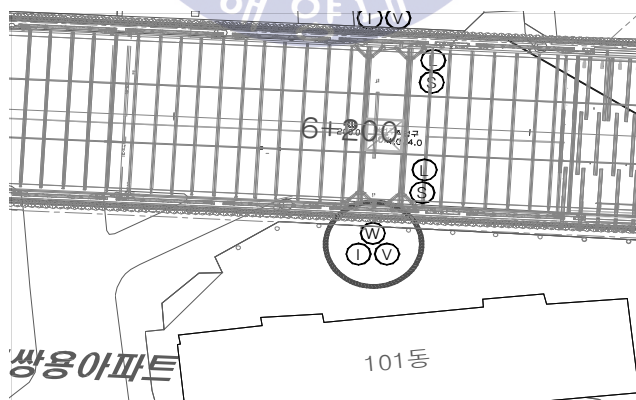
3.2 현장계측

3.2.1 계측기 설치

현장의 소단 연구 구간은 버팀대가 설치되는 구간으로 굴착깊이와 소단의 규모에 따른 벽체를 포함함 지지구조물의 거동변화를 알아보기 위해 지중경사계, 지하수위계, 하중계(스트럿), 하중계(앵커), 변형률계, 지표침하계, 휨변위계를 설치하였다. 소단 관련 계측이 중점적으로 이루어진 부분의 자료와 위치도는 Fig. 3.2와 같다.



(a) Site image



(b) Detail drawing

Fig. 3.2 Location of measurement gauges

3.2.2 계측관리 기준치

현장의 계측관리 기준치는 Table 3.6과 같이 설정하여 적용하였다. 지중 경사계의 경우 근접시공 구간과 기타 구간으로 나누어 1차와 2차 관리기준을 적용하였다. 근접시공 구간은 굴착심도의 0.2%, 기타 구간은 0.5%를 2차 관리기준으로 하고 이의 80%를 1차 관리기준으로 적용하고 있다. 또한, 7일간 연속증가량을 기준으로 4mm (근접시공 구간), 10mm (기타 구간)인 경우를 관리기준으로 설정하여 관리를 하였다. 하중계(strut)의 경우 Jack 용량 100tf를 기준으로 관리하였으며, 변형률계는 부재 허용응력의 70%를 1차, 120%를 2차 관리기준으로 적용하였다.

Table 3.6 Measurement control standard

Item		1st	2nd	Remarks
Inclinometer	near construction area	0.0016H (0.16% of excavation depth)	0.002H (0.2% of excavation depth)	4mm (7 days consecutive increment) (based on design report)
	the rest areas	0.004H (0.4% of excavation depth)	0.005H (0.5% of excavation depth)	10mm (7 days consecutive increment) (based on design report)
Load cell(strut)		70 tonf	100 tonf	Jack's capacity (based on design report)
Load cell (anchor)	upper limit	+5 tonf (+10%)	+10 tonf (+20%)	-
	lower limit	-5 tonf (-10%)	-10 tonf (-20%)	
Strain gauge		less than 70% of allowable stress of member	less than 120% of allowable stress of member	based on design report
Surface settlement		20mm	25mm	-
Water level meter		-	-	qualitative analysis

3.2.3 소단에 따른 계측결과

5.2m 굴착에 대한 현장의 소단을 이용한 시공현황은 Fig. 3.3와 같고, 소단 시공단계의 모식도는 Fig. 3.4과 같다. 실제 많은 현장에서는 소단의 경사를 문헌 (Korean Geotechnical Engineering, 2002)에서 제시한 경사로 형성하지 않고 1:1 또는 이 보다 급한 경사로 소단을 형성한다. 본 현장은 상당히 경사가 급한 1:0.2의 소단을 2.5m 높이로 두고 시공이 진행되었다. 본 절에서 분석된 계측 자료는 지중경사계, 하중계, 변형율계로 획득된 자료들이다. 지표침하와 지하수위 변화는 크게 발생되지 않아 제외하였다.

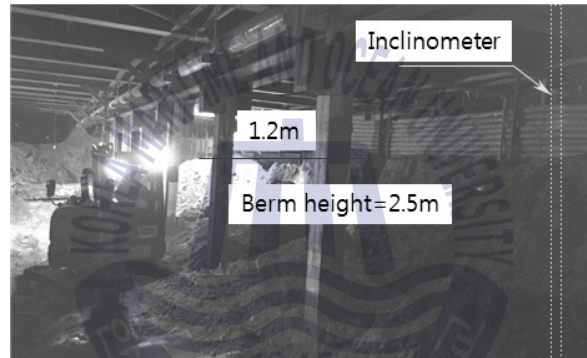


Fig. 3.3 Bermed excavation situation at the site

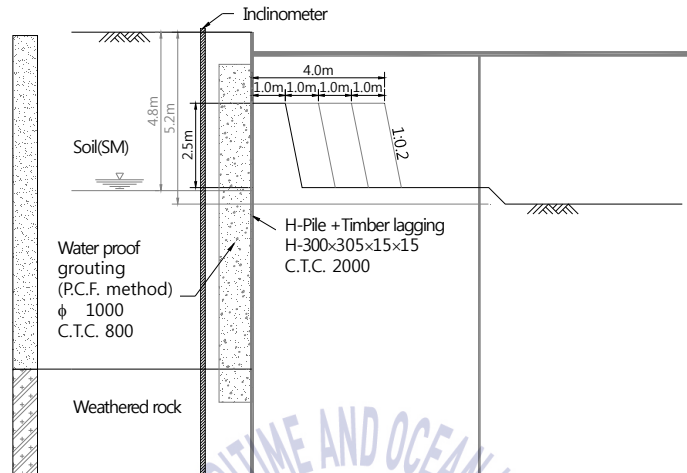


Fig. 3.4 Cross-sectional diagram of 5.2m bermed excavation at the site

(1) 지중경사계

소단 폭의 변화 및 굴착깊이에 따른 지중경사계를 이용한 최대수평변위 계측결과는 Fig. 3.5와 같다 (Kwanglim Engineering Co. Ltd., 2015). 지중 경사계는 H-Pile 시공 후 굴착 전 가시설벽체에서 약 2m 이격하여 설치 되었으며, 주 2회의 빈도로 계측을 수행하였다. Fig. 3.5를 보면 계측값이 5.2m 굴착깊이에서 관리기준치 20.8mm 보다 훨씬 작은 4.1mm (소단 폭 1m 조건에서)가 발생된 것을 알 수 있다. 이것은 굴착깊이가 5.2m로 비교적 낮은 편이고 풍화도가 비교적 물성이 좋은 특성 ($32/30 < N < 50/14$)을 가지고 있기 때문이다.

전체적인 변위 경향은 소단 폭이 짧아질수록 수평변위는 증가하는 경향을 보이고, 최대수평변위가 발생하는 위치도 소단 폭이 좁아짐에 따라 윗 방향으로 이동하는 것을 알 수 있다 (Fig. 3.6). 이것은 소단 폭이 좁아짐에 따라 토압을 받는 벽체를 지지하는 소단의 역할이 감소하고 벽체가 그

역할을 대신 하기 때문에 벽체 상부 쪽에서 변위가 크게 발생되는 것으로 판단된다.

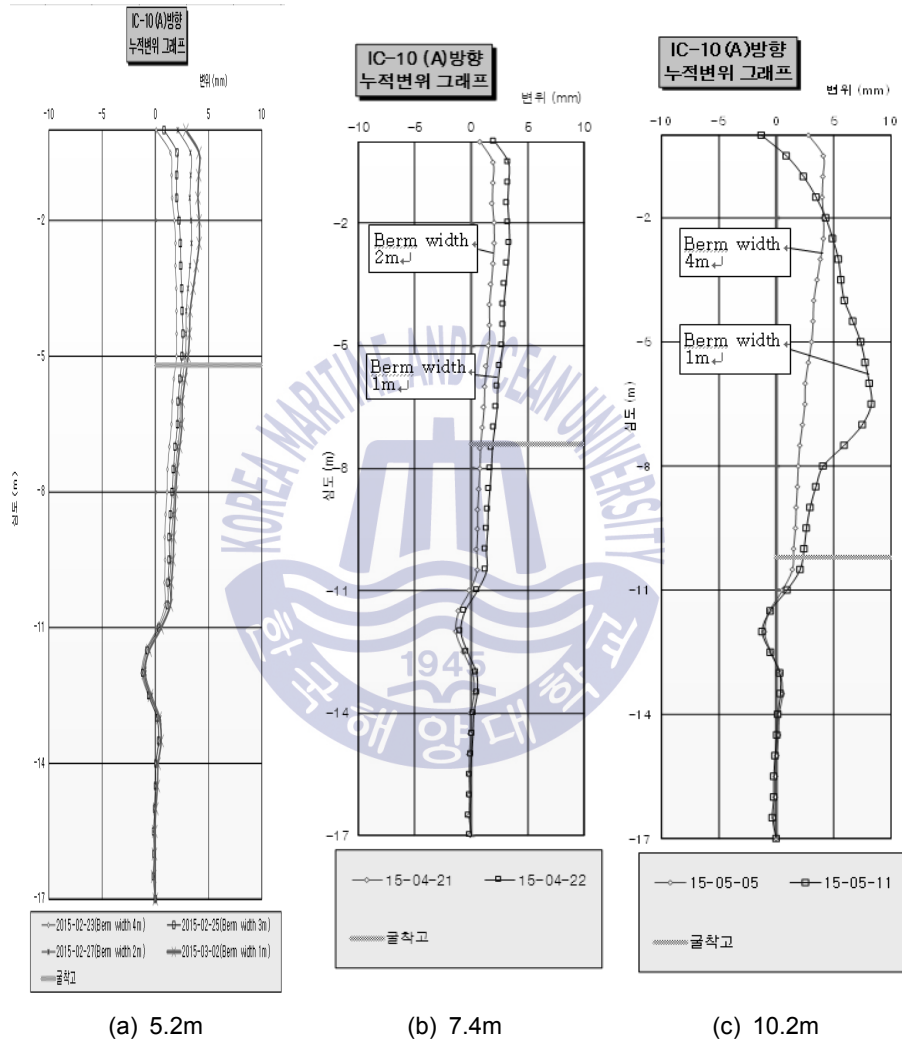


Fig. 3.5 Results of measured inclinometer to excavation depth with different berm widths

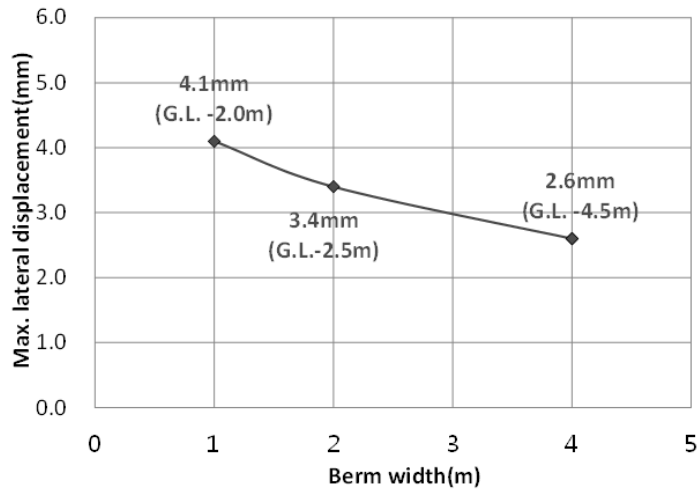
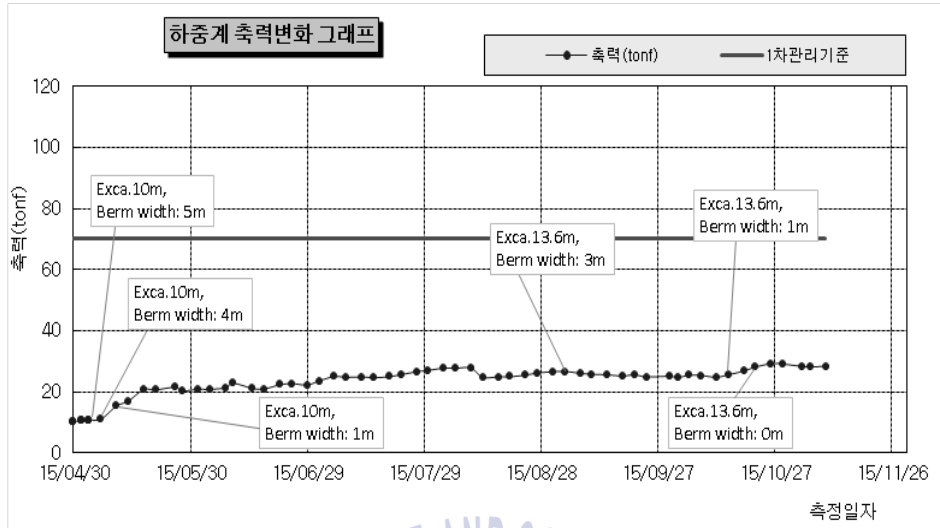


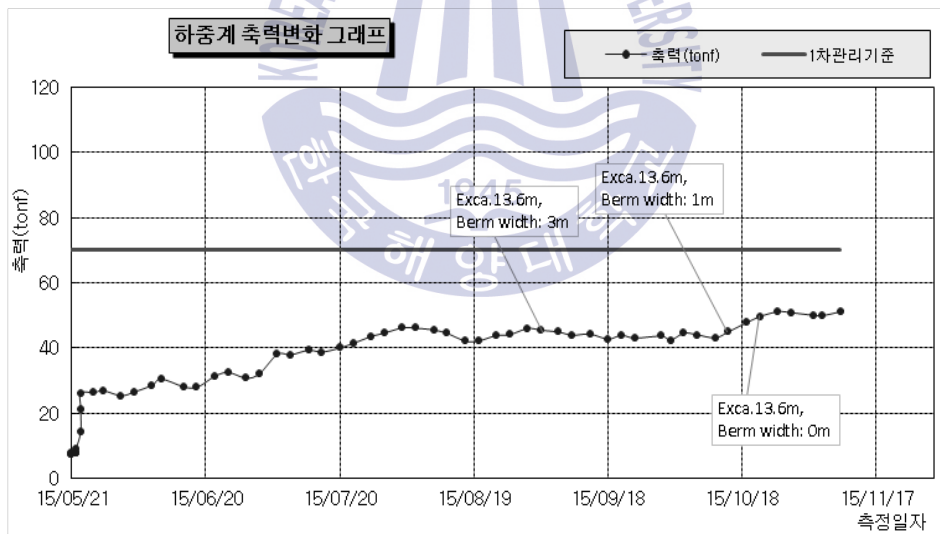
Fig. 3.6 Measured maximum horizontal displacement to berm width in case of 5.2m excavation

(2) 하중계

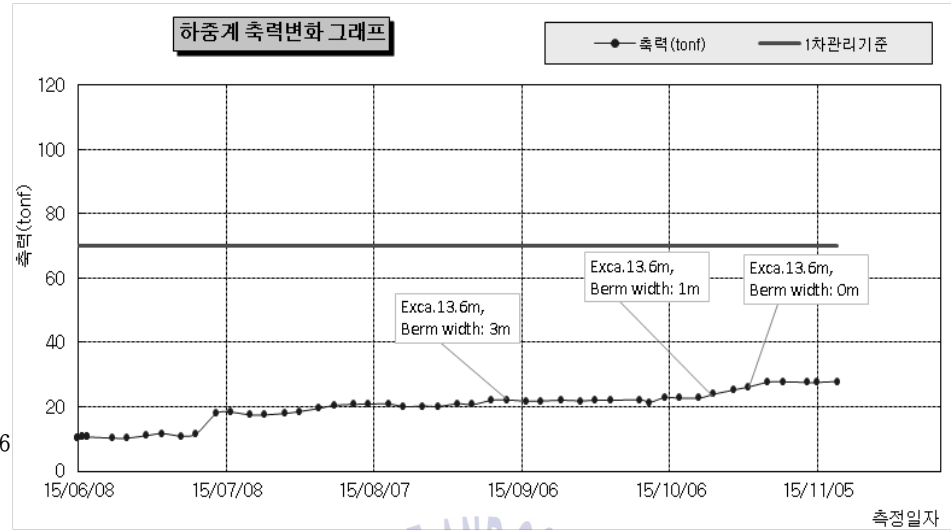
지중경사계 계측이 이루어진 동일한 지점 (6k+200)의 버팀대에 설치된 하중계 측정결과 Fig. 3.7에 나타난 것처럼 축력은 28.38 ~ 51.16tf로 측정되었다. 모두 관리기준 이내의 축력이 발생하는 것으로 나타나 관리가 잘 이루어지고 있음을 알 수 있다. 전체적인 경향을 보면 굴착 깊이가 깊어짐에 따라 그리고 소단의 폭이 좁아짐에 따라 축력이 증가하는 경향을 보이는 것을 알 수 있다. 13.6m 굴착고에서 소단 폭에 다른 축력변화를 보면 지중경사계 자료와 직접적인 비교는 할 수 없지만 소단역할과 관련해서 유사한 경향이 발생되고 있음을 알 수 있다.



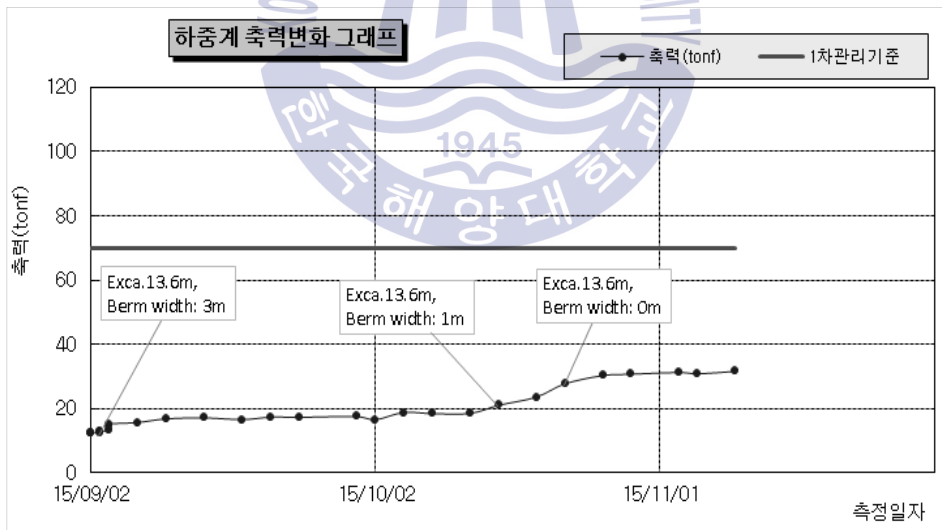
(a) 1st level strut



(b) 2nd level strut



(c) 3rd level strut



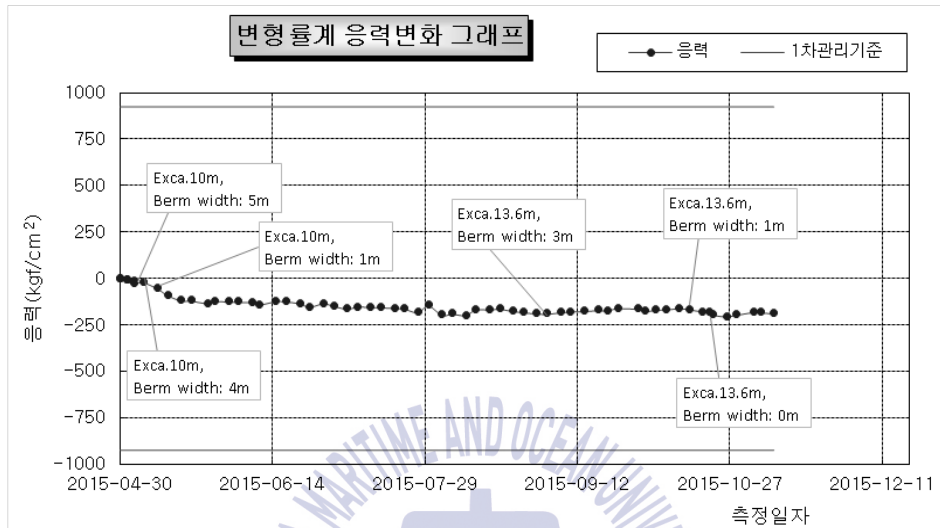
(d) 4th level strut

Fig. 3.7 Output graph of time-load cell

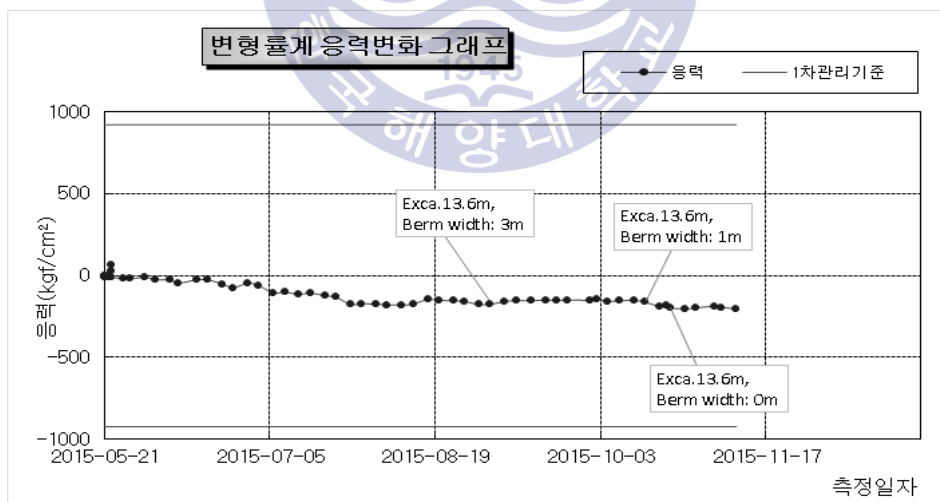
(3) 변형률계

지중경사계 계측이 이루어진 동일한 지점 (6k+200))의 버팀대에 설치된 변형률계를 통해 계산된 응력을 Fig. 3.8에 나타냈다. 변형률계의 경우 현장에서 온도변화에 따른 영향을 정확하게 고려하기 어려워 계측 값에 약간의 오차가 포함되어 있을 것으로 판단된다. 계산된 응력은 $-237.1 \sim -180.6\text{kgf/cm}^2$ 로 나타나 관리기준 이내에 있음을 알 수 있다. 전체적인 경향은 굴착 깊이가 깊어짐에 따라 그리고 소단 폭이 좁아짐에 따라 인장 응력이 증가하는 경향을 보인다. 이와 같은 결과는 버팀대에 설치된 하중계 자료와 잘 일치하는 경향을 보이고 소단역할과 관련해서 유사한 경향이 발생되고 있음을 간접적으로 알 수 있다.

