



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

변위 크기에 따라 발휘되는  
수동토압의 산정

Assesment of Mobilized Passive Earth Pressure  
Depending on Displacement



지도교수 김 태 형

2020 년 8 월

한국해양대학교 대학원

토목환경공학과  
김 태 오

논문을 김태오의 공학박사 학위논문으로 인준함

위원장 : 김 명 학 인

위 원 : 장 정 욱 인

위 원 : 권 기 철 인

위 원 : 안 재 훈 인

위 원 : 김 태 형 인

2020 년 7 월

한국해양대학교 대학원

# 목 차

List of Tables .....	iv
List of Figures .....	vi
List of Symbol .....	xii
Abstract .....	xiv
<b>제 1 장 서론 .....</b>	<b>1</b>
1.1 연구 배경 .....	1
1.2 연구 목적 .....	2
1.3 연구 내용 .....	3
1.4 용어의 정의 .....	5
1.5 제한사항 .....	6
<b>제 2 장 기존 연구 ; 수동토압이론 .....</b>	<b>7</b>
2.1 Rankine의 토압이론 .....	7
2.2 Coulomb의 토압이론 .....	12
2.3 복합파괴면을 고려한 수동토압이론 .....	15
2.3.1 대수나선(log spiral)이론에 의한 수동토압 .....	17
2.3.2 Caquot and Kerisel .....	25
2.3.3 Kerisel and Absi .....	29
<b>제 3 장 수동토압 비교 분석 .....</b>	<b>31</b>
3.1 수동토압계수 비교 .....	31
3.2 수동토압 합력 비교 .....	36
3.3 점착력을 고려한 수동토압 .....	38

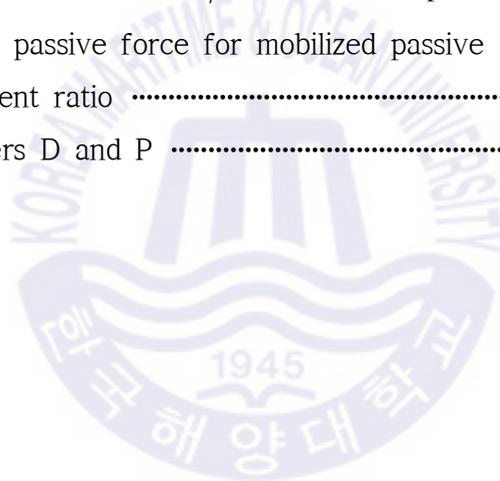
<b>제 4 장 변위와 관련된 수동토압</b> .....	40
4.1 변위와 토압, 지반강도의 관계 .....	40
4.1.1 벽체 변위에 따른 토압 .....	41
4.1.2 벽체 변위에 따른 토압의 기준값 .....	45
4.1.3 변위와 강도의 관계 .....	53
4.1.4 토압에서 벽면마찰의 효과 .....	54
4.2 임의 변위에서의 수동토압 산정방법 .....	56
4.2.1 기본사항 .....	57
4.2.2 반경험적 접근법의 제안 .....	59
4.3 임의 변위에서의 수동토압 계산 .....	65
4.3.1 계산조건 .....	65
4.3.2 이동모드 계산결과 .....	67
4.3.3 상단고정회전(RT)모드 계산결과 .....	70
4.3.4 하단고정회전(RB)모드 계산결과 .....	73
<b>제 5 장 수동측토압 산정을 위한 적정변위</b> .....	76
5.1 수동측 적정 변위의 결정 .....	76
5.1.1 일반적인 수평변위 기준 .....	76
5.1.2 수동측토압 산정을 위한 적정변위 결정 .....	77
5.2 결정된 수동측변위에서의 수동측토압 계산 .....	81
5.2.1 계산조건 .....	81
5.2.2 계산결과 .....	82
5.2.3 고찰 .....	100
<b>제 6 장 수치해석과 계산결과분석</b> .....	102
6.1 안정계산과 수치해석에서의 토압 .....	102
6.2 수치해석 개요 .....	103
6.2.1 Plaxis 2D .....	103
6.2.2 해석모델 .....	103

6.3 수치해석 조건 .....	108
6.3.1 해석조건 .....	108
6.3.2 적용지반정수 .....	109
6.3.3 하중-변위 거동에 대한 예비해석 .....	111
6.4 수치해석결과와 Subba Rao식의 비교분석 .....	114
6.4.1 Subba Rao식 계산결과에 따른 변형계수 결정 .....	114
6.4.2 벽체변위에 따른 심도별 토압분포 .....	121
6.4.3 파괴면의 형상 .....	133
6.4.4 지반변형 형상 .....	143
6.4.5 변위단계별 파괴면의 발달 .....	146
6.4.6 하중-변위 관계 분석 .....	147
6.4.7 고찰 .....	148
6.5 발휘되는 수동측토압의 제안 .....	149
6.5.1 수동측변위의 