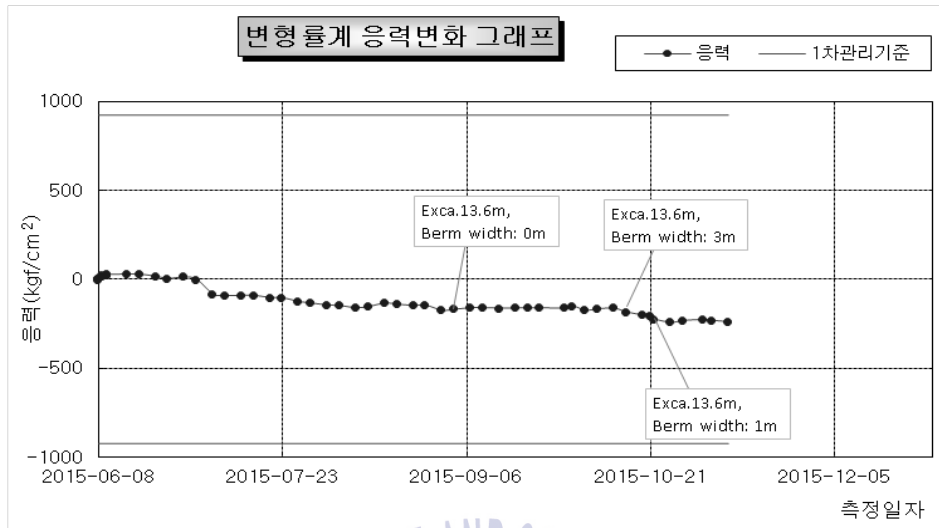




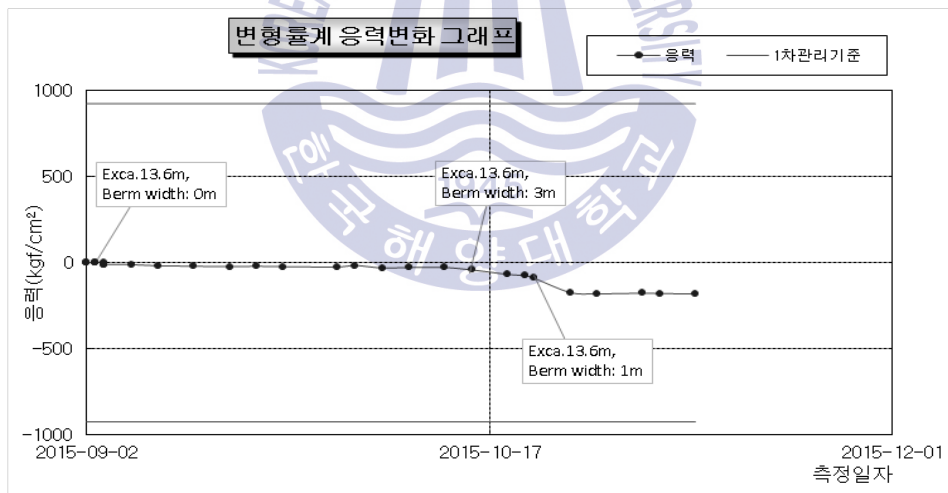
(a) 1st level strut



(b) 2nd level strut



(c) 3rd level strut



(d) 4th level strut

Fig. 3.8 Output graph of strain gauge

3.3 결과 고찰

3.3.1 소단의 기하형상과 벽체변위고찰

(1) 소단기하형상 및 굴착깊이에 따른 벽체변위

소단의 기하학적 현상 (berm width) 및 굴착깊이에 따른 Fig. 3.5~Fig. 3.6을 이용하여 벽체변위를 정리하면 Table 3.7 및 Fig.3.9과 같다.

Table 3.7 Displacement according to berm width and excavation depth

Berm width	Excavation depth		
	5.2 m	7.4 m	10.2 m
1 m	4.12 mm	5.40 mm	8.30 mm
2 m	3.40 mm	4.05 mm	6.91 mm
3 m	3.00 mm		5.51 mm
4 m	2.00 mm		4.12 mm

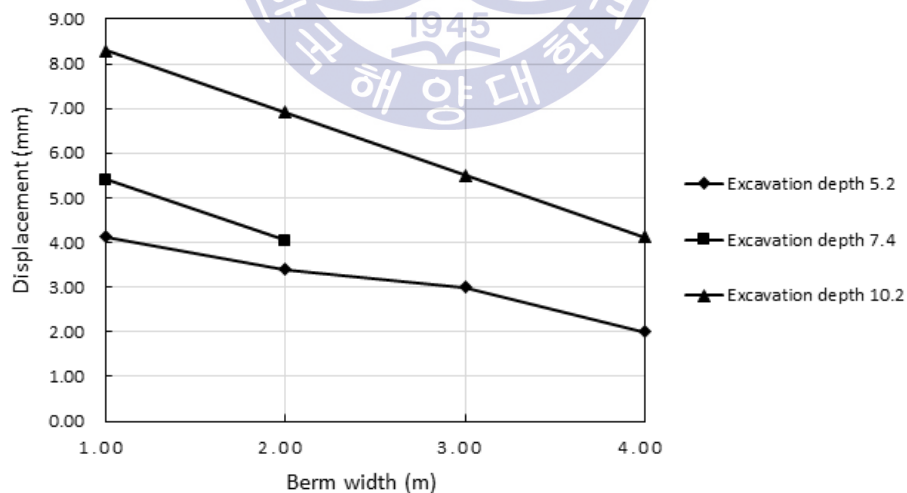


Fig. 3.9 Displacement according to berm width and excavation depth

(2) 소단기하형상과 굴착깊이에 따른 벽체변위 회귀식

(가) 회귀식 유도

소단의 기하형상과 굴착깊이에 따른 벽체변위간의 관계를 다중선형회귀식은 Table 3.8에 나타난 바와 같이 유의확률 (sig=0.0)이 유의수준 ($\alpha=0.0$)보다 작으므로 회귀계수가 영 (zero)라는 귀무가설이 기각되므로 성립한다. 또한 회귀식의 설명력은 Table 3.9에서와 같이 92.8%이며 회귀식은 Table 3.10에 나타난 계수를 이용하면 다음과 같이 표시할 수 있다.

$$D_{wall,2} = 2.093 - 0.943a + 0.623b \quad \text{식 (3.1)}$$

여기서 a : *Berm width*

b : *Excavation depth*

$D_{wall,2}$: *Displacement (mm)*

Table 3.8 ANOVA^b

Model	Sum of Squares	df	Mean Square	F	Sig.
1 Regression	29.645	2	14.822	44.972	.000a
Residual	2.307	7	.330		
Total	31.952	9			

a. Predictors: (Constant), Exca_depth, Berm_width

b. Dependent Variable: Displacement

Table 3.9 Model Summary^b

R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate	Durbin-Watson
.963a	.928	.907	.57410	2.381

a. Predictors: (Constant), Exca_depth, Berm_width

b. Dependent Variable: Displacement

Table 3.10 Coefficients^b

Model	Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients	t	Sig.	Collinearity	
	B	Std. Error	Beta			Tolerance	VIF
(Constant)	2.093	.743		2.817	.026	1.000	1.000
1 Berm_width	-.943	.165	-.580	-5.713	.001	1.000	1.000
Exca_depth	.623	.081	.780	7.680	.000	1.000	1.000

a. Dependent Variable: Displacement

(나) 회귀식 기본가정 만족 검토

① 정규분포가정 (P-P도표)

Fig. 3.10 히스토그램과 Fig. 3.11 P-P표준화된 잔차의 빈도가 거의 정규분포곡선과 잘 일치하고 잔차의 기대분포와 관측분포가 거의 직선상에 분포하므로 정규분포가정을 만족시켜주는 것으로 나타났다.

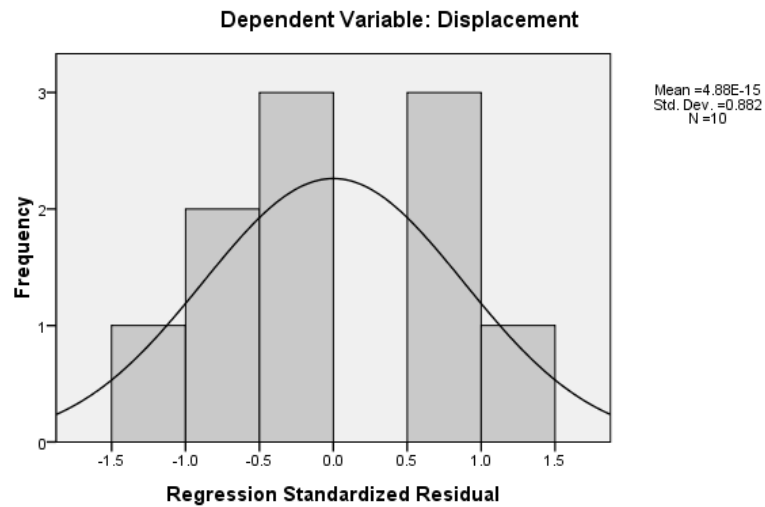


Fig. 3.10 Histogram of regression standardized residual

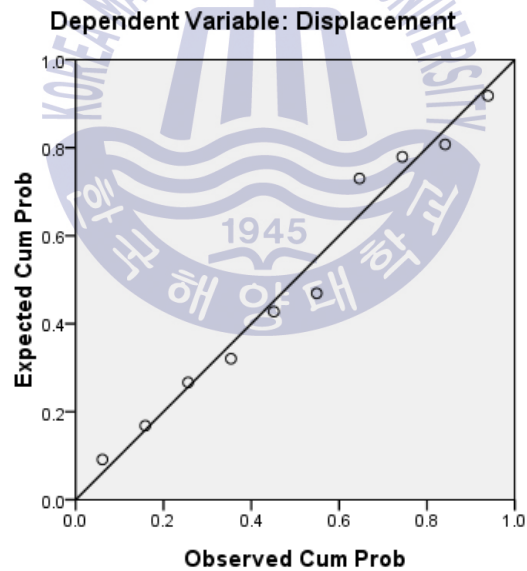


Fig. 3.11 Normal P-P plot of regression standardized residual

② 다중공선성문제 (Multicollinearity Problem)부재 가정

다중공선성부재 문제 (absence of multicollinearity problem)는 공선성 통계량 (collinearity statistics)에 의해 검정할 수 있다. Table 3.10에서 분산 팽창 요인 [(variance inflation factor (VIF))은 $VIF = 1 < 5$ 로서 (또는 허용오차값 > 0.2) 다중공선성문제의 정황은 없는 것을 보여준다. 따라서 이 가정은 만족시켜주는 것으로 결론내릴 수 있다.

③ 자기상관 부재가정 (Durbin-Watson 검정)

Table 3.9에서 Durbin-Watson의 통계치(D)가 2.381로서 회귀분석에 의한 잔차 (residuals)에 자기 상관관계계수(r)는 식 (2.3)에 의하여 $r = 0.19$ 로서 자기상관관계가 거의 없음을 보여준다.

(3) 계측값과 회귀식에 의한 계산값 비교분석

계측값과 회귀식에 의한 계산치를 정리하면 Table 3.11 및 Fig. 3.12과 같다. Fig. 3.12에 나타난 바와 같이 계측값과 회귀식에 의한 값은 잘 일치하고 있음을 알 수 있다.

Table 3.11 Summary of observation and regression results

Bern width	Excavation depth (m)					
	5.4		7.2		10.2	
	Observed	Calculated	Observed	Calculated	Observed	Calculated
1	4.12	4.5142	5.40	5.6356	8.30	7.5046
2	3.40	3.5712	4.05	4.6926	6.91	6.5616
3	3.00	2.6282			5.51	5.6186
4	2.00	1.6852			4.12	4.6756

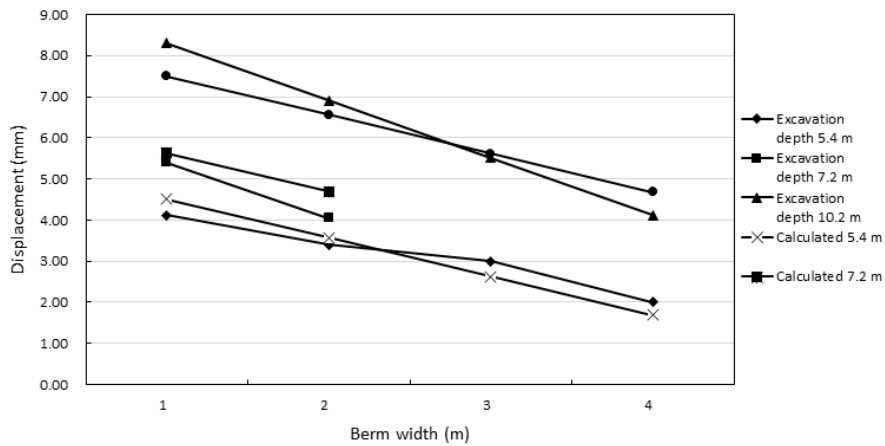


Fig. 3.12 Summary of observation and regression results

3.3.2 소단의 기하형상과 버팀대축력

Fig. 3.8에서 소단 폭 1m, 2m, 3m 및 4m에 대하여 버팀대1단 ~ 버팀대4단에서의 축력의 변화를 정리하면 Table 3.12 및 Fig. 3.13와 같다.

Table 3.12 및 Fig. 3.13에 나타난 것처럼 소단의 폭이 감소할수록 축력이 증가함을 보이는데 이는 소단 폭의 축방향지지 역할을 잘 보여준다.

Table 3.12 Strut axial force according to excavation depth

Step	Berm width (m)			
	0	1	2	3
Step 1	28.11	25.57	26.125	26.68
Step 2	49.64	45.03	45.25	45.47
Step 3	26.24	23.99	23.085	22.18
Step 4	27.27	21.02	16.835	12.65

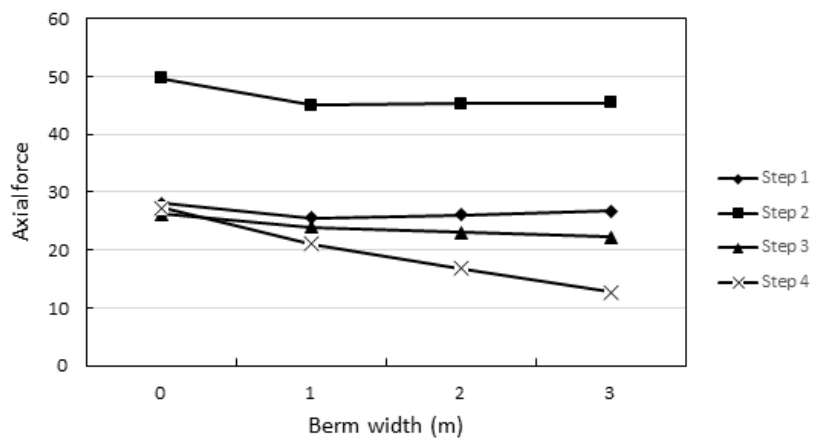


Fig. 3.13 Strut axial force according to excavation depth



제 4 장 수치해석

4.1 수치해석 프로그램

4.1.1 개요

Midas GeoXD는 편리하고 차별화된 작업환경의 사용자 인터페이스 구현이 가능하고 굴착문제에 대한 유한요소 해석 수행이 가능하다. 다양한 FEM 재료모델, 고차요소 및 Interface 요소가 제공되고 다양한 흙막이 벽체 (H-pile, Sheet pile, D-wall, C.I.P, S.C.W)과 다양한 지보재 (Strut, Raker, Earth Anchor, Soil Nailing, Tie Rod, Rock Bolt, Top down, Slab)를 해석에서 구현 가능하다. 그 외 다음과 같은 특징을 가지고 있다.

- 비대칭 구조의 다양한 단면 모델 기능 및 전단면 해석
- 자립식 구조의 해석 및 설계
- 인접구조물의 침하안정성 검토에 대한 엄밀해석 및 관용법 제공
- 근입깊이 및 지반 안정성 (Boiling, Heaving) 검토
- Seepage 해석 및 지반보강 공법 해석
- 흙막이 벽체와 지보재에 대한 다양한 매개변수 해석
- 흙막이 구조부재(복공고려)의 설계 기능
- 설계계산서 및 해석보고서 생성 기능
- 종단 계획도면 자동생성 기능

Midas GeoXD의 계산수행절차를 요약하면 Fig. 4.1과 같다.

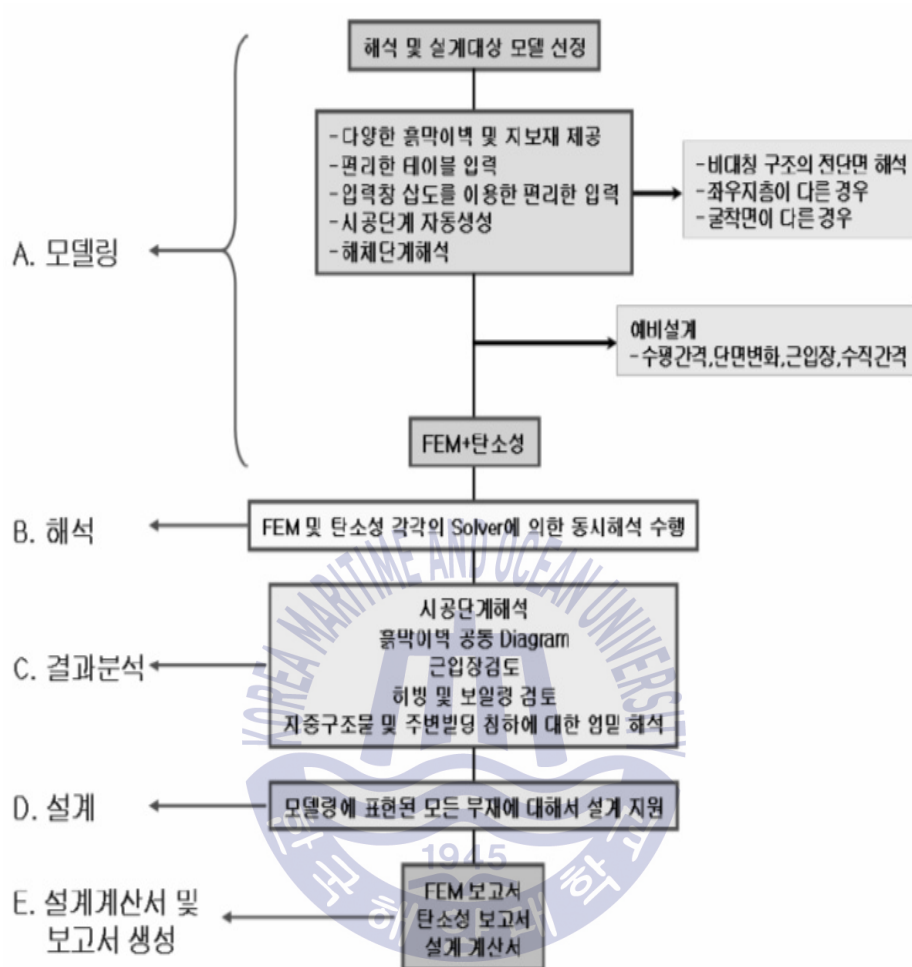


Fig. 4.1 Flowchart of program

4.1.2 지반정수 산정을 위한 역해석

다양한 경우에 대한 변위계산해석을 하기 위해서는 지반정수 산정이 우선되어야 한다. 따라서 본 절에서는 GeoXD프로그램을 이용하여 3장에서 계측된 변위결과를 역해석해서 지반정수를 산정하였다.

해석에서 지반은 Mohr Coulomb 모델 사용하였으며, 흙막이 벽체 및 버팀대와 중앙말뚝 등의 구조체는 beam요소로 시공간격을 고려하여 모델링하였으며, 시공단계는 흙막이 벽체 설치 후 단계별 굴착 및 버팀대를 설치하는 것으로 설정하였다.

Fig. 4.2은 현장계측결과이며 Fig.4.3는 점착력, 내부마찰각, 변형계수를 변화시켜 역해석한 결과 실제 변위와 다르게 소단폭 2m를 기준으로 변위가 거의 수렴하는 결과를 보인다. 이것은 해석에서 지반영역을 좀 더 세분화해서 지반정수를 적용하지 못했기 때문이다. 역해석의 목적이 벽체변위에 미치는 소단의 영향을 파악하기 위한 지반정수 산정이므로 두 값의 경향 차이는 무시하였다. 실제 발생된 수평변위 (Fig. 4.3)와 유사한 결과는 Table 4.1에 정리한 것과 같이 점착력 $4.0kN/m^2$ 내부마찰각 27° , 변형계수 $30,000kN/m^2$ 의 지반정수 조건에서 발생되는 것으로 나타났다

Table 4.1 Weathered soil (SM) parameters used in design and calculated by back analysis in case of 5.2m bermed excavation

Item	Unit weight, γ (kN/m^3)	Cohesion, c (kN/m^2)	Friction angle, $\phi(^{\circ})$	Elastic modulus, E (kN/m^2)
Design	19	14.0	30	39,000
Back analysis	19	4.0	27	30,000

Fig. 4.3은 지반의 점착력, 내부마찰각, 탄성계수가 각각 $4kN/m^2$, 27° , $30,000kN/m^2$ 인 경우 소단 폭에 따른 5.2m 굴착시 발생된 변위와 비교한 결과이다.

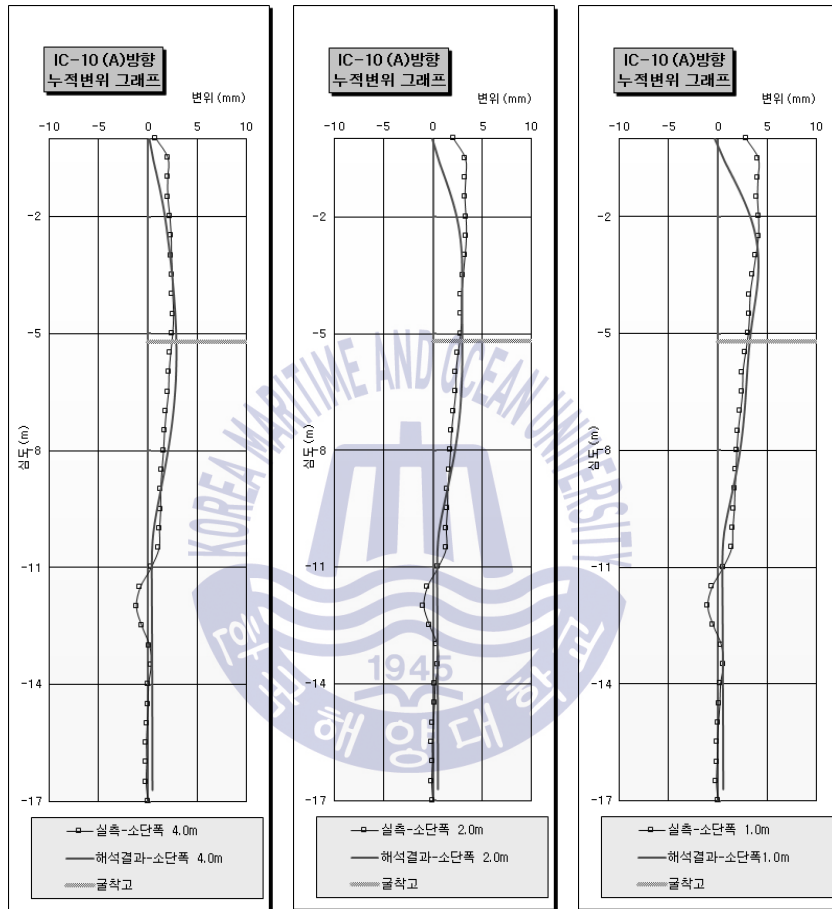


Fig. 4.2 Observed data of lateral displacement with different soil parameters in case of bermed excavation 5.2m

($c: 4kN/m^2$, $\phi: 27^\circ$, $E: 30,000kN/m^2$)

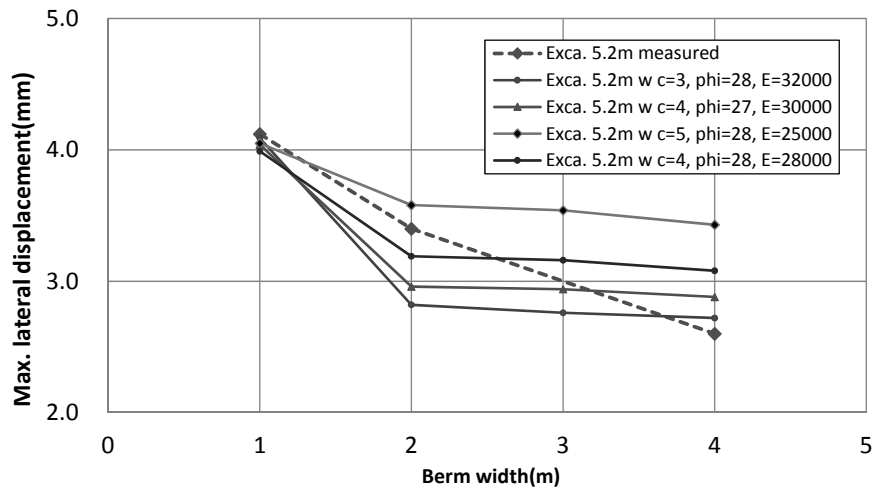


Fig. 4.3 Comparison of maximum lateral displacement between measured and back analysis with different soil parameters in case of bermed excavation 5.2m

4.2 해석조건 및 결과

4.2.1 소단형상과 굴착깊이 변화에 따른 변위

Table 4.1의 5.2m 굴착시 역해석으로 산정된 지반정수를 가지고 5.2m 굴착깊이를 포함하여 본 현장에서 진행될 다음 단계 굴착(7.4m, 10.2m)시 벽체변위에 영향을 미치는 소단의 영향을 소단의 기하학적 특성과 지반정수조합에 대하여 분석하였다.

현장의 상황을 고려하여 소단높이 2.5m에 대해 Table 4.2과 같이 소단 폭 (1, 2, 3, 4m)과 경사 (1:1, 1:0.5, 1:0.2)를 변화시켜 수치해석을 수행하여 최대수평변위를 산정하였다. 각 굴착단계별 소단의 형태에 대한 단면도는 Fig. 4.4과 같고, 경사 1:0.2를 가진 폭 2m의 소단의 영향을 파악하기 위해 해석에 사용된 모델은 Fig. 4.5와 같고 해석결과를 요약하면 Table 4.3 및 Fig. 4.6과 같다.

Table 4.2 Parameters considered in numerical analysis

Parameter	Berm depth	Berm width	Berm slope
Case	2.5	1	1:1.0
		2	1:0.5
		3	1:0.5
		4	1:0.2

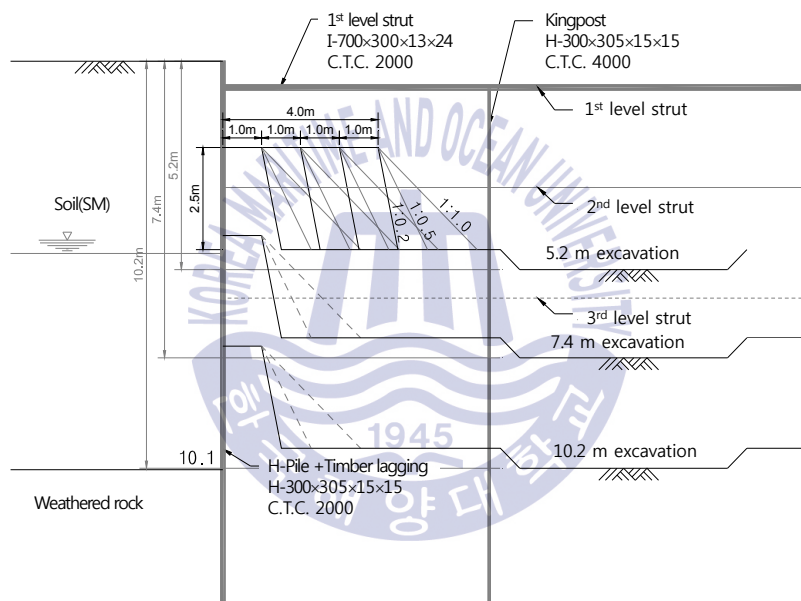
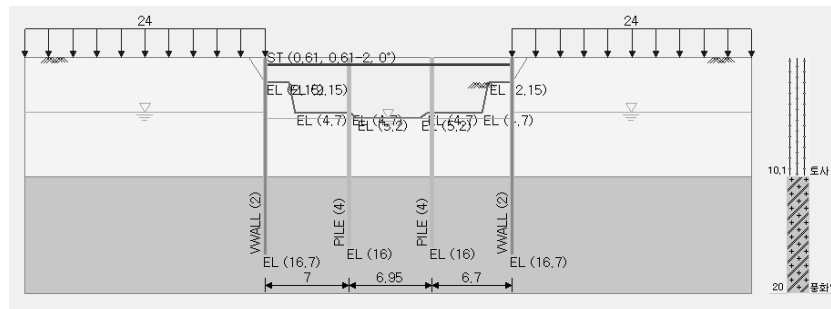
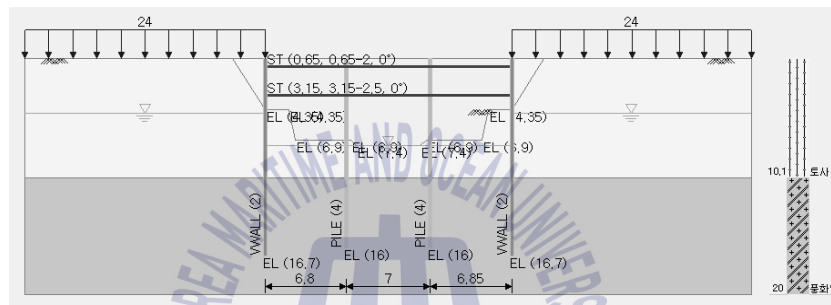


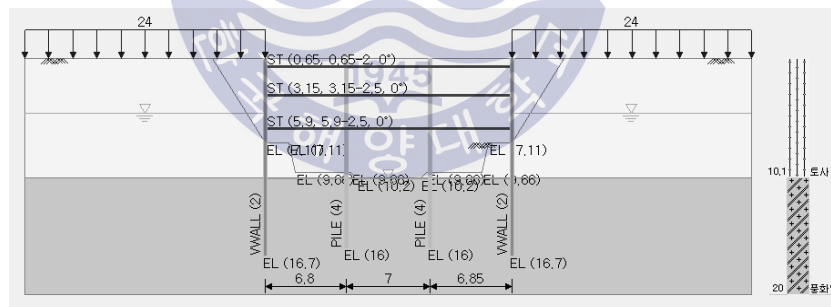
Fig. 4.4 Cross-sectional diagram of step-wise bermed excavation at the site



(a) Excavation depth : 5.2m



(b) Excavation depth : 7.4m

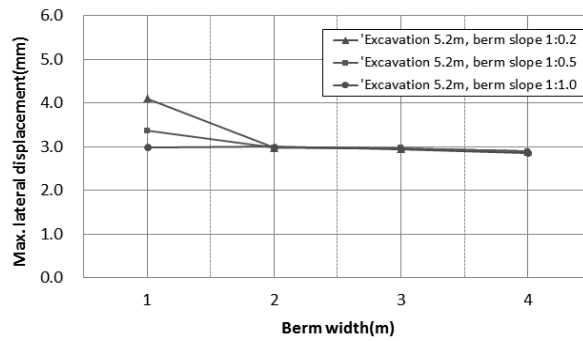


(c) Excavation depth : 10.2m

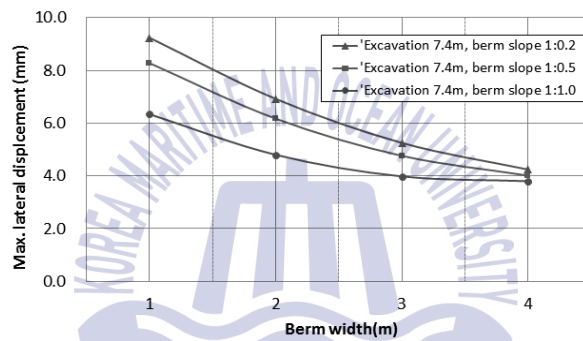
Fig. 4.5 Modeling used in numerical analysis in case of berm slope 1:0.2 and berm width 2m with different excavation depths

Table 4.3. Calculated results of maximum lateral displacement according to berm width, berm slope, and excavation depth

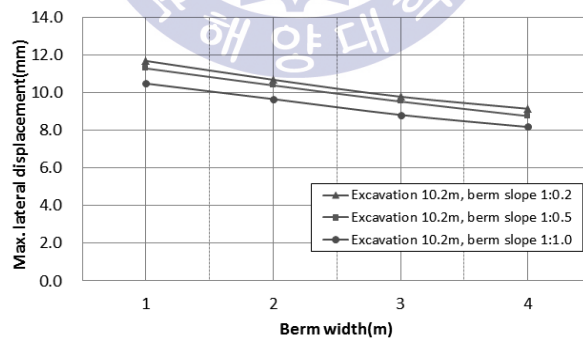
SN	Berm width (m)	Exca. depth (m)	Berm slope	Displacement (mm)
1	1	5.2	0.2	4.11
2	2	5.2	0.2	2.98
3	3	5.2	0.2	2.95
4	4	5.2	0.2	2.89
5	1	7.4	0.2	9.24
6	2	7.4	0.2	6.92
7	3	7.4	0.2	5.25
8	4	7.4	0.2	4.24
9	1	10.2	0.2	11.7
10	2	10.2	0.2	10.7
11	3	10.2	0.2	9.8
12	4	10.2	0.2	9.16
13	1	5.2	0.5	3.36
14	2	5.2	0.5	2.98
15	3	5.2	0.5	2.96
16	4	5.2	0.5	2.86
17	1	7.4	0.5	8.28
18	2	7.4	0.5	6.17
19	3	7.4	0.5	4.76
20	4	7.4	0.5	4.01
21	1	10.2	0.5	11.3
22	2	10.2	0.5	10.4
23	3	10.2	0.5	9.54
24	4	10.2	0.5	8.77
25	1	5.2	1	2.99
26	2	5.2	1	3
27	3	5.2	1	2.94
28	4	5.2	1	2.86
29	1	7.4	1	6.34
30	2	7.4	1	4.8
31	3	7.4	1	3.98
32	4	7.4	1	3.8
33	1	10.2	1	10.5
34	2	10.2	1	9.67
35	3	10.2	1	8.83
36	4	10.2	1	8.19



(a)



(b)



(c)

Fig. 4.6 Results of maximum lateral displacement according to berm width, berm slope, and excavation depth

4.2.2 지반정수 및 변형계수 변화에 따른 변위

(1) 지반정수고정 (변형계수 변동)

소단의 역할은 흙의 종류에 따라서도 그 기능에 차이가 있다. Clough and O'Rourke (1990)에 따르면 연약~중간 정도 굳기의 점토 지반보다는 사질토와 같은 단단한 지반에서 소단이 지보공을 보조하는 역할이 뚜렷한 것으로 알려져 있다.

소단의 지반물성은 굴착 시 굴착하단면의로 부터 물의 유입과 기계장비 등에 의한 지반의 교란의 영향으로 변화된다. 지반물성 변화 시 소단의 기능을 검토하기 위하여 굴착구간에 해당하는 풍화토층의 강도정수와 변형계수를 변화시켜 가설벽체의 수평 변위량을 해석하였다. 분석을 위해 Table 4.4에 주어진 지반정수를 이용하였고, 분석된 결과는 Table 4.5 및 Fig. 4.7과 같이 나타났다. Fig. 4.7에서 나타난 것처럼 소단을 4m에서 1m 까지 1m 간격으로 감소함에 따라 최대 수평변위량은 2.88mm에서 4.04mm로 증가하는 것으로 나타났다.

Table 4.4 Considered soil properties of weathered soil layer (SM)

Case	Unit weight, γ (kN/m^3)	Cohesion, c (kN/m^2)	Friction angle, $\phi(^{\circ})$	Elastic modulus, E (kN/m^2)
Lower strength	19.0	2.0	24	21,000
Strength used back analysis	19.0	4.0	27	30,000
Strength used design stage	19.0	14.0	30	39,000
Higher strength	19.0	24.0	33	48,000

풍화토에 대하여 Table 4.4에서 주어진 지반물성 조건으로 해석한 결과 Fig. 4.7과 같이 지반정수 값과 변형계수 값이 작아질수록 최대수평변위 증가량이 크며, 지반정수가 높을수록 변위량이 감소하는 것으로 나타났다.

Clough and O'Rourke (1990)의 연구 결과와 일치하는 것으로 단단한 지반일수록 소단이 지보공을 보조하는 역할이 뚜렷함을 의미한다. 지반정수가 설계 값 보다 작은 역해석 및 낮은 물성의 경우 소단 상부쪽에 따라 변위가 변화되면, 특히 2m이내의 기울기변화가 2m이후보다 더 큰 것으로 나타났다. 하지만 지반정수가 높은 물성인 경우 소단 폭에 따른 변위의 변화는 거의 없는 것으로 나타났다.



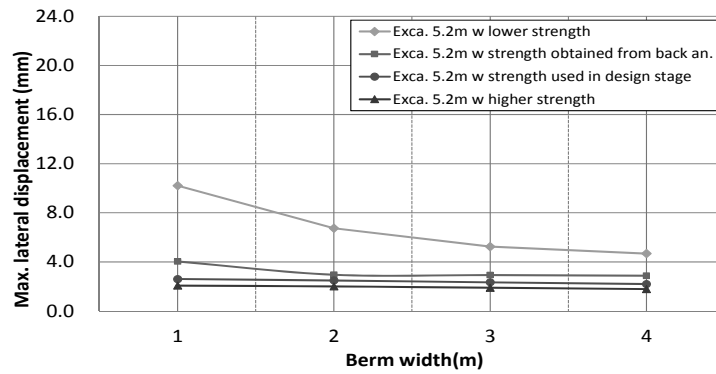
Table 4.5 Results of maximum lateral displacement according to soil parameters and excavation depth

SN	Berm width (m)	Exca. depth (m)	Berm slope	Cohesion c (kN/m^2)	Fric. angle ϕ ($^\circ$)	Displace. (mm)
1	1	5.2	0.2	2	24	10.2
2	2	5.2	0.2	2	24	6.74
3	3	5.2	0.2	2	24	5.25
4	4	5.2	0.2	2	24	4.68
5	1	7.4	0.2	2	24	17.2
6	2	7.4	0.2	2	24	13
7	3	7.4	0.2	2	24	10.3
8	4	7.4	0.2	2	24	7.88
9	1	10.2	0.2	2	24	17.6
10	2	10.2	0.2	2	24	16.5
11	3	10.2	0.2	2	24	15.8
12	4	10.2	0.2	2	24	15.2
13	1	5.2	0.2	4	27	4.04
14	2	5.2	0.2	4	27	2.96
15	3	5.2	0.2	4	27	2.93
16	4	5.2	0.2	4	27	2.88
17	1	7.4	0.2	4	27	9.26
18	2	7.4	0.2	4	27	6.65
19	3	7.4	0.2	4	27	5.09
20	4	7.4	0.2	4	27	4.16
21	1	10.2	0.2	4	27	11.4
22	2	10.2	0.2	4	27	10.3
23	3	10.2	0.2	4	27	9.45
24	4	10.2	0.2	4	27	8.72
25	1	5.2	0.2	14	30	2.61
26	2	5.2	0.2	14	30	2.49
27	3	5.2	0.2	14	30	2.34
28	4	5.2	0.2	14	30	2.2
29	1	7.4	0.2	14	30	4.16
30	2	7.4	0.2	14	30	3.62
31	3	7.4	0.2	14	30	3.38
32	4	7.4	0.2	14	30	3.25
33	1	10.2	0.2	14	30	6.29
34	2	10.2	0.2	14	30	5.3
35	3	10.2	0.2	14	30	4.73

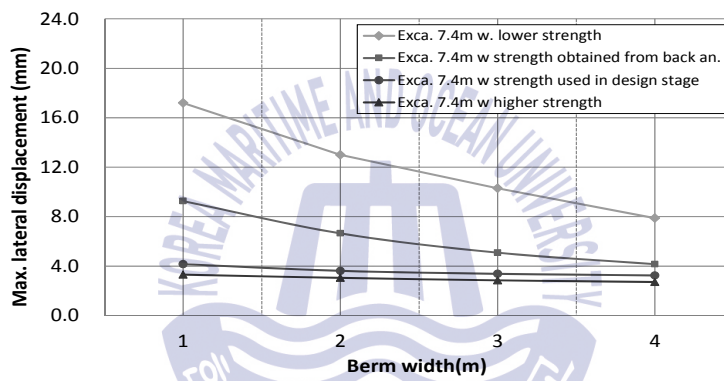
Table 4.5 Results of maximum lateral displacement according to soil parameters and excavation depth (continued)

SN	Berm width (m)	Exca. depth (m)	Berm slope	Cohesion c (kN/m^2)	Fric. angle ϕ ($^\circ$)	Displace. (mm)
36	4	10.2	0.2	14	30	4.44
37	1	5.2	0.2	24	33	2.07
38	2	5.2	0.2	24	33	2.01
39	3	5.2	0.2	24	33	1.9
40	4	5.2	0.2	24	33	1.7
41	1	7.4	0.2	24	33	3.31
42	2	7.4	0.2	24	33	3.05
43	3	7.4	0.2	24	33	2.85
44	4	7.4	0.2	24	33	2.72
45	1	10.2	0.2	24	33	4.72
46	2	10.2	0.2	24	33	4.09
47	3	10.2	0.2	24	33	3.8
48	4	10.2	0.2	24	33	3.67

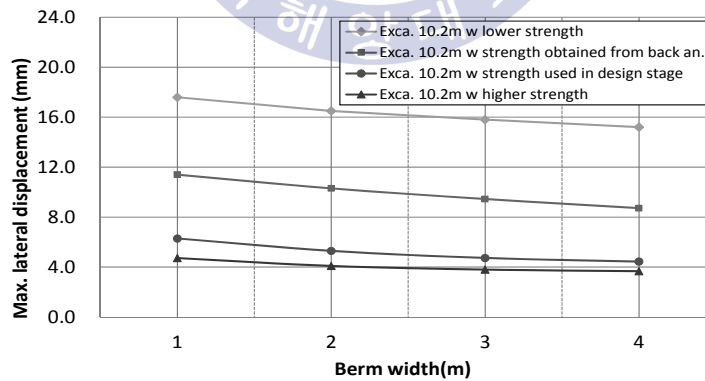




(a)



(b)



(c)

Fig. 4.7 Results of maximum lateral displacement ratio according to soil parameters and excavation depth

(2) 변형계수 고정 (c 및 ϕ 변화)

소단을 형성하는 지반의 점착력과 내부마찰각 변화가 벽체 수평변위량에 미치는 영향을 평가하기 위해서 변형계수는 $30,000kN/m^2$ 로 고정하고 지반정수는 Table 4.5와 같은 조건에서 해석을 실시하였다. 소단의 높이와 폭은 각각 2.5m와 1:0.2이다.

이 해석은 점토지반과 사질지반에서 지반물성 변화에 따른 소단의 기능을 알아보기 위함이다. 먼저 점토지반의 경우 내부마찰각을 0으로 두고 점착력을 $20 \sim 50kN/m^2$ 으로 변화시켰으며, 사질지반의 경우 점착력을 0으로 두고 내부마찰각을 $23 \sim 29^\circ$ 로 변화시키는 경우에 대하여 소단의 폭과 굴착깊이를 변화시켜 해석한 결과는 Table 4.6 및 Fig. 4.8과 같다.

해석결과 점착력 변화 시 (Fig. 4.7(a)) 점착력이 $20kN/m^2$ 일 경우 소단의 영향을 크게 받는 것으로 나타났으며, 점착력이 증가함에 따라 소단의 영향을 작게 받는 것으로 나타났다. 점착력이 $40kN/m^2$ 이상일 경우 소단의 영향이 미미하였다 (Fig. 4.8(b) and (c)).

점착력을 0으로 두고 내부마찰각을 변화시킨 경우 Table 4.7 및 (Fig. 4.9(a)) 굴착심도가 낮을수록 소단폭에 따른 최대수평변위량의 변화가 크게 나타났으며, 굴착깊이가 깊어질수록 소단폭에 따른 변위량 차이는 감소하였다 (Fig. 4.9(b) and (c)). 점착력만을 고려한 경우에 비해 소단폭에 따른 변위량의 변화가 작게 나타나 민감도 측면에서 점착력이 내부마찰각보다 큰 것으로 나타났다.

Table 4.6 Considered shear strength parameters of weathered soil layer (SM)

Case	Cohesion, c (kN/m^2)	Internal friction angle, ϕ ($^\circ$)
Clayey soil	20	0
	30	0
	40	0
	50	0
Sandy soil	0	23
	0	25
	0	27
	0	29



Table 4.7 Effect of cohesion c on the maximum lateral displacement

SN	Berm width (m)	Exca. depth (m)	Berm slope	Cohesion c (kN/m^2)	Fric. angle ϕ ($^\circ$)	Displace. (mm)
1	1	5.2	0.2	20	0	21.3
2	2	5.2	0.2	20	0	15.9
3	3	5.2	0.2	20	0	12.2
4	4	5.2	0.2	20	0	9.69
5	1	5.2	0.2	30	0	4.98
6	2	5.2	0.2	30	0	4.59
7	3	5.2	0.2	30	0	4.27
8	4	5.2	0.2	30	0	3.95
9	1	5.2	0.2	40	0	3.36
10	2	5.2	0.2	40	0	3.24
11	3	5.2	0.2	40	0	3.07
12	4	5.2	0.2	40	0	2.85
13	1	5.2	0.2	50	0	3.31
14	2	5.2	0.2	50	0	3.21
15	3	5.2	0.2	50	0	3.03
16	4	5.2	0.2	50	0	2.86
17	1	7.4	0.2	20	0	25.2
18	2	7.4	0.2	20	0	22.2
19	3	7.4	0.2	20	0	20.2
20	4	7.4	0.2	20	0	18.5
21	1	7.4	0.2	30	0	10.4
22	2	7.4	0.2	30	0	8.88
23	3	7.4	0.2	30	0	7.46
24	4	7.4	0.2	30	0	6.81
25	1	7.4	0.2	40	0	5.53
26	2	7.4	0.2	40	0	4.85
27	3	7.4	0.2	40	0	4.4
28	4	7.4	0.2	40	0	4.19
29	1	7.4	0.2	50	0	5.09
30	2	7.4	0.2	50	0	4.61
31	3	7.4	0.2	50	0	4.29
32	4	7.4	0.2	50	0	4.09
33	1	10.2	0.2	20	0	29.4
34	2	10.2	0.2	20	0	26.6
35	3	10.2	0.2	20	0	24.5

Table 4.7 Effect of cohesion on the maximum lateral displacement
(continued)

SN	Berm width (m)	Exca. depth (m)	Berm slope	Cohesion c (kN/m^2)	Fric. angle ϕ ($^\circ$)	Displace. (mm)
36	4	10.2	0.2	20	0	22.1
37	1	10.2	0.2	30	0	14.3
38	2	10.2	0.2	30	0	13.4
39	3	10.2	0.2	30	0	12.6
40	4	10.2	0.2	30	0	11.9
41	1	10.2	0.2	40	0	8.79
42	2	10.2	0.2	40	0	7.72
43	3	10.2	0.2	40	0	6.77
44	4	10.2	0.2	40	0	6.27
45	1	10.2	0.2	50	0	6.89
46	2	10.2	0.2	50	0	6.06
47	3	10.2	0.2	50	0	5.67
48	4	10.2	0.2	50	0	5.48

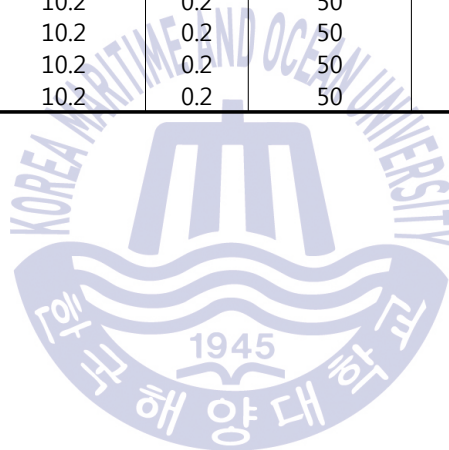


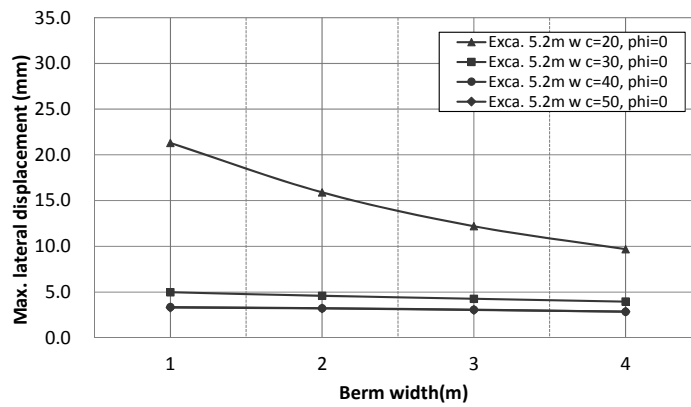
Table 4.8 Effect of friction angle on the maximum lateral displacement

SN	Berm width (m)	Exca. depth (m)	Berm slope	Cohesion c (kN/m^2)	Fric. angle ϕ ($^\circ$)	Displace. (mm)
1	1	5.2	0.2	0	23	15
2	2	5.2	0.2	0	23	10.5
3	3	5.2	0.2	0	23	7.67
4	4	5.2	0.2	0	23	6.05
5	1	5.2	0.2	0	25	10.8
6	2	5.2	0.2	0	25	7.4
7	3	5.2	0.2	0	25	5.43
8	4	5.2	0.2	0	25	4.48
9	1	5.2	0.2	0	27	8.06
10	2	5.2	0.2	0	27	5.44
11	3	5.2	0.2	0	27	3.85
12	4	5.2	0.2	0	27	3.28
13	1	5.2	0.2	0	29	6.24
14	2	5.2	0.2	0	29	4.15
15	3	5.2	0.2	0	29	3.09
16	4	5.2	0.2	0	29	2.89
17	1	7.4	0.2	0	23	20.8
18	2	7.4	0.2	0	23	16.8
19	3	7.4	0.2	0	23	13.1
20	4	7.4	0.2	0	23	9.95
21	1	7.4	0.2	0	25	16.9
22	2	7.4	0.2	0	25	13.5
23	3	7.4	0.2	0	25	10.2
24	4	7.4	0.2	0	25	7.55
25	1	7.4	0.2	0	27	14.3
26	2	7.4	0.2	0	27	10.9
27	3	7.4	0.2	0	27	8
28	4	7.4	0.2	0	27	5.82
29	1	7.4	0.2	0	29	11.4
30	2	7.4	0.2	0	29	8.87
31	3	7.4	0.2	0	29	6.34
32	4	7.4	0.2	0	29	4.72
33	1	10.2	0.2	0	23	21.05
34	2	10.2	0.2	0	23	19.7
35	3	10.2	0.2	0	23	19.1

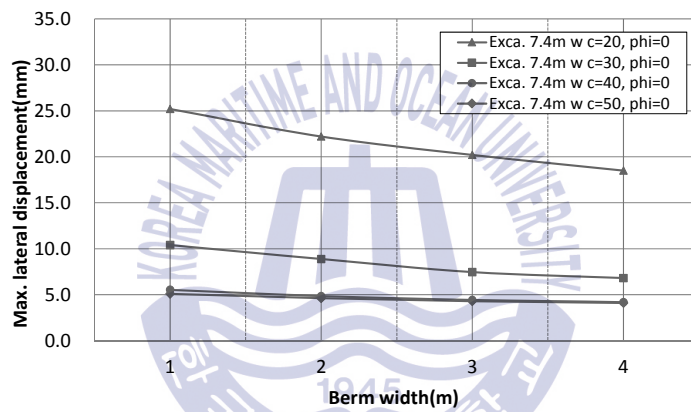
Table 4.8 Effect of friction angle on the maximum lateral displacement
(continued)

SN	Berm width (m)	Exca. depth (m)	Berm slope	Cohesion c (kN/m^2)	Fric. angle ϕ ($^\circ$)	Displace. (mm)
36	4	10.2	0.2	0	23	18.6
37	1	10.2	0.2	0	25	17.4
38	2	10.2	0.2	0	25	16.6
39	3	10.2	0.2	0	25	15.9
40	4	10.2	0.2	0	25	15.4
41	1	10.2	0.2	0	27	15.1
42	2	10.2	0.2	0	27	14.2
43	3	10.2	0.2	0	27	13.5
44	4	10.2	0.2	0	27	12.9
45	1	10.2	0.2	0	29	13.4
46	2	10.2	0.2	0	29	12.4
47	3	10.2	0.2	0	29	11.6
48	4	10.2	0.2	0	29	11

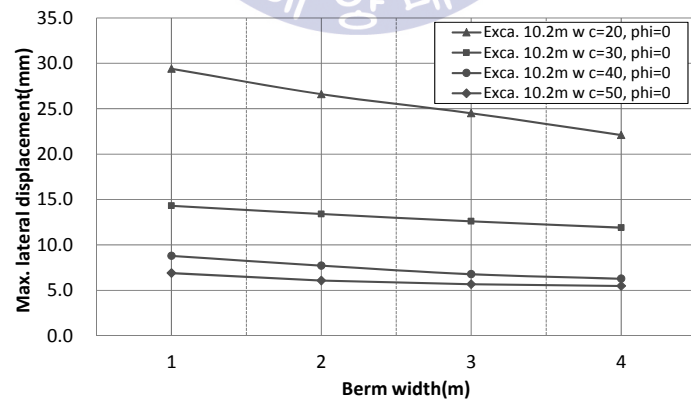




(a)

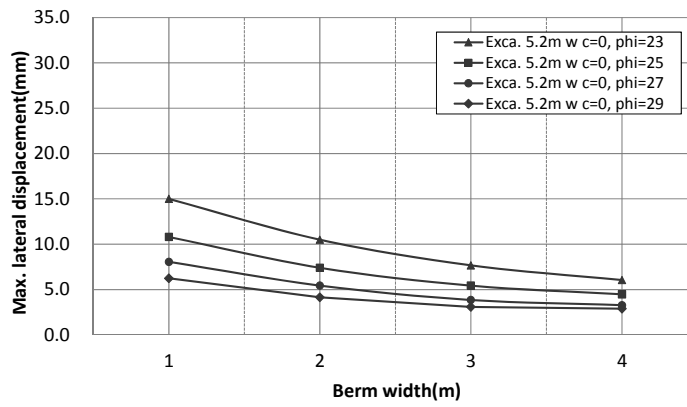


(b)

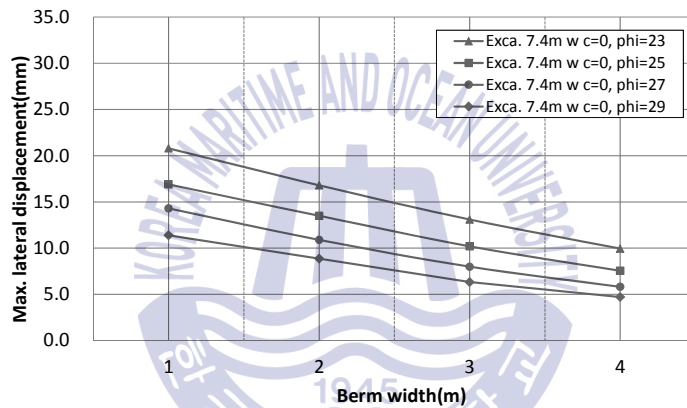


(c)

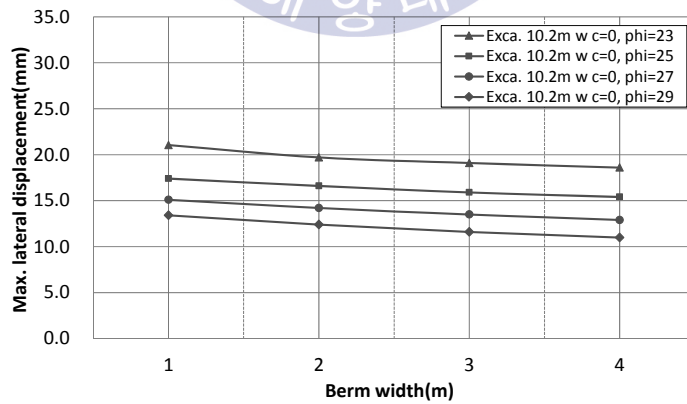
Fig. 4.8 Effect of cohesion on the maximum lateral displacement



(a)



(b)



(c)

Fig. 4.9 Effect of internal friction angle(ϕ) on the maximum lateral displacement

4.3 결과 고찰

4.3.1 소단의 기하특성과 지반물성치에 따른 회귀식

(1) 회귀식 제안

Table 4.3 ~ Table 4.8의 자료를 통합하여 회귀식을 유도하였다.

ANOVA (분산분석)분석결과 귀무가설 (H_0)에서 β 를 회귀계수라 하면 $H_0 : \beta = 0$ (기울기가 0이다)에 대하여 Table 4.9와 같이 유의확률 (p)가 0.000으로 기각된다. 따라서 벽체변위 $D_{wall,3}$ 는 소단폭, 굴착깊이, 소단경사, 점착력, 내부마찰각으로 이루어진 회귀식으로 나타내었으며 단계입력법(step wise)으로 검토한 결과 Table 4.10과 같이 R^2 은 0.746로 나타나 회귀식의 설명력은 약 75%로 좋은 것으로 나타나 Table 4.11의 계수들은 이용하여 다음과 같은 회귀식을 제안하였다.

$$D_{wall,3} = 15.722 - 1.180a + 1.384b - 4.698c - 0.362d - 0.443e \quad \text{식 (4.1)}$$

여기서 a : Berm width
 b : Excavation depth
 c : Berm slope
 d : Cohesion
 e : Friction angle
 $D_{wall,3}$: Displacement

단계입력법으로 회귀식을 유도한 결과 벽체변위에 가장 큰 상관관계를 가지는 변수는 굴착깊이, 그 다음 소단폭, 점착력, 내부마찰각 및 소단경사 로 나타났다.

Table 4.9 ANOVA^b

Model	Sum of Squares	df	Mean Square	F	Sig.
Regression	4458.370	5	891.674	102.049	.000 ^a
1 Residual	1520.367	174	8.738		
Total	5978.738	179			

a. Predictors: (Constant), Fric_angle, Exca_depth, Berm_width, Slope, Cohesion

b. Dependent Variable: Displacement

Table 4.10 Model Summary(f)

Model	R	R Square	Change Statistics					Durbin-Watson
			R Square Change	F Change	df1	df2	Sig. F Change	
1	.491(a)	.241	.241	56.672	1	178	.000	
2	.542(b)	.294	.052	13.145	1	177	.000	
3	.587(c)	.345	.051	13.630	1	176	.000	
4	.848(d)	.718	.374	232.085	1	175	.000	
5	.864(e)	.746	.027	18.759	1	174	.000	.580

a Predictors: (Constant), Exca_depth

b Predictors: (Constant), Exca_depth, Berm_width

c Predictors: (Constant), Exca_depth, Berm_width, Cohesion

d Predictors: (Constant), Exca_depth, Berm_width, Cohesion, Fric_angle

e Predictors: (Constant), Exca_depth, Berm_width, Cohesion, Fric_angle, Slope

f Dependent Variable: Displacement

Table 4.11 Coefficients^a

Model	Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients	t	Sig.	Collinearity	
	B	Std. Error	Beta			Tolerance	VIF
(Constant)	15.722	1.299		12.099	.000		
Berm_width	-1.180	.197	-.229	-5.990	.000	1.000	1.000
Exca_depth	1.384	.108	.491	12.855	.000	1.000	1.000
Slope	-4.698	1.085	-.170	-4.331	.000	.953	1.049
Cohesion	-.362	.022	-.948	-16.359	.000	.404	2.477
Fric_angle	-.443	.028	-.940	-15.623	.000	.404	2.477

a. Dependent Variable: Displacement

(2) 회귀분석 기본가정

(가) 정규분포가정

Fig. 4.10 히스토그램상에 잔차의 빈도가 왼쪽으로 치우쳐있고, Fig. 4.11에 나타난 P-P표준화된 잔차도 y축 0을 기준으로 산포되어 있어, 완전한 정규분포와는 차이가 있으나 그 외의 가정들은 잘 만족시켜주고 있으므로 정규분포가정을 만족시켜주는 것으로 가정하여도 좋을 것으로 판단하였다.

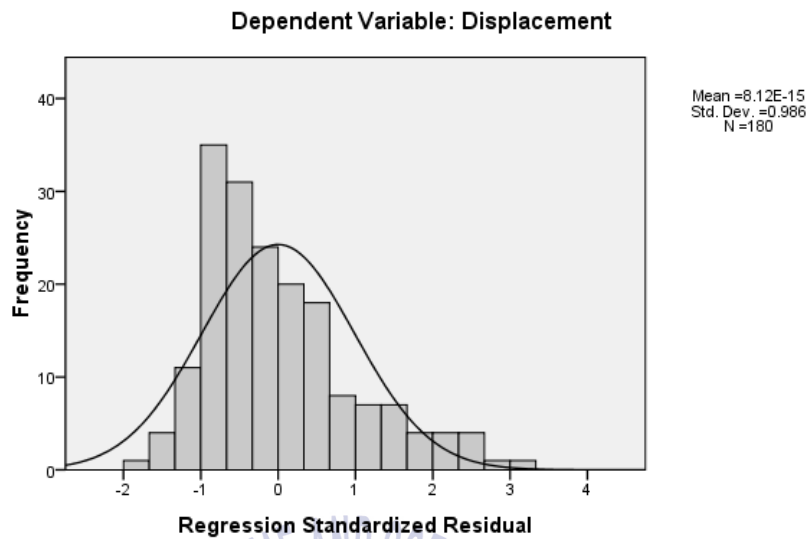


Fig. 4.10 Histogram of regression standardized residual

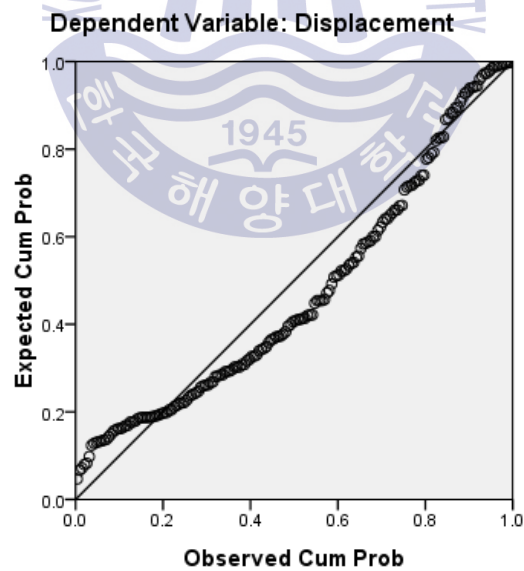


Fig. 4.11 Normal P-P plot regression standardized residual

(나) 다중공선성문제 (Multicollinearity Problem)부재 가정

다중공선성문제 부재 (absence of multicollinearity problem)는 공선성 통계량 (collinearity statistics)에 의해 검정할 수 있다. Table 4.11에서 분산 팽창 요인[(variance inflation factor (VIF)]란 두 가지 통계량을 보여주고 있다. 경험상, 허용 오차값이 0.2 (또는 $VIF = 2.477 < 5$)보다 크면 다중공선성문제의 정황은 없는 것을 보여준다. 따라서 이 가정은 만족시켜주는 것으로 결론내릴 수 있다.

(다) 자기상관 부재가정 (Durbin-Watson 검정)

Durbin-Watson의 통계치(D)가 Table 4.10에서 0.580로서 회귀분석에 의한 잔차 (residuals)에 자기 상관관계계수(r)는 다음 식 (2.3)에 의하여 $r = 0.71$ 로서 자기상관관계가 있는 것으로 나타났다.

모든 가정을 만족시켜주지는 못하지만 설명력이 약 75%로 높고 paired t 검정결과 수치해석결과와 회귀식에 의한 값은 유의수준 5%에서 동일한 값으로 보아도 좋은 것으로 나타나 회귀식을 만족시켜주는 것으로 판단하였다.

(3) Paired t 검정

수치해석결과와 수치해석결과를 이용한 회귀식에 의한 값의 일치여부를 paired t 검정을 한 결과 Table 4.12 및 Table 4.13에 나타난 것처럼 “수치 해석과 회귀식에 의한 벽체변위는 같다” 라는 귀무가설 (H_0)이 유의수준 5% ($\alpha=0.05 < p=0.996$)에서 수락됨으로 두 값은 잘 일치함을 보여준다.

H_0 : 수치해석과 회귀식에 의한 벽체변위는 같다. (수치해석과 회귀식에 의한 벽체변위의 차이는 영 (zero) 이다.)

Table 4.12 Paired samples correlations

	N	Correlation	Sig.
Pair 1 Numerical & Regression	180	.864	.000

Table 4.13 Paired samples test

	Paired Differences					t	df	Sig. (2-tailed)
	Mean	Std. Deviation	Std. Error Mean	95% Confidence Interval of the Difference				
				Lower	Upper			
Pair 1 Numerical - Regression	.001167	2.914591	.217241	-.427516	.429849	.005	179	.996

4.3.2 수치해석값과 회귀식에 의한 계산값 비교분석

벽체변위에 대한 수치해석결과와 수치해석결과를 이용한 회귀식에 의한 계산결과를 정리한 Table 4.14를 이용하여 Fig. 4.12와 같이 산포도로 나타내었다. 벽체의 변위가 음(-)는 의미가 없으므로 수치해석 결과 약 3mm 이하에서는 회귀식에 의한 값이 (-)이므로 무의미 하고, 수치해석 값이 약 10 mm까지는 회귀식에 의한 값이 크고, 그 이상에서는 수치해석 값이 크게 나타났다.

Table 4.14 Calculation results of numerical and regression equation

SN	Berm width (m)	Exca. depth (m)	Berm slope	Cohesion c (kN/m^2)	Fric. angle ϕ ($^\circ$)	Displace. (mm)	
						Numer.	Reg.
1	1	5.2	0.2	20	0	21.3	13.56
2	2	5.2	0.2	20	0	15.9	12.38
3	3	5.2	0.2	20	0	12.2	11.20
4	4	5.2	0.2	20	0	9.69	10.02
5	1	5.2	0.2	30	0	4.98	9.94
6	2	5.2	0.2	30	0	4.59	8.76
7	3	5.2	0.2	30	0	4.27	7.58
8	4	5.2	0.2	30	0	3.95	6.40
9	1	5.2	0.2	40	0	3.36	6.32
10	2	5.2	0.2	40	0	3.24	5.14
11	3	5.2	0.2	40	0	3.07	3.96
12	4	5.2	0.2	40	0	2.85	2.78
13	1	5.2	0.2	50	0	3.31	2.70
14	2	5.2	0.2	50	0	3.21	1.52
15	3	5.2	0.2	50	0	3.03	0.34
16	4	5.2	0.2	50	0	2.86	-0.84
17	1	7.4	0.2	20	0	25.2	16.60
18	2	7.4	0.2	20	0	22.2	15.42
19	3	7.4	0.2	20	0	20.2	14.24
20	4	7.4	0.2	20	0	18.5	13.06
21	1	7.4	0.2	30	0	10.4	12.98
22	2	7.4	0.2	30	0	8.88	11.80
23	3	7.4	0.2	30	0	7.46	10.62
24	4	7.4	0.2	30	0	6.81	9.44
25	1	7.4	0.2	40	0	5.53	9.36
26	2	7.4	0.2	40	0	4.85	8.18
27	3	7.4	0.2	40	0	4.4	7.00
28	4	7.4	0.2	40	0	4.19	5.82
29	1	7.4	0.2	50	0	5.09	5.74
30	2	7.4	0.2	50	0	4.61	4.56
31	3	7.4	0.2	50	0	4.29	3.38
32	4	7.4	0.2	50	0	4.09	2.20
33	1	10.2	0.2	20	0	29.4	20.48
34	2	10.2	0.2	20	0	26.6	19.30
35	3	10.2	0.2	20	0	24.5	18.12
36	4	10.2	0.2	20	0	22.1	16.94
37	1	10.2	0.2	30	0	14.3	16.86
38	2	10.2	0.2	30	0	13.4	15.68
39	3	10.2	0.2	30	0	12.6	14.50
40	4	10.2	0.2	30	0	11.9	13.32

Table 4.14 Calculation results of numerical and regression equation (continued)

SN	Berm width (m)	Exca. depth (m)	Berm slope	Cohesion c (kN/m^2)	Fric. angle ϕ ($^\circ$)	Displace. (mm)	
						Numer.	Reg.
41	1	10.2	0.2	40	0	8.79	13.24
42	2	10.2	0.2	40	0	7.72	12.06
43	3	10.2	0.2	40	0	6.77	10.88
44	4	10.2	0.2	40	0	6.27	9.70
45	1	10.2	0.2	50	0	6.89	9.62
46	2	10.2	0.2	50	0	6.06	8.44
47	3	10.2	0.2	50	0	5.67	7.26
48	4	10.2	0.2	50	0	5.48	6.08
49	1	5.2	0.2	0	23	15	10.61
50	2	5.2	0.2	0	23	10.5	9.43
51	3	5.2	0.2	0	23	7.67	8.25
52	4	5.2	0.2	0	23	6.05	7.07
53	1	5.2	0.2	0	25	10.8	9.72
54	2	5.2	0.2	0	25	7.4	8.54
55	3	5.2	0.2	0	25	5.43	7.36
56	4	5.2	0.2	0	25	4.48	6.18
57	1	5.2	0.2	0	27	8.06	8.84
58	2	5.2	0.2	0	27	5.44	7.66
59	3	5.2	0.2	0	27	3.85	6.48
60	4	5.2	0.2	0	27	3.28	5.30
61	1	5.2	0.2	0	29	6.24	7.95
62	2	5.2	0.2	0	29	4.15	6.77
63	3	5.2	0.2	0	29	3.09	5.59
64	4	5.2	0.2	0	29	2.89	4.41
65	1	7.4	0.2	0	23	20.8	13.66
66	2	7.4	0.2	0	23	16.8	12.48
67	3	7.4	0.2	0	23	13.1	11.30
68	4	7.4	0.2	0	23	9.95	10.12
69	1	7.4	0.2	0	25	16.9	12.77
70	2	7.4	0.2	0	25	13.5	11.59
71	3	7.4	0.2	0	25	10.2	10.41
72	4	7.4	0.2	0	25	7.55	9.23
73	1	7.4	0.2	0	27	14.3	11.88
74	2	7.4	0.2	0	27	10.9	10.70
75	3	7.4	0.2	0	27	8	9.52
76	4	7.4	0.2	0	27	5.82	8.34
77	1	7.4	0.2	0	29	11.4	11.00
78	2	7.4	0.2	0	29	8.87	9.82
79	3	7.4	0.2	0	29	6.34	8.64
80	4	7.4	0.2	0	29	4.72	7.46

Table 4.14 Calculation results of numerical and regression equation (continued)

SN	Berm width (m)	Exca. depth (m)	Berm slope	Cohesion c (kN/m^2)	Fric. angle ϕ ($^\circ$)	Displace. (mm)	
						Numer.	Reg.
81	1	10.2	0.2	0	23	21.05	17.53
82	2	10.2	0.2	0	23	19.7	16.35
83	3	10.2	0.2	0	23	19.1	15.17
84	4	10.2	0.2	0	23	18.6	13.99
85	1	10.2	0.2	0	25	17.4	16.64
86	2	10.2	0.2	0	25	16.6	15.46
87	3	10.2	0.2	0	25	15.9	14.28
88	4	10.2	0.2	0	25	15.4	13.10
89	1	10.2	0.2	0	27	15.1	15.76
90	2	10.2	0.2	0	27	14.2	14.58
91	3	10.2	0.2	0	27	13.5	13.40
92	4	10.2	0.2	0	27	12.9	12.22
93	1	10.2	0.2	0	29	13.4	14.87
94	2	10.2	0.2	0	29	12.4	13.69
95	3	10.2	0.2	0	29	11.6	12.51
96	4	10.2	0.2	0	29	11	11.33
97	1	5.2	0.2	2	24	10.2	9.44
98	2	5.2	0.2	2	24	6.74	8.26
99	3	5.2	0.2	2	24	5.25	7.08
100	4	5.2	0.2	2	24	4.68	5.90
101	1	7.4	0.2	2	24	17.2	12.49
102	2	7.4	0.2	2	24	13	11.31
103	3	7.4	0.2	2	24	10.3	10.13
104	4	7.4	0.2	2	24	7.88	8.95
105	1	10.2	0.2	2	24	17.6	16.36
106	2	10.2	0.2	2	24	16.5	15.18
107	3	10.2	0.2	2	24	15.8	14.00
108	4	10.2	0.2	2	24	15.2	12.82
109	1	5.2	0.2	4	27	4.04	7.39
110	2	5.2	0.2	4	27	2.96	6.21
111	3	5.2	0.2	4	27	2.93	5.03
112	4	5.2	0.2	4	27	2.88	3.85
113	1	7.4	0.2	4	27	9.26	10.44
114	2	7.4	0.2	4	27	6.65	9.26
115	3	7.4	0.2	4	27	5.09	8.08
116	4	7.4	0.2	4	27	4.16	6.90
117	1	10.2	0.2	4	27	11.4	14.31
118	2	10.2	0.2	4	27	10.3	13.13
119	3	10.2	0.2	4	27	9.45	11.95
120	4	10.2	0.2	4	27	8.72	10.77

Table 4.14 Calculation results of numerical and regression equation (continued)

SN	Berm width (m)	Exca. depth (m)	Berm slope	Cohesion c (kN/m^2)	Fric. angle ϕ ($^\circ$)	Displace. (mm)	
						Numer.	Reg.
121	1	5.2	0.2	14	30	2.61	2.44
122	2	5.2	0.2	14	30	2.49	1.26
123	3	5.2	0.2	14	30	2.34	0.08
124	4	5.2	0.2	14	30	2.2	-1.10
125	1	7.4	0.2	14	30	4.16	5.49
126	2	7.4	0.2	14	30	3.62	4.31
127	3	7.4	0.2	14	30	3.38	3.13
128	4	7.4	0.2	14	30	3.25	1.95
129	1	10.2	0.2	14	30	6.29	9.36
130	2	10.2	0.2	14	30	5.3	8.18
131	3	10.2	0.2	14	30	4.73	7.00
132	4	10.2	0.2	14	30	4.44	5.82
133	1	5.2	0.2	24	33	2.07	-2.51
134	2	5.2	0.2	24	33	2.01	-3.69
135	3	5.2	0.2	24	33	1.9	-4.87
136	4	5.2	0.2	24	33	1.7	-6.05
137	1	7.4	0.2	24	33	3.31	0.54
138	2	7.4	0.2	24	33	3.05	-0.64
139	3	7.4	0.2	24	33	2.85	-1.82
140	4	7.4	0.2	24	33	2.72	-3.00
141	1	10.2	0.2	24	33	4.72	4.41
142	2	10.2	0.2	24	33	4.09	3.23
143	3	10.2	0.2	24	33	3.8	2.05
144	4	10.2	0.2	24	33	3.67	0.87
145	1	5.2	0.2	4	27	4.11	7.39
146	2	5.2	0.2	4	27	2.98	6.21
147	3	5.2	0.2	4	27	2.95	5.03
148	4	5.2	0.2	4	27	2.89	3.85
149	1	7.4	0.2	4	27	9.24	10.44
150	2	7.4	0.2	4	27	6.92	9.26
151	3	7.4	0.2	4	27	5.25	8.08
152	4	7.4	0.2	4	27	4.24	6.90
153	1	10.2	0.2	4	27	11.7	14.31
154	2	10.2	0.2	4	27	10.7	13.13
155	3	10.2	0.2	4	27	9.8	11.95
156	4	10.2	0.2	4	27	9.16	10.77
157	1	5.2	0.5	4	27	3.36	5.98
158	2	5.2	0.5	4	27	2.98	4.80
159	3	5.2	0.5	4	27	2.96	3.62
160	4	5.2	0.5	4	27	2.86	2.44

Table 4.14 Calculation results of numerical and regression equation (continued)

SN	Berm width (m)	Exca. depth (m)	Berm slope	Cohesion c (kN/m^2)	Fric. angle ϕ ($^\circ$)	Displace. (mm)	
						Numer.	Reg.
161	1	7.4	0.5	4	27	8.28	9.03
162	2	7.4	0.5	4	27	6.17	7.85
163	3	7.4	0.5	4	27	4.76	6.67
164	4	7.4	0.5	4	27	4.01	5.49
165	1	10.2	0.5	4	27	11.3	12.90
166	2	10.2	0.5	4	27	10.4	11.72
167	3	10.2	0.5	4	27	9.54	10.54
168	4	10.2	0.5	4	27	8.77	9.36
169	1	5.2	1	4	27	2.99	3.63
170	2	5.2	1	4	27	3	2.45
171	3	5.2	1	4	27	2.94	1.27
172	4	5.2	1	4	27	2.86	0.09
173	1	7.4	1	4	27	6.34	6.68
174	2	7.4	1	4	27	4.8	5.50
175	3	7.4	1	4	27	3.98	4.32
176	4	7.4	1	4	27	3.8	3.14
177	1	10.2	1	4	27	10.5	10.55
178	2	10.2	1	4	27	9.67	9.37
179	3	10.2	1	4	27	8.83	8.19
180	4	10.2	1	4	27	8.19	7.01

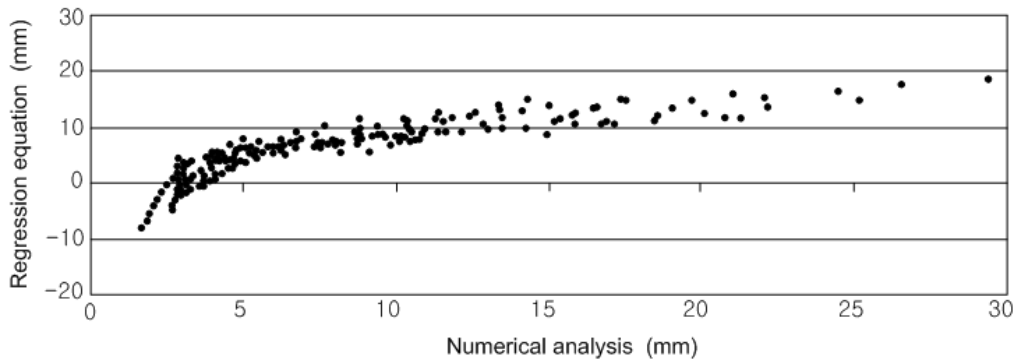


Fig. 4.12 Scatter diagram between result of numerical and regression

4.3.3 계측 값, 수치해석 값 및 회귀식 값 비교 분석

3장의 계측자료, 계측자료를 이용한 회귀식 ($D_{wall,2}$), 수치해석자료 및 수치해석자료를 이용한 회귀식 ($D_{wall,3}$)에 의한 벽체변위값을 정리하면 Table 4.15과 Fig. 4.13와 같다. 당연하겠지만 Fig. 4.13에 나타난 것처럼 $D_{wall,2}$ 는 계측값을 이용하여 산정하였기 때문에 계측값과 잘 일치하고, 또한 $D_{wall,3}$ 는 수치해석결과를 이용하였기 때문에 수치해석결과와 잘 일치함을 보여주고 있다. 전체적으로 계측값은 수치해석값보다 작게 나타남을 보여주고 있다. 이 이유는 수치해석값은 벽체에 발생할 변위가 즉시 반영되는 반면에 계측값은 어느 정도 시간이 경과되어야 지반의 변위가 계측기에 영향을 미치기 때문으로 판단된다.

Excavation depth (m)	Berm width											
	1m			2m			3m			4m		
	Observed	Numerical	Reg. $D_{wall,2}$	Observed	Numerical	Reg. $D_{wall,2}$	Observed	Numerical	Reg. $D_{wall,3}$	Observed	Numerical	Reg. $D_{wall,2}$
5.2	4.12	4.04	4.39	3.40	2.96	3.45	3.00	2.93	5.03	2.00	2.88	1.56
7.4	5.40	9.26	5.76	4.05	6.65	4.82	-	5.09	8.08	-	4.16	2.93
10.2	8.30	11.4	7.50	6.91	10.3	6.56	5.51	9.45	11.95	4.12	8.72	4.68
												10.77

Table 4.15 Displacement results of observed, numerical and regression
(Slope=1:0.2, $\phi=27$, $c=4kN/m^2$)

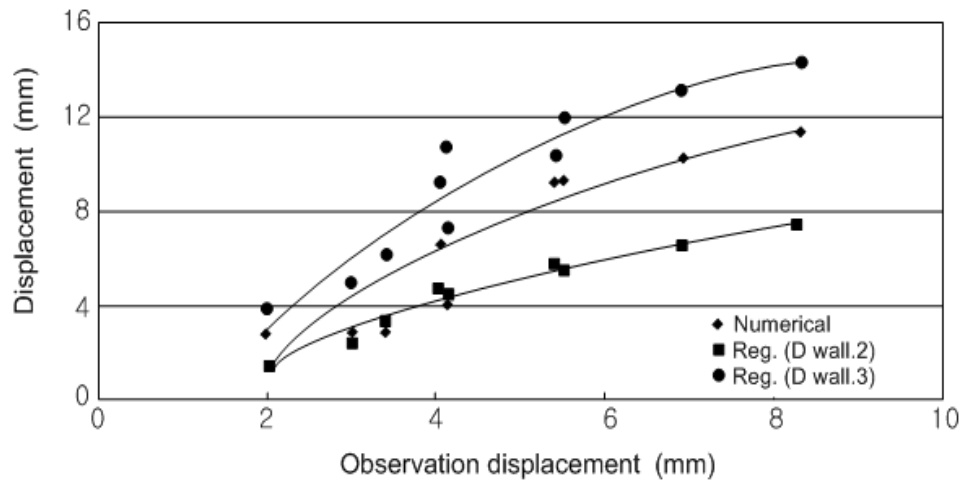
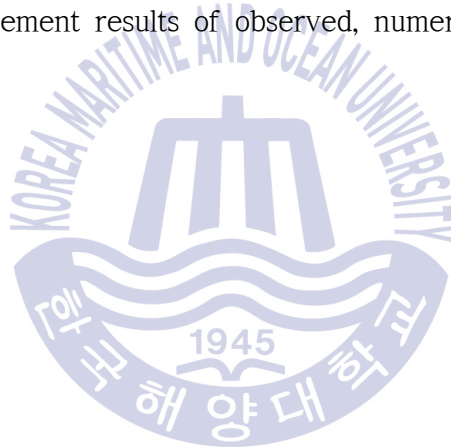


Fig. 4.13 Displacement results of observed, numerical and regression



제 5 장 소단 기능의 판단

5.1 소단의 기능

굴착공사에서 흙막이벽 근방에 소단을 남겨 놓은 상태에서 중앙부를 먼저 굴착하는 경우 흙막이 벽의 변형과 응력, 버팀대의 축력에 대해 과도한 변화를 주지 않기 위해 적절한 규모를 가진 소단을 시공할 필요가 있다. 여기서 적절한 규모의 소단의 결정은 쉬운 문제가 아니다.

실무에서는 소단의 벽체 변형억제 효과를 도해법, 가상수동붕괴선, 벽체 내외의 힘의 평형, 소단 폭과 높이의 관계 등을 이용한 경험적 방법이 사용되고 있다. NAVFAC (1986)과 Japanese Geotechnical Society (JGS) (1998)에서 제안한 방법들은 다음과 같다.

5.1.1 NAVFAC이 제시한 소단기능 판단방법

소단을 이용하여 연성벽체의 저항을 증가시킬 수 있다. 소단의 수평 저항은 소단의 상부면까지 포함하는 전체 소단 토체라는 데는 의문점이 있다. 보통은 소단 토체보다 작은 값이 소단의 수평저항으로만 작용한다.

NAVFAC DM-7에서 소단이 연성벽체의 토압에 작용하는 저항력을 해석법과 도해법을 통해 결정하였다.

(1) 해석법

수 개의 시행 파괴면에 대해 흙썰기의 힘의 평형을 형성하고 각 시행 파괴면에 대해 수평저항값을 각각 도출한다. 곡선으로부터 얻어진 수평저항값 중 최소값이 그 소단에 대한 전체 수동토압이다. 근사적인 해석법은 소단을 등가사면으로 대체하고 적절한 수동토압계수를 적용한다.

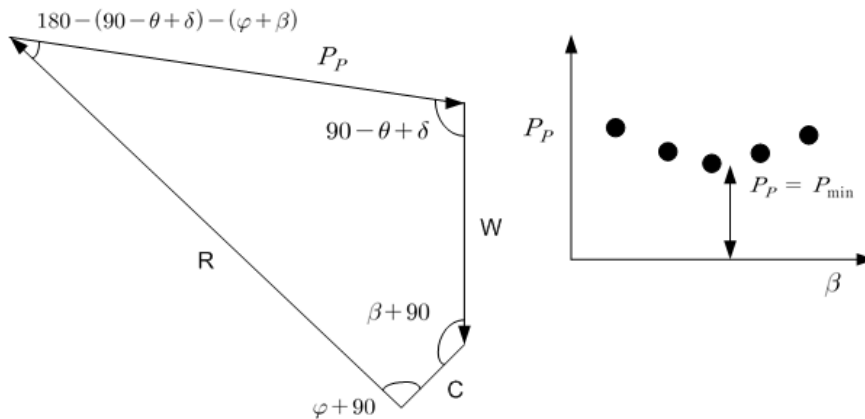


Fig. 5.1 Force polygon and decision of passive resistance in determination of active earth pressure (NAVFAC, 1986)

여기서, P_p : (수동)저항토압, W : 토괴의 중량, C : 점착 저항력
 θ : 연직선과 흙막이벽이 이루는 각도
 δ : 벽마찰각
 ϕ : 흙의 내부마찰각
 β : 임의 가상과괴면이 수평면과 이루는 각도

(2) 도해법 (Culmann법)

조립토의 수평저항을 평가하기 위한 도해법은 다음과 같은 절차에 따라 진행되며 이를 통해 소단의 수동 저항값 및 분포를 개략적으로 결정할 수 있다 (Fig. 5.2).

- ① 소단을 축척에 맞게 그린다.
- ② 점 O 를 중심으로 수평선 아래로 각도 ϕ 만큼 회전시켜 OX 를 긋는다.

5.1.2 JGS 소단기능 판단방법

Japanese Geotechnical Society (JGS) (1998)에서는 소단의 효과에 대한 평가를 그 동안의 경험 및 현장 측정 예를 이용하여 제시하였다. 소단의 기능을 판단할 수 있는 방법으로 일본지반공학회 에서 제안한 방법을 정리하여 몇 가지를 소개하면 다음과 같다.

(1) 가상지지점으로부터 수동파괴선에 의한 검토

가상지지점을 선택하는 방법으로 ① 소단높이(소단의 아랫변과 벽체의 교점), ② 제 1부동점, ③ 벽체하단 등이다 (Fig. 5.3). 이 방법의 단점은 토질별 가상지지점 선택이 쉽지 않은 반면 일단 가상지지점이 정해지면 손쉽게 소단의 역할을 판단할 수 있다는 장점을 가지고 있다.

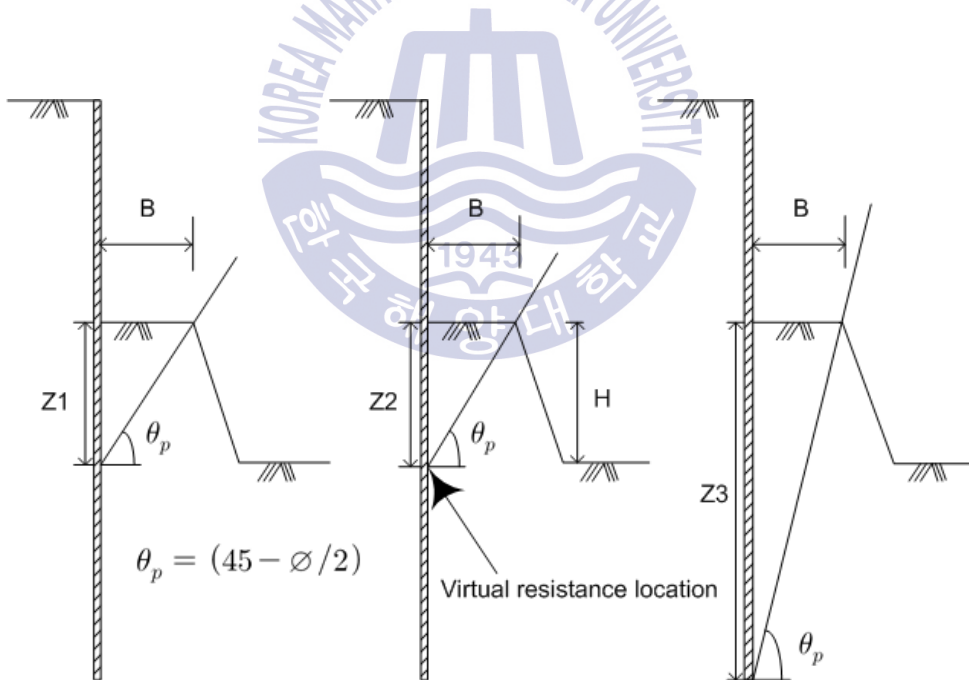


Fig. 5.3 Function of berm based on the virtual resistance location
(Yang and Park, 1998)

(2) 특성계수에 의한 방법

특성계수 $1/\beta$ 와 소단폭 (B)의 비교에 의해 소단의 효과를 판단하는 방법이다.

$$B > 1.5(1/\beta) \sim 2.0(1/\beta) \quad \text{식 (5.1)}$$

여기서, $\beta = (k_h D / 4EI)^{1/4}$

k_h : 수평지반반력계수

D : 말뚝직경

EI : 말뚝의 휨강성

(3) 소단높이 (H)에 의한 방법

$$B > 2H \sim 3H \quad \text{식 (5.2)}$$

여기서, 2H 단단한 지반

3H는 연약한 지반

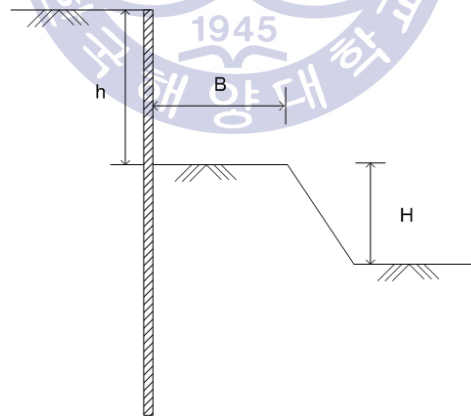


Fig. 5.4 Function of berm based on the height of berm (H)

(Yang and Park, 1998)

(4) 소단 윗면까지의 굴착깊이 (h)에 의한 방법

① 굴착깊이 (h)만 고려 (Fig. 5.4 참조)

$$B > 2h \sim 4h \quad \text{식 (5.3)}$$

② 굴착깊이 (h)와 수동파괴선의 조합 (Fig. 5.5 참조)

$$B > h \text{ 이고 } B > Z_1 \cdot \tan(45 + \phi/2) \quad \text{단단한 지반} \quad \text{식 (5.4)}$$

$$B > 2h \text{ 이고 } B > Z_1 \cdot \tan(45 + \phi/2) \quad \text{연약한 지반}$$

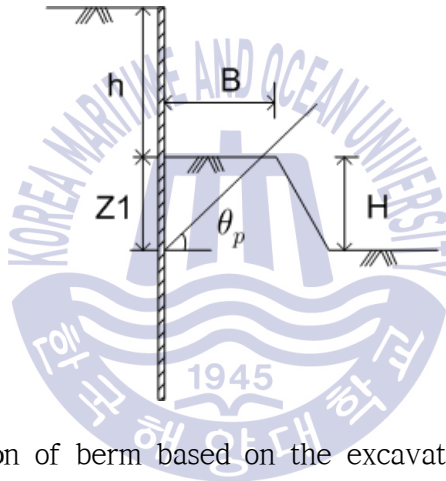


Fig. 5.5 Function of berm based on the excavation height (h) and passive failure line (Yang and Park, 1998)

(5) 굴착측 지반 반력에 의한 방법 (Fig. 5.6 참조)

$$P_R < \sum S_u \quad \text{식 (5.5)}$$

여기서, P_R : 흙막이 beam-spring 모델에 의한 지반 반력

S_u : 지반의 전단저항

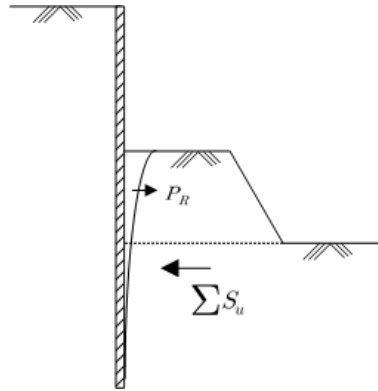


Fig. 5.6 Function of berm based on the lateral forces (Yang and Park, 1998)

(6) 측압과 굴착측 지반의 전단저항 평형에 의한 방법 (Fig. 5.7 참조)

$$F_s \cdot P < R \quad \text{식 (5.6)}$$

여기서,

P : 측압의 합계

$$R = C \cdot L + W \tan \phi$$

F_s = 안전율, 단 연약지반에서는 적용하지 않는다.

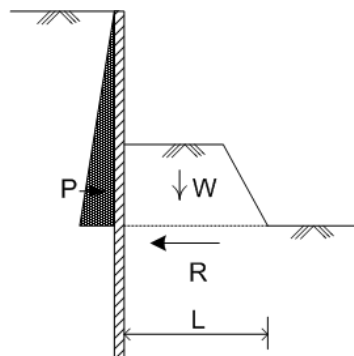


Fig. 5.7 Function of berm based on the force equilibrium between lateral and shear resistance (Yang and Park, 1998)

5.2 가상지지점에 의한 소단기능판단

이 절에서는 일본지반공학회 (1998)가 제시한 가상지지점 개념을 이용하여 소단의 기능을 판단해 보았다. 그 결과는 현장실측자료 및 수치해석 자료를 이용하여 분석되었다. 가상지지점은 1) 소단의 아랫변과 벽체의 교점, 2) zero 모멘트법, 3) Lohemeyer법을 이용하여 결정하였다.

5.2.1 소단 저변과 벽체 교점 이용법 (교점법)

소단의 저변(아랫변)과 벽체의 교점을 가상지지점으로 보고 수동파괴선 ($\theta = 45^\circ - \phi/2$)을 그려 소단의 기능을 판단하는 방법이다. 이 방법은 가상 지지점을 쉽게 결정할 수 있다는 장점이 있다. 산정된 가상지지점으로부터 본 연구대상 현장의 풍화토의 내부마찰각 ϕ 을 30° 로 가정하여 (역해석 결과 점착력 4kPa, 내부마찰각 27°) 수동파괴선을 작도하였다.

Fig. 5.8은 굴착깊이에 따른 수동파괴선과 소단을 실제 축척(scale)으로 함께 도시한 것으로 소단의 상부폭이 좁아질수록 수동파괴선 안쪽 범위에 소단이 위치하게 되어 소단이 벽체를 지지하는 기능이 감소되는 것을 알 수 있다. 즉 활동선의 내측에 소단이 위치하게 되면, 소단의 효과가 저감된다.

소단의 아랫변과 벽체의 교점을 가상지지점으로 가정하고 수동파괴선을 이용하여 소단의 기능을 판단하는 본 방법의 한 가지 특징적인 것은 굴착 깊이에 따른 소단의 벽체지지 기능의 변화가 없다는 것이다. 3장의 계측 결과와 4장 수치해석에 볼 수 있었던 굴착깊이에 따른 소단의 기능의 감소를 본 방법으로는 판단이 어렵다는 것을 알 수 있다.

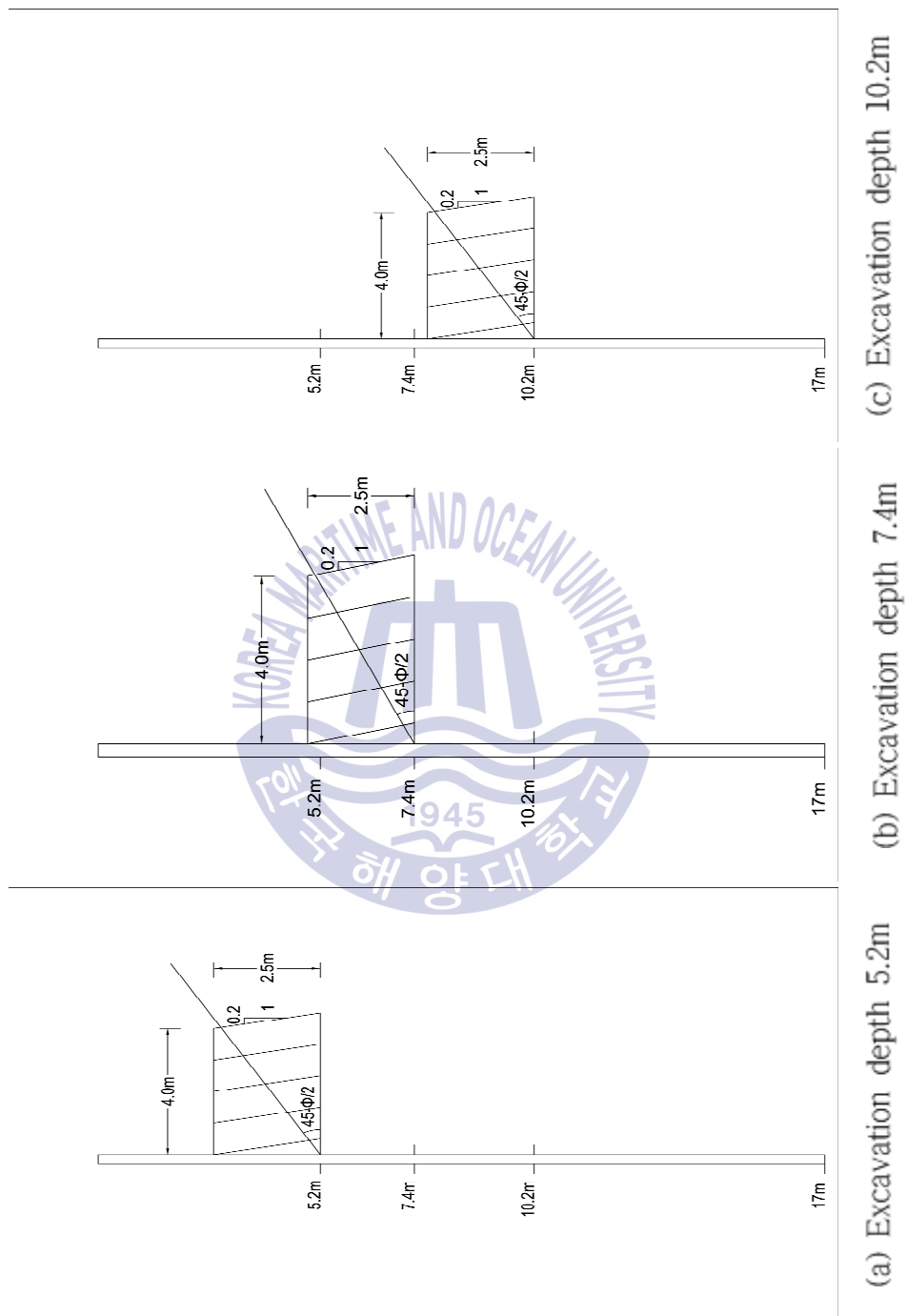


fig. 5.8 Function of berm based on the virtual resistance location

5.2.2 Zero모멘트 발생점 이용법 (모멘트법)

이 방법은 Table 4.2의 해석조건에 따라 계산된 수치해석 결과를 이용하였다. 굴착 시 굴착저면 아래 모멘트가 0이 되는 첫 번째 지점을 가상 지지점으로 보고 수동파괴선 ($\theta = 45^\circ - \phi/2$)을 그려 소단의 기능을 판단하는 방법이다. 모멘트가 완전히 0이 되는 지점을 가상지지점으로 선택하지 않은 이유는 완전히 0이 되는 지점은 굴착 깊이로부터 너무 깊게 위치하고 있어 수동파괴선을 이용한 소단 평가가 불가능하기 때문이다.

가상지지점 산정을 위해 먼저 각 굴착단계별 벽체의 모멘트를 산정하였다 (Fig. 5.9에서 검은 원으로 표시). 그림에서 보는 바와 같이 굴착깊이가 5.2m로부터 7.4m, 10.2m로 깊어짐에 따라 가상지지점의 위치가 굴착깊이 별로 약간씩 깊어지는 것을 알 수 있다.

산정된 가상지지점에 동일한 축척으로 소단과 수동파괴선을 겹쳐 도시한 결과는 Fig. 5.9과 같다. 소단의 상부폭이 좁아질수록 수동파괴선 안쪽 범위에 소단이 위치하게 되어 소단이 벽체를 지지하는 기능이 감소되는 것을 알 수 있다. 소단의 아랫변과 벽체의 교점을 가상지지점으로 선정해서 소단의 기능을 판단한 앞 절의 5.2.1에서는 볼 수 없었던 굴착깊이에 따른 소단의 벽체지지 기능의 변화를 볼 수 있다. 즉 굴착깊이가 깊어짐에 따라 소단의 기능이 감소되는 것을 알 수 있다. 하지만 굴착깊이 10.2m 에서는 소단 상부폭이 가장 넓은 4m 인 경우에도 수동파괴선 안쪽에 소단이 위치하고 있어 소단의 기능이 전혀 없는 것으로 나타났다. 이것은 소단의 기능이 다소 과소평가되는 결과로 보인다.

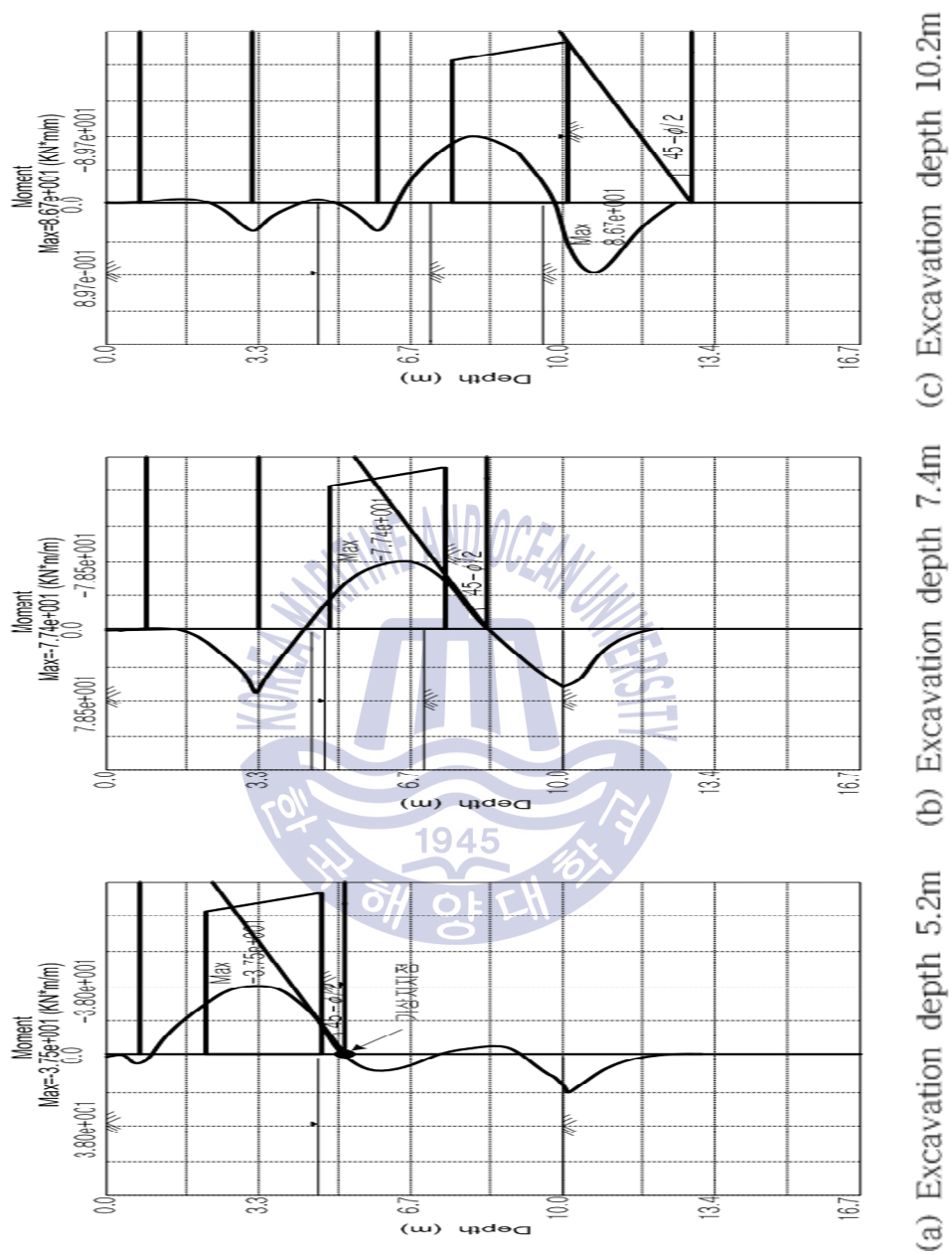
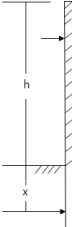


Fig. 5.9 Function of berm based on the zero moment method in case of berm slope 1:0.2

5.2.3 Lohemeyer에 의한 방법 (마찰각법)

흙막이구조물이 모래지반에 설치된 경우 Lohmeyer는 내부마찰각 ϕ 에 따라 가상지지점 위치를 Table 5.1과 같이 추정하였다. 앞의 두 방법과 같이 본 현장의 풍화토의 내부마찰각을 30° 가정하여 (역해석 결과 점착력 4kPa, 내부마찰각 27°) 0.08h를 적용하여 굴착깊이 5.2m, 7.4m, 10.2m에 따른 각각의 가상지지점을 산정하였다.

Table 5.1 Virtual resistance location based on Lohmeyer method

Virtual resistance location	x	ϕ	Excavation depth (h)		
			5.2m	7.4m	10.2m
	0.25 h	20°			
	0.16 h	25°			
	0.08 h	30°	x = 0.416	0.592	0.816
	0.035 h	35°			

이렇게 결정된 가상지지점에서 수동파괴선 ($\theta = 45^\circ - \phi/2$)과 소단을 동일한 축척으로 그리면 Fig. 5.10과 같다. 앞의 두 방법에 의한 분석에서와 마찬가지로 소단의 상부폭이 좁아질수록 수동파괴선 안쪽 범위에 소단이 위치하게 되어 소단이 벽체를 지지하는 기능이 감소되는 것을 알 수 있다. 가상지지점이 굴착깊이가 깊어짐에 따라 증가하여 굴착깊이에 따른 소단의 벽체지지 기능의 변화도 볼 수 있다. Zero 모멘트에 의한 분석에서와 같이 굴착깊이가 깊어짐에 따라 소단의 기능이 약화되는 것을 알 수 있다. 그리고 굴착깊이 10.2m 에서도 어느 정도 소단이 기능을 발휘하고 있는 것으로 나타나 앞의 두 방법 (소단의 아랫변과 벽체의 교점, zero 모멘트법)에 비해 소단기능의 판단이 훨씬 합리적임을 알 수 있다.

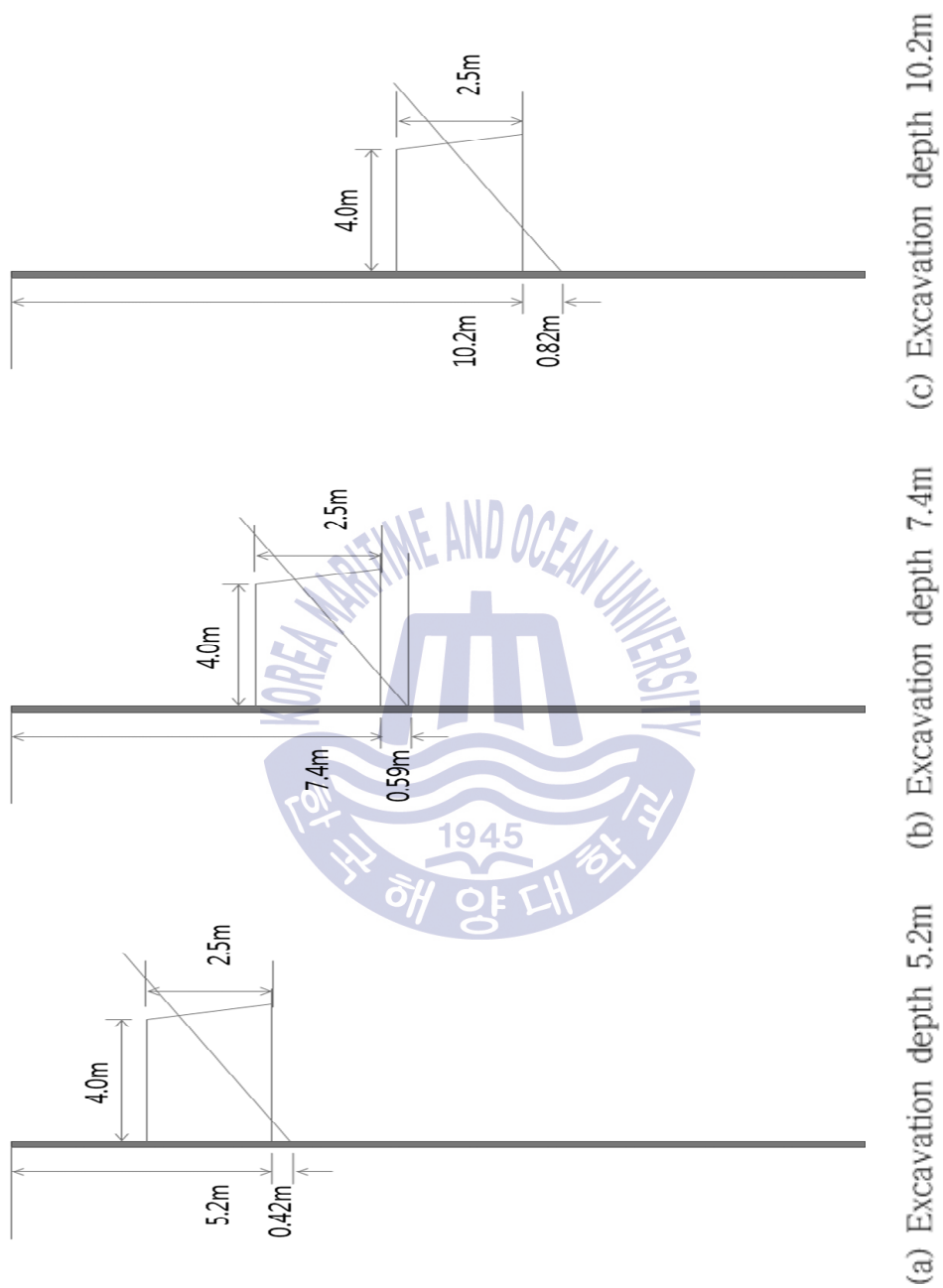


Fig. 5.10 Function of berm based on Lohemeyer method

5.3 벽체주변 흙의 주동 및 수동변위에 의한 소단 기능판단

소단의 역할은 벽체에서 발생된 최대수평변위와 소단의 수동변위를 비교하여 판단할 수 있다. 만약 아래 관계와 같이 소단의 수동변위가 벽체의 변위보다 크면 소단이 벽체를 지지해주는 기능을 상실한 것으로 볼 수 있다.

$$\text{소단 지반의 수동변위} > \text{벽체의 최대수평변위} \quad \text{식 (5.7)}$$

본 절에서는 Table 4.2 조건에 따른 수치해석을 통해 소단 지반의 수동변위와 벽체의 최대수평변위를 비교하여 소단의 기능을 분석하였다. 이를 위해 Fig. 5.11에서와 같이 벽체를 기준으로 전 후 0.5m 떨어진 4개의 위치 (2, 3, 4, 5)를 설정하여 소단의 규모에 따라 른 각각 벽체, 주동측 지반(배면), 수동측 지반(소단)의 변위량을 산정하였다.

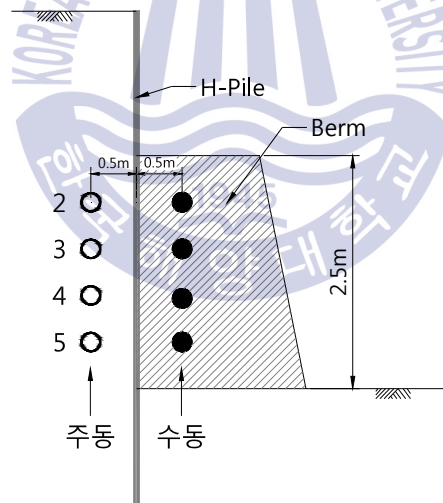
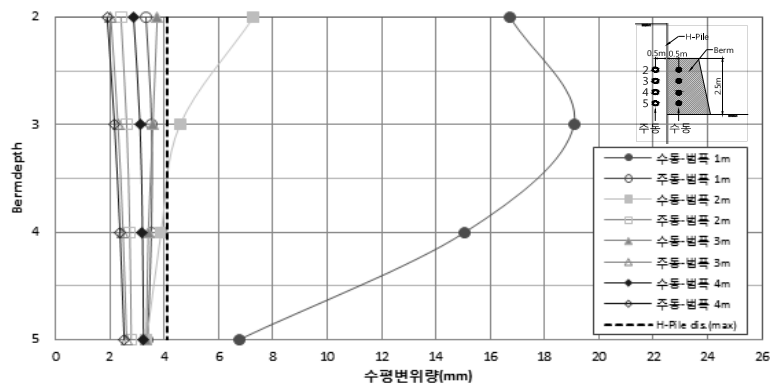


Fig. 5.11 Measurement locations of passive displacement of berm and active displacement of backfill

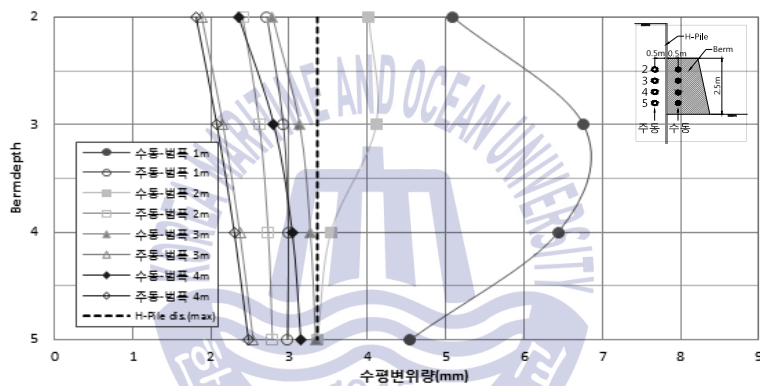
Figs. 5.12, 5.13, 5.14에서 기호안이 채워진 것(solid)은 소단측 지반에서 수동변위를 의미하고, 비워진(empty) 기호는 주동측 벽체 배면 지반에서 변위를 나타낸다. 그림에서 점선은 소단 상부폭 1m 경사 1:0.2인 조건에서 벽체에서 발생된 최대수평변위를 나타낸다.

Fig. 5.12는 굴착깊이 5.2m시 변위를 나타낸 것으로 소단 상부폭이 1m와 2m, 경사가 1:0.2 및 1:0.5인 경우 소단측 지반의 수동변위가 벽체의 변위를 초과하여 소단의 기능이 미비한 것을 알 수 있다. 소단의 경사가 완만한 경사 1:1인 경우 소단 상부폭 2m에서도 벽체지지 기능을 유지하고 있음을 알 수 있다.

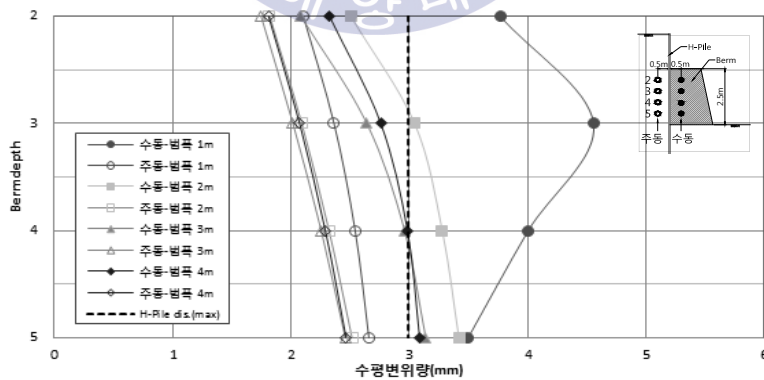
Fig. 5.13과 Fig. 5.14는 각각 굴착깊이 7.4m와 10.2m에 해당되는 변위를 나타낸 것이다. 굴착깊이 5.2m의 경우와 마찬가지로 소단 상부폭이 1m와 2m, 경사가 1:0.2 및 1:0.5인 경우 소단측 지반의 수동변위가 벽체의 변위를 초과하여 소단의 기능이 약한 것을 알 수 있다. 소단의 경사의 영향도 비슷하게 나타났다. 한 가지 더 추가적인 사실은 굴착깊이가 깊어짐에 따라 10.2m 굴착에서는 소단의 기능이 감소하여 소단 상부폭 3m에서도 벽체의 변위보다 소단측 지반의 변위가 크게 나타났다. 이것은 굴착깊이가 깊을수록 소단의 규모를 증가시켜야 그 기능이 확보된다는 것을 의미한다.



(a) Berm slope 1:0.2

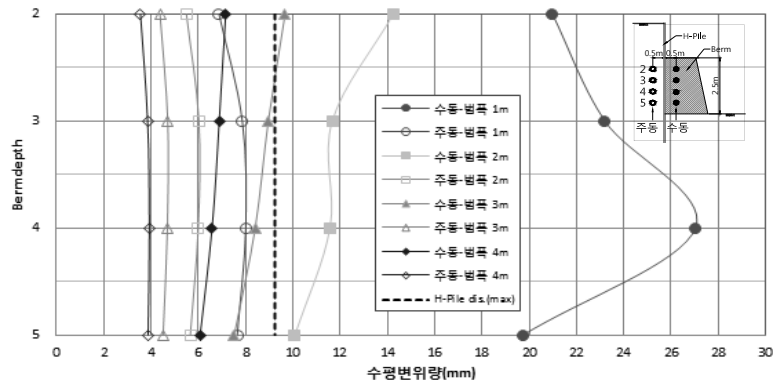


(b) Berm slope 1:0.5

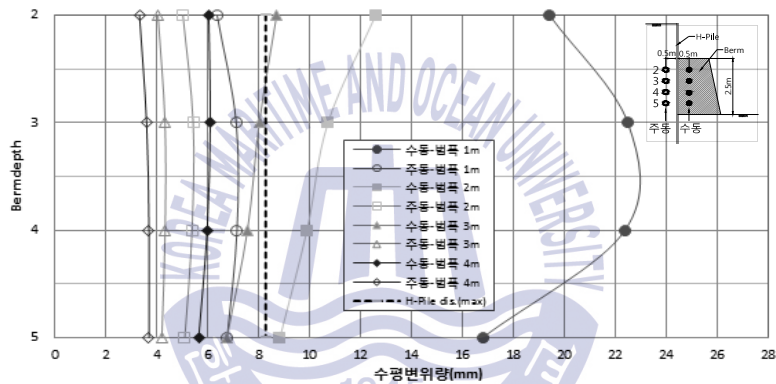


(c) Berm slope 1:1.0

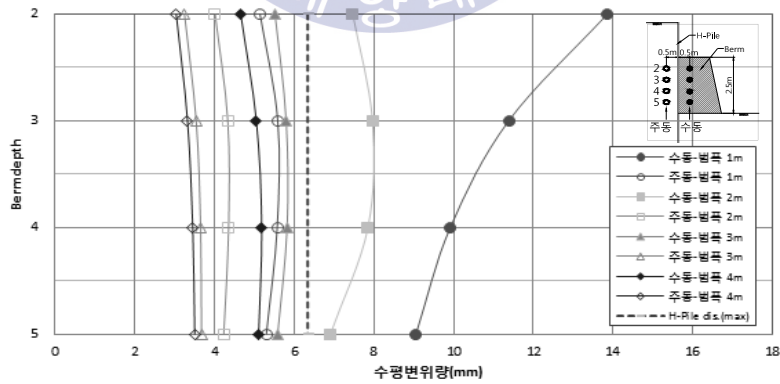
Fig. 5.12 Passive displacement of berm and active displacement of backfill at excavation depth 5.2m with different berm slopes and widths



(a) Berm slope 1:0.2

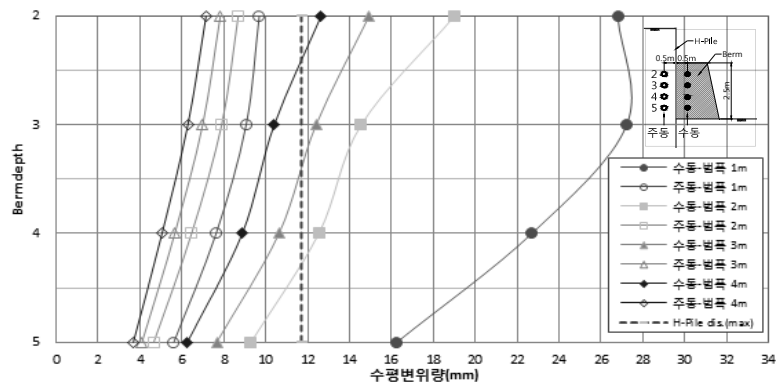


(b) Berm slope 1:0.5

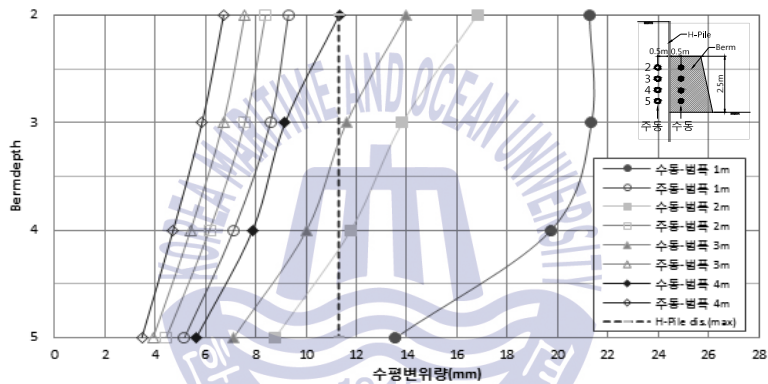


(c) Berm slope 1:1.0

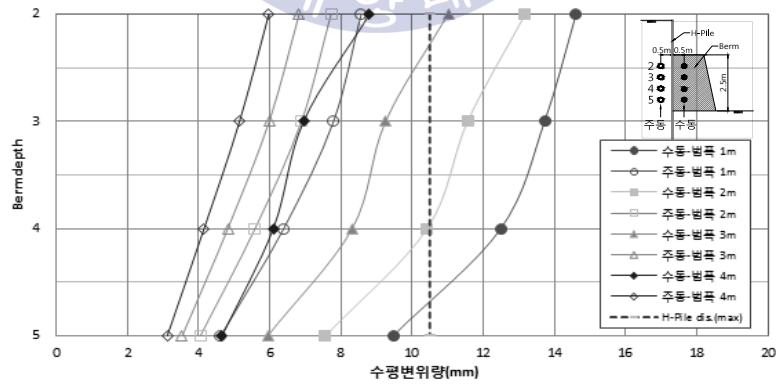
Fig. 5.13 Passive displacement of berm and active displacement of backfill at excavation depth 7.4m with different berm slopes and widths



(a) Berm slope 1:0.2



(b) Berm slope 1:0.5



(c) Berm slope 1:1.0

Fig. 5.14 Passive displacement of berm and active displacement of backfill at excavation depth 7.4m with different berm slopes and widths

5.4 결과 고찰

5.4.1 적정 소단 폭 검토

소단 저변과 벽체 교점 이용법 (교점법), Zero모멘트 발생점 이용법 (모멘트법) 및 Lohemeyer에 의한 방법 (마찰각법) 등 가상지지점에 의한 소단기능평가결과 3가지 방법의 차이는 벽체에서 수동파괴선의 시작점을 어디에 잡느냐의 문제로 나타났다. 교점법은 현장실무자가 사용하기에는 간편하나 소단의 기하학적 특성이 동일하다면 굴착깊이에 관계없이 소단의 벽체변위 저항 기능의 크기가 동일함을 보여주고 있어 실제현상을 나타내는데 무리가 있어 보인다. 모멘트법은 수치계산을 수행한 이후에라야 소단기능의 크기를 알 수 있으므로 현장에서 실무적으로 사용하기에는 전문적인 지식이 요구되는 문제가 있는 것으로 나타났다. 마찰각법은 현장 기술자가 소단기능을 판단하기 위해 실무적으로 사용하기에 상대적으로 편리한 것으로 보인다.

따라서 이 절에서는 현장계측자료, 교점법, 마찰각법 등을 종합적으로 고려하여 현장실무자가 사용하기에 편리한 적절한 소단폭을 산정할 수 있는 식 (5.8)을 제시하였다.

$$B = \text{Max} \left\{ \frac{h}{2.5}, H \tan(45 + \frac{\phi}{2}), (H + h_o) \tan(45 + \frac{\phi}{2}), (H + h_o) \tan(45 + \frac{\phi}{2} + \alpha h) \right\}$$

식 (5.8)

여기서, h : 굴착깊이 (m)
 h_o : 굴착저면에서 가상지지점까지 거리 (m)
 H : 소단높이 (m)
 α : 높이계수 ($unknown$)
 B : 소단폭 (m)

식 (5.8)에서 첫 번째 항목 ($h/2.5$)는 현장계측자료 (3.2절 참조)에 해당되며, 두 번째 항목 $H \tan(45 + \frac{\phi}{2})$ 은 교점법에 해당되고 (5.2.1절 참조),

세 번째 항목 $(H+h_o)\tan(45+\frac{\phi}{2})$ 은 교점법과 마찰각법의 복합에 해당 (5.2.1절과 5.2.3 절 참조)되며, 그리고 이 항목에다 굴착고(αh)를 고려한 것이 마지막 네 번째 항목이다. 안타깝게도 높이계수 (α)는 확정을 하지 못한 계수로 추후 연구를 통해 결정해야 한다. 이 식의 활용은 각 항목으로 소단폭을 산정하여 그 중 가장 큰 값을 선택하면 된다.

식 (5.8)은 현재 제시된 교점법이 굴착깊이에 관계없이 소단의 기하학적 현상이 동일하다면 소단의 벽체변위 저항기능이 동일하므로 여기에 수동 저항선이 연직선과 이루는 각도를 굴착깊이가 증가함에 따라 증가시키는 방법을 고려하였다.

또한 식 (5.8)은 대체로 현장에서 토류벽을 시공할 경우 소단을 고려해야 하는 지반은 주로 어느 정도 마찰각을 가지고 있으므로 마찰각을 이용하여 가상지지점 (h_o)을 고려하도록 하였다 (Table 5.2 이용). 예를 들어 일반 풍화토의 경우 내부마찰각은 $25^{\circ} \sim 30^{\circ}$ 정도이므로 가상지지점은 내부 마찰각 27° 를 이용하여 계획굴착저면에서 가상지지점까지의 깊이를 $0.13h$ (h 는 굴착높이)라 할 수 있다.

또한 굴착깊이 (h)가 증가함에 따라 소단폭도 증가되어야 하므로 이점 도 식 (5.8)에 고려하였다.

5.4.2 소단기능 판단 모식도

Fig. 5.12 ~ Fig. 5.14에서 굴착깊이, 소단폭과 소단경사와 안정 (소단 지반의 수동변위 > 벽체의 최대수평변위)에 대한 결과를 정리하면 다음 Table 5.2와 같다. 이것을 그림으로 도시하면 Fig. 5.15와 같다.

Table 5.2 및 Fig. 5.15에 나타난 바와 같이 굴착깊이가 5.2m에서 7.4m, 10.2m로 대략 수직방향의 버팀대간격 약 2.5m 정도씩 증가함에 따라 소단의 경사가 1:1을 유지할 경우 소단이 기능을 발휘하기 위해서는 소단의 폭은 각각 2m, 3m, 4m로 증가하는 것으로 나타났다. 이는 소단폭은 복공 판 설치를 위한 주형보를 제외한 버팀대차수 (지표로부터 1차, 2차 순)와 유사한 경향 [(소단폭(m))= 굴착고(m)/2.5]을 보여주는 것으로 나타났다.

또한 동일한 기하학적 조건아래에서 소단의 경사가 1:0.5에서 1:1사이를 유지할 경우 대체로 소단의 기능은 중간 (intermediate)을 나타내고, 소단의 경사가 1:0.5이상일 경우에는 소단의 기능이 나쁜 (bad)것으로 나타났다.

이 소단기능판단도를 사용하는데 있어 주의해야 할 점은 이것으로 소단이 기능을 잘 하고 있나 없나를 판단하는 것이지, 소단으로 지지되는 흙막이벽체의 안정 (또는 불안정)을 직접적으로 판단할 수 없다.

Table 5.2 Determination of berm function considering excavation depth, berm width, and berm slope

Excavation depth	Berm width	Berm slops (s)	Function
H=5.2m	2m 이상	1:0.5 < S	Intermediate
		1:1.0 < S	Good
H=7.4m	3m 이상	1:0.5 < S	Intermediate
		1:1.0 < S	Good
H=10.2m	4m 이상	1:0.5 < S	Intermediate
		1:1.0 < S	Good

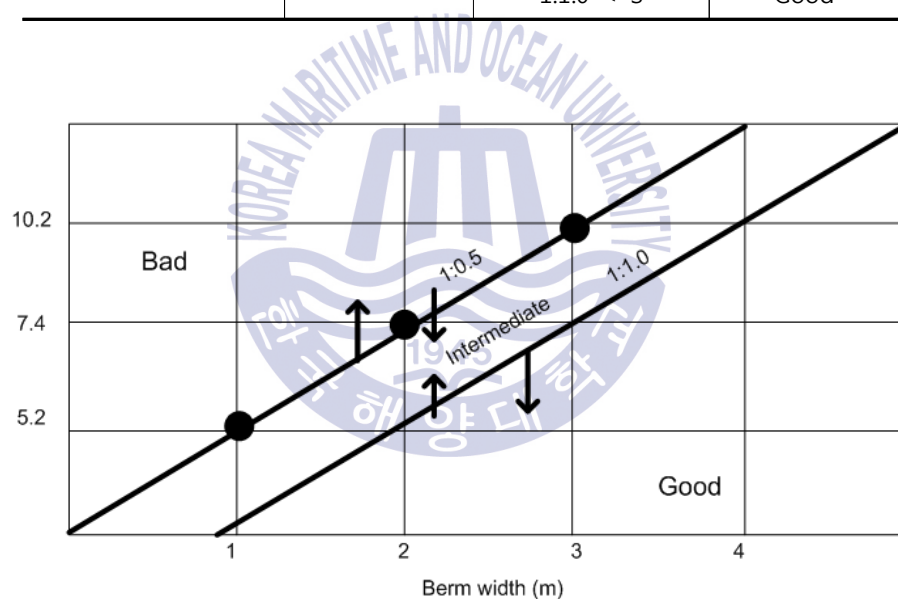


Fig. 5.15 Berm function decision diagram considering excavation depth, berm width, and berm slope

제 6 장 결론

소단이 가설흙막이 벽체변위 거동에 미치는 영향을 파악하고자 기존연구, 현장계측 및 수치해석 자료를 이용하여 소단의 기하학적 특성, 지반정수 및 가상지지점과 벽체변위관계 등을 분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 기존연구 분석결과 소단이 벽체의 변위에 미치는 영향은 소단체적에 따라 변화되는 것으로 나타났다. 벽체의 변위는 소단체적에 비례하여 감소하다가 어느 체적 이후에는 수렴하는 경향을 나타내고 있어 최적의 소단체적이 토질별로 존재하는 것으로 나타났다. 예를 들어 사질토의 경우, 벽체의 역학적 및 변위안정을 위한 최적의 소단 체적은 $7\text{m}^3/\text{m}$ 정도인 것으로 나타났다.

2. 연구 대상 현장의 지반에서 계측된 결과 굴착깊이, 소단폭, 경사에 따라 벽체의 변위가 변화됨을 알 수 있다. 굴착깊이가 깊을수록, 소단폭이 짧을수록, 경사가 급할수록 벽체의 수평변위는 증가하는 경향을 보였다. 이것은 소단이 가시설 벽체의 수평변위를 억제하는데 효과가 있음을 의미한다. 또한 소단폭이 감소할수록 축력이 증가함을 보이는데 이것 또한 소단의 축방향지지 역할을 잘 보여주는 증거이다.

3. 수치해석 결과 소단폭이 좁아질수록 소단의 기능이 약화되는 것으로 나타났다. 소단의 경사가 완만한 경우는 급한 경우에 비해 소단의 기능이 약간 더 발휘되는 것으로 나타났다. 굴착깊이가 깊어짐에 따라 소단의 기능은 약화되어 벽체 지지 기능이 제대로 발현되지 않는 것으로 나타났다. 이것은 굴착깊이가 깊을수록 소단의 규모를 증가시켜야 그 기능이 확보된다는 것을 의미한다.

4. 현장계측자료를 이용하여 벽체변위에 대한 예측 회귀식을 유도하였

다. 이 회귀식은 약 93% ($R^2=0.938$)의 설명력을 가지는 것으로 나타났다. 또한 수치해석 결과를 이용하여 소단의 기학적특성과 지반정수를 이용하여 벽체의 최대변위를 예측할 수 있는 회귀식도 유도하였다. 이 회귀식은 약 75%의 설명력을 가지는 것으로 나타났다.

5. 벽체변위 예측 회귀식에서 가장 큰 상관성을 미치는 요소는 굴착깊이로 나타났고 그 다음 소단폭, 점착력, 내부마찰각 그리고 소단경사순으로 나타났다.

6. 소단 저변과 벽체 교점 이용법 (교점법), Zero모멘트 발생점 이용법 (모멘트법) 및 Lohemeyer에 의한 방법 (마찰각법) 등의 방법으로 산정된 가상지지점과 수평과괴선을 이용하여 소단의 기능을 살펴보았다. 교점법은 굴착깊이에 따른 소단의 벽체지지 기능의 변화가 없어 굴착깊이가 깊은 위치에서 소단의 기능이 다소 과다하게 판단하고, 모멘트법에 의해 산정된 가상지지점을 이용한 경우, 교점법에서는 볼 수 없었던 굴착깊이에 따른 소단의 벽체지지 기능의 변화를 볼 수 있으나 굴착깊이가 깊은 위치에서 소단의 기능을 너무 과소평가하는 결과를 나타냈다. 마찰각법의 경우 다른 두 방법에 비해 적정하게 소단의 기능을 표현하는 것으로 나타났다.

7. 현장계측자료, 교점법 및 마찰각법 등을 종합적으로 분석하여 현장실무자가 사용하기에 편리한 적정한 소단폭을 산정할 수 있는 식을 제안하였다.

8. 수치해석 결과를 이용하여 소단의 역할을 벽체에서 발생된 최대수평변위와 소단의 수동변위를 비교하여 판단할 수 있다. 즉, 소단의 수동변위가 벽체의 변위보다 크면 소단이 벽체를 지지해주는 기능을 상실한 것으로 볼 수 있다. 소단 상부 폭이 작아지면 소단 지반의 수동변위가 벽체의 변위를 초과하여 소단의 기능이 약화되는 것으로 수치해석에서 나타났다.

9. 벽체의 최대수평변위와 소단의 수동변위 결과를 종합적으로 분석하여 개략적으로 굴착깊이와 소단폭의 관계를 도출하여 소단의 기능을 판정할 수 있는 그래프를 제시하였다. 소단의 경사가 1:1이하일 경우 소단의 기능이 잘 발휘되고 있고, 1:0.5에서 1:1사이를 유지할 경우 대체로 중간 정도 기능을 보이고 1:0.5이상일 경우에는 불안정한 기능을 하는 것으로 표현된다.



참고문헌

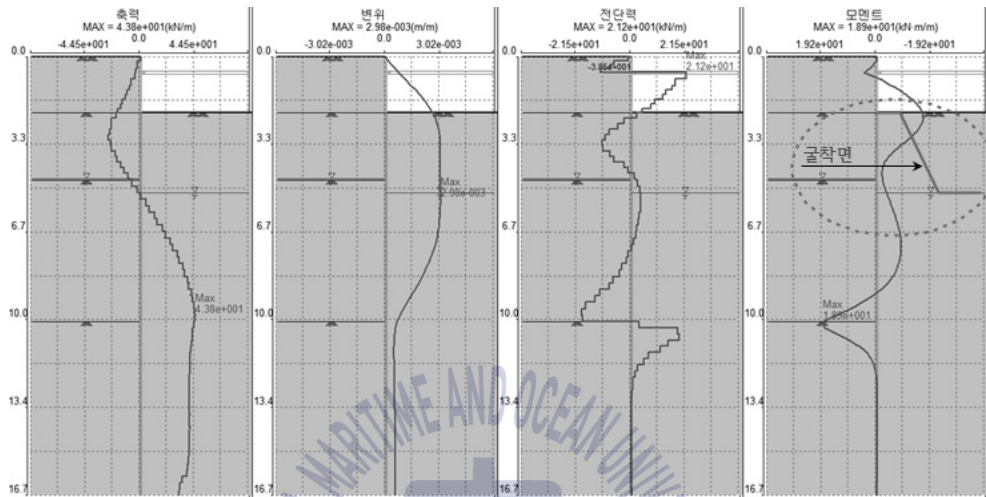
- 채서일, 김선철, 최수호 (2004), SPSS WIN을 이용한 통계분석, 학현사, pp.130-150.
- 정충영, 최이규 (2009), SPSSW WIN을 이용한 통계분석, 무역경영사, pp.30-270.
- Cho, H.R. (1997), Effect of Berm Size on Displacement of Retention Wall, Master Thesis, Dankook University, pp.49.
- Clough, G.W., and Denby, G.M. (1977), "Stabilizing Berm Design for Temporary Walls in Clay", J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol.103, No.G2, pp.75~90.
- Clough, G.W., and O'Rourke, T.D. (1990), "Construction Induced Movements of Insitu Walls, Design and Performance of Earth Retaining Structures", Geotechnical Special Publication No.25, ASCE, pp.455~456.
- Daly, M.P. and Powrie, W. (2001) Undrained analysis of earth berms as temporary supports for embedded retaining walls, Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering. Thomas Telford Services Ltd, United Kingdom, pp.237~248.
- Ishii, Y., Miyazaki, K., and Mori, M. (1994), "Effect of Remained Slope on the Behavior of Earth Retaining Structure", 29th conference of Geotechnical engineering research in Japan, pp.1699~1700.
- Japanese Geotechnical Society(1998). Research report mostly in design and construction of earth retaining structure pp.193-196
- Ko, Y.I., Kwon, Y.H., and Park, S.Y. (1997), "Effective Use of Stabilizing Berm for Excavation in Urban Area", Spring conference of Korean

- Geotechnical Society, pp. 81~89.
- Korean Geotechnical Society (2002), Excavation and Retaining Wall Methods, Goomibook, pp.608~628.
- Kwanglim Engineering Co., Ltd. (2015), 1st Construction Site of Sanseong Tunnel Access Road(Gumjeong side), Monthly Measurement Report, pp.34~36.
- Kwanglim Engineering Co., Ltd. (2015), 1st Construction Site of Sanseong Tunnel Access Road(Gumjeong side), Soil Investigation Report, pp.1~30.
- Li, S.-Q., Zheng, G. and Wang Y.-H. (2012), Influence of earth berm on retaining structure for unactuated pit excavation, Engineering Mechanics, Vol.29, No.5, pp.122~127.
- Liao, H.J., and Lin, C.C. (2009), "Case studies on bermed excavation in Taipei silty soil", Canadian Geotechnical Journal, Vol.46, No.8, pp.889~902.
- Liu, S.J., Wan, D.Y., and Liu, J. (2012), "Study on the Environmental Effects of Earth Berm in Deep Excavation", Advanced Materials Research, Vol.485, pp.177~180.
- Naval Facilities Engineering Command(NAVFAC) (1986), DM-7.02 Foundations and earth structures
- Park, E.K., and Kim, T.-H. (2015), Report of the Causes of Tensile Crack near Centum Sky Biz Building Construction Site and Countermeasure, Korean Society of Civil Engineers-Busan, Ulsan, Kyounghnam Branch, pp. 47.
- Park, S.J., and Sho, K.H. (2013), "Study on Top-Down Method Applied with the Independence of Slurry Wall and Berm", Journal of the

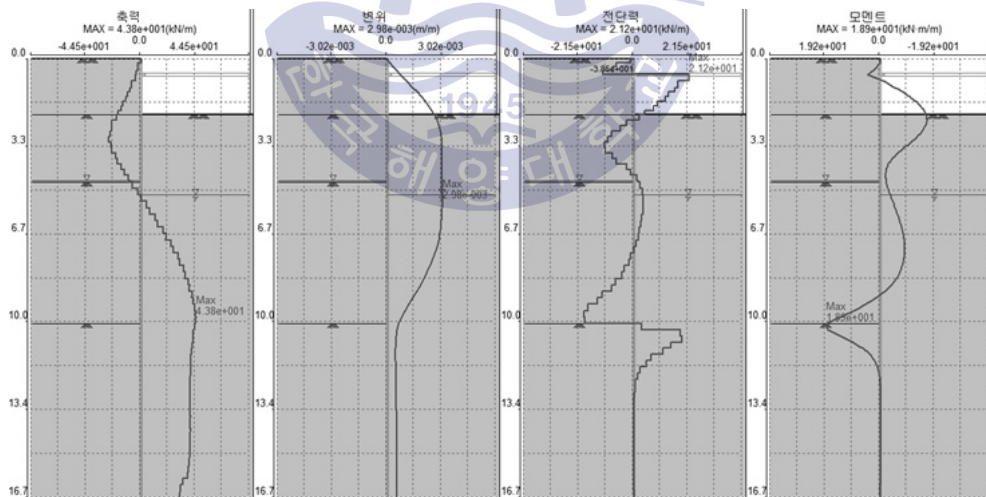
- architectural institute of Korea : Structure & construction, Vol.29 No.6, pp.105~112.
- Potts, D.M., Addenbrooke, T.I. and Day, R.A. (1993), "The Use of Soil Berms for Temporary Support of Retaining Walls", Proc. Int. Conf, Retaining Structures, Cambridge
- Seong, J. H., Jung, S. H., and Shin, J.Y. (2011), "A Study for Safety Management on Ground Excavation by Analysis of Accident Events", Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance Inspection, Vol.15, No.6, pp.175~183.
- Smethurst, J.A. and Powrie, W. (2008), Effective-stress analysis of berm-supported retaining walls, Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering, Thomas Telford Services Ltd, United Kingdom, pp.39~48.
- Wu, Z.Y., and Duan, Z.Y. (2014), "Analysis of Earth Berm on the Impact of Cantilever Retaining Structure Based on ABAQUS", Advanced Materials Research, Vol.1065-1069, pp.3~6.
- Yang, K.-S., and Park, K.-T. (1999), "The Efficient Berms for Restraining Excessive Deformation Caused by Deep Excavation in Urban Area", Journal of The Korean Geotechnical Society, Vol. 15, No.4, pp.43~56.
- Yang, S.I. (2000), Numerical Study on the Berm Effects to the Displacement of Earth Wall during Deep Excavation, Master Thesis, Yensei University, pp.68
- Ying, S.B. (2010), "Research of Earth Berm and the Simplified Analysis", Advanced Materials Research, Vol.129-131, pp.1415~1420.
- Youssef, Y. G. (2003), Stabilizing Berm for Earth Retaining Structures, MSC. Thesis, Cairo University

부록

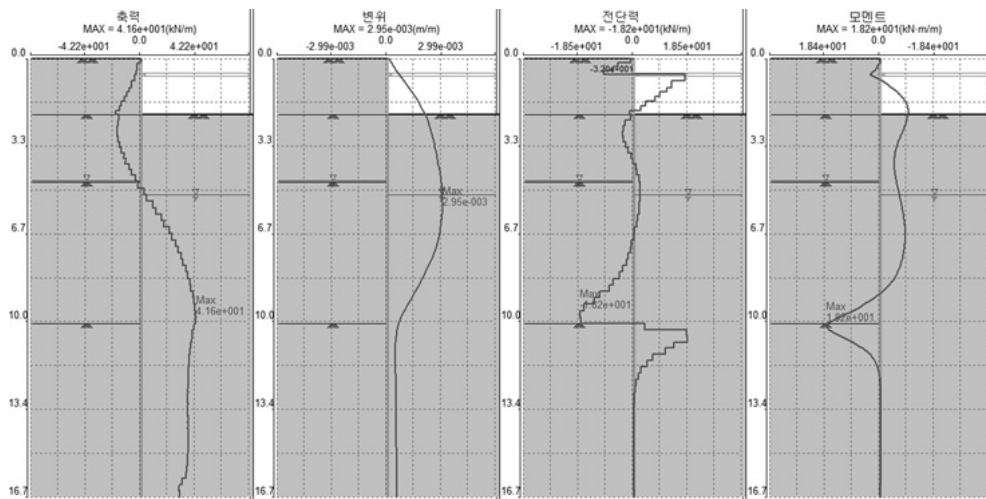
단계별 소단 굴착에 따른 축력, 변위, 전단력, 모멘트 경향



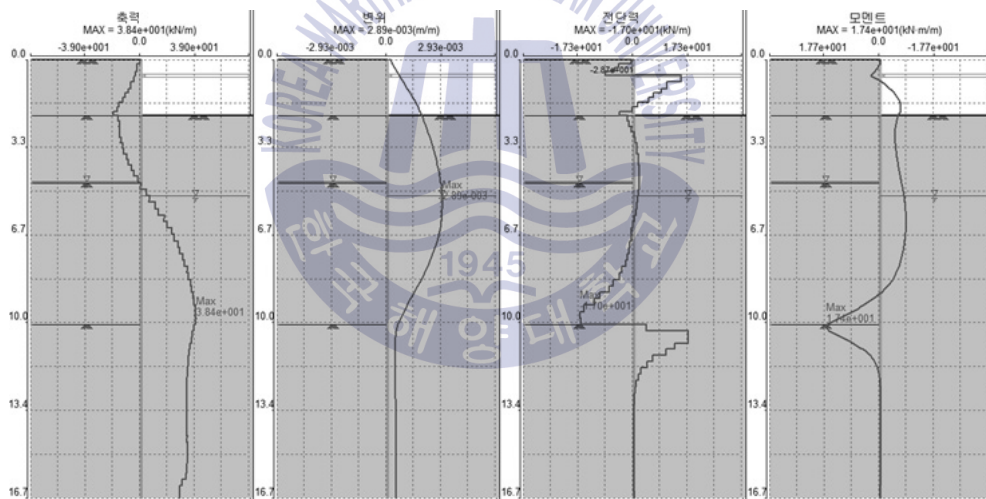
(a) 소단 상부폭 1m



(b) 소단 상부폭 2m

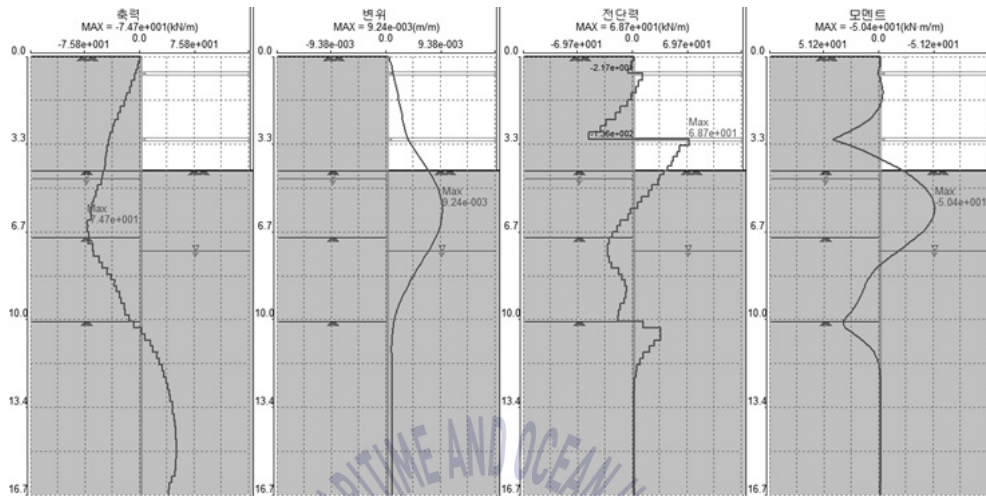


(c) 소단 상부폭 3m

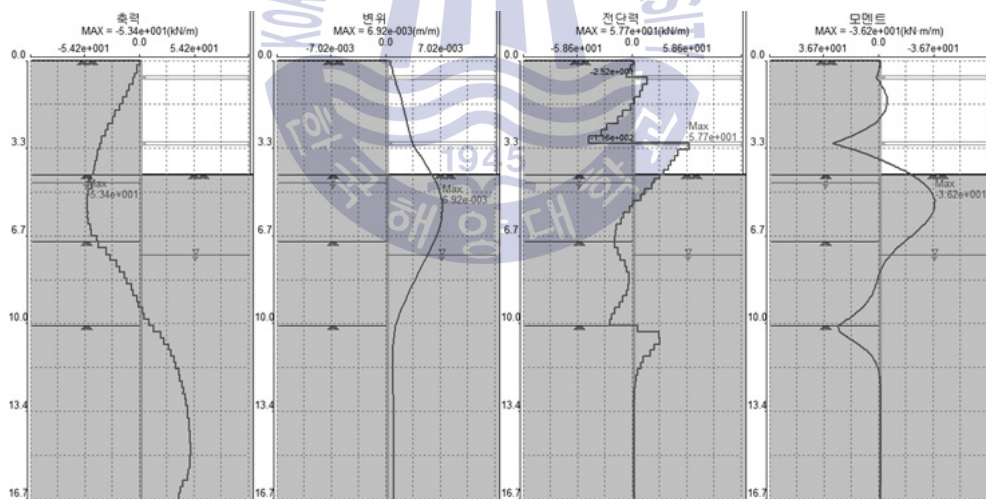


(d) 소단 상부폭 4m

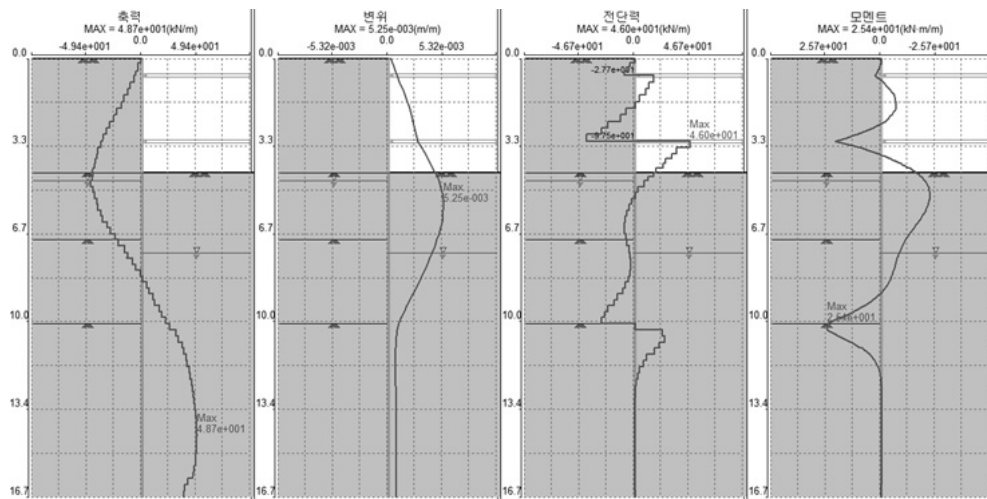
Fig. 굴착깊이 5.2m 시 소단의 효과 (경사 1:0.2)



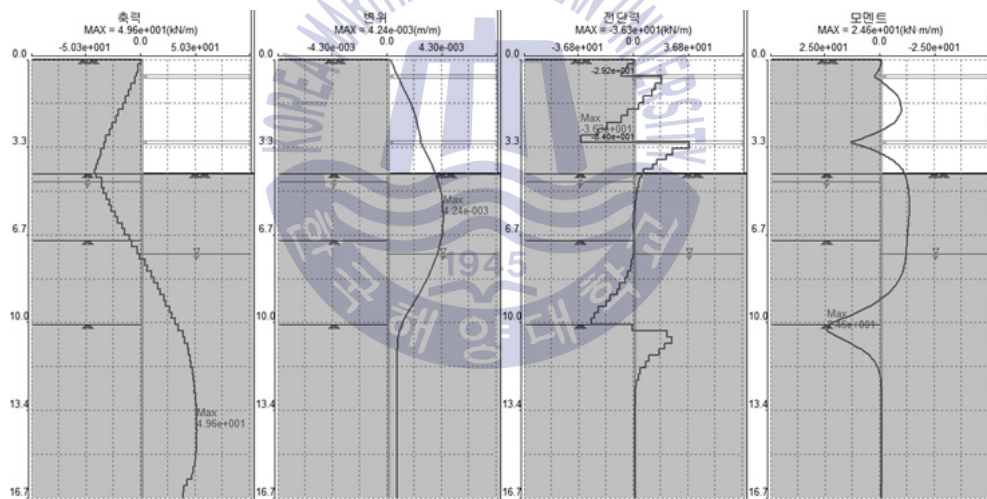
(a) 소단 폭 1m



(b) 소단 폭 2m

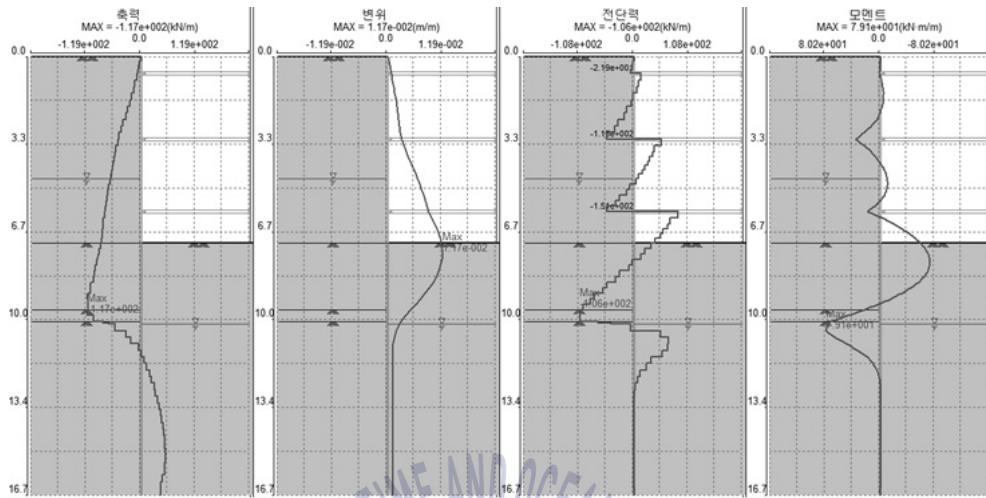


(c) 소단 상부폭 3m

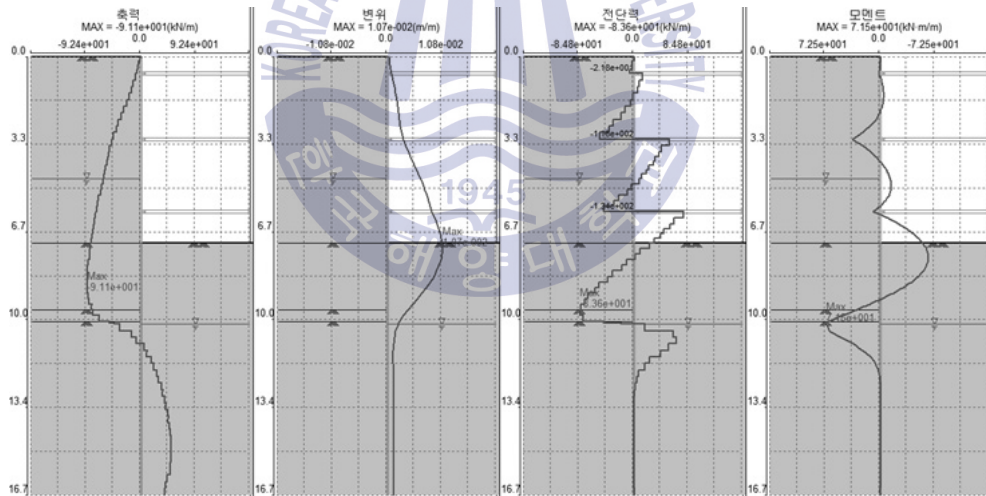


(d) 소단 상부폭 4m

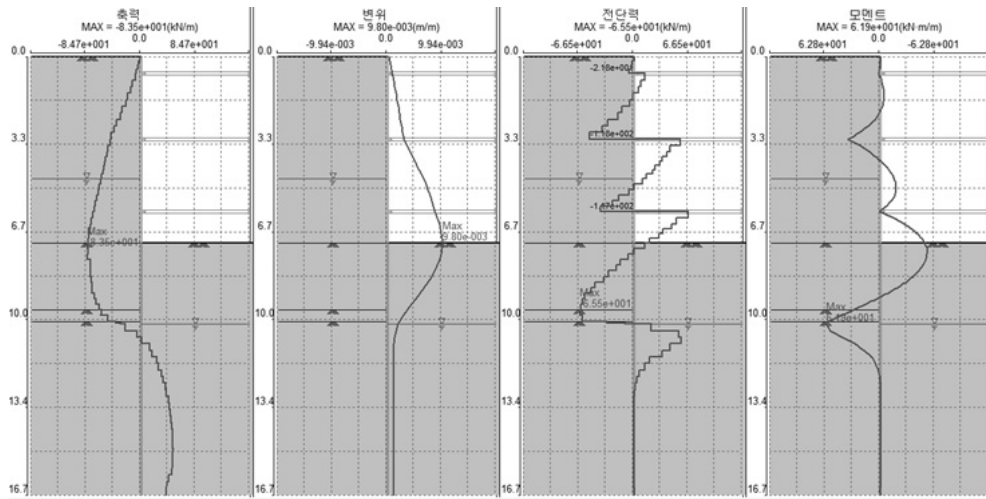
Fig. 굴착깊이 7.4m 소단의 효과 (경사 1:0.2)



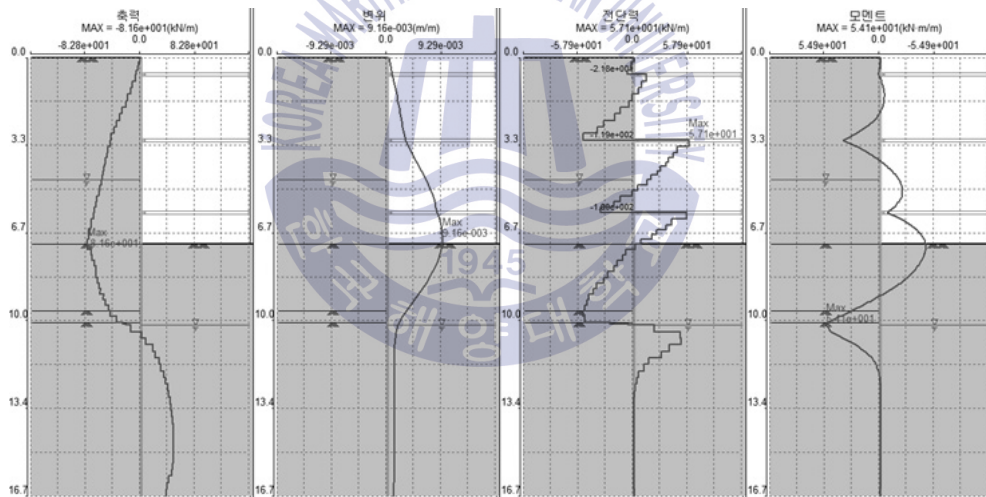
(a) 소단 폭 1m



(b) 소단 폭 2m



(c) 소단 상부폭 3m



(d) 소단 상부폭 4m

Fig. 굴착깊이 10.2m 소단의 효과 (경사 1:0.2)

감사의 글

논문을 마무리하며 뒤늦게 학업을 이어왔던 지난 날들이 주마등 같이 스쳐 지나갑니다.

석사 졸업 후 현업에 매달려 박사과정을 엄두도 못내었던 저를 격려해주시고, 모든 과정을 끝내고 논문을 마무리할때까지 도움을 주셨던 소중한분들에게 감사의 마음을 전합니다.

먼저 숨 쉴 틈없이 바쁜 직장생활속에서 너무나 부족한 부분이 많아 순조롭게 과정을 마칠수 있을까 고민하던 저를 스승의 사랑과 믿음으로 지도하며 이끌어주신 김태형 지도교수님께 진심으로 감사드립니다.

격무로 바쁘신 일정속에서, 모자람이 많은 제 논문을 노심초사 고민해주시고 논문을 위하여 처음부터 마지막까지 세심하게 검토 및 심의해주신 이영대 교수님께도 존경과 감사의 마음을 올립니다.

또한 바쁘신 가운데에도 논문심사를 위하여 시간을 할애하여 열과 성의를 다하여 따뜻한 가르침을 주신 서영교 교수님, 경갑수 교수님, 이재하 교수님에게도 깊은 감사를 드립니다.

박사과정동안 현업에 바쁘다는 핑계로 학업에 소홀하였음에도 항상 따뜻한 격려와 많은 가르침을 주신 토목환경공학과 김도삼 교수님, 이중우 교수님, 김태곤 교수님, 박이근 박사님과 모든 교수님들께도 무한한 감사를 드립니다.

그리고 이번 과정을 끝내며, 박사과정 추천 및 입학서부터 지금까지 동기 부여를 해주시고 끊임없이 게으름을 질책하며 격려해주신 서재갑 국장님.

과정 내내 정말 혼자서는 엄두가 안나 던 일을 무사히 마무리 할수 있도록 현장에서 계측자료수집 및 분석, 수치해석에 고생해준 (주)광림엔지니어링 건설의 장지건 사장님, 허성운 이사님, 논문작성과정 기간 내내 수고해준 지반공학연구실의 황웅기 박사, 진영이, 병준이, 또 지도교수님 안식년 기간 중 과정 챙기느라 수고해준 성웅이, 또 항상 어려운 일이 있을 때마다 궂은일 마다않고 조언과 도움을 준 김종우 부장님, 항상 든든하게 지반공학실을 받쳐주고 있는 강성현 박사님, 이선용 소장님 등 연구실 선,후배님들 에게도 감사의 마음을 전합니다.

학업을 마치며 한 가지 아쉽고 죄송한 점은, 현업에 바쁘다는 핑계로 선,후배 동문들, 그리고 존경하는 여러 교수님들과의 교류가 많이 모자라지 않았나 하는 점입니다.

하지만 이제 자랑스런 해양대학교 토목환경공학과 동문으로서 열심히 활동하고, 대학원과정을 통하여 배운 지식을 현업에 적극 활용함으로써 마음의 빛을 갚고저 합니다.

끝으로 직장생활과 학업을 병행하느라 가정애 소홀할 수밖에 없었던 빵점 남편을 위하여 묵묵히 헌신해준 사랑하는 아내 희란과 두딸 소정, 소연에게 무한한 감사와 사랑을 이 논문을 통해 전합니다.

2016년 1월 이명한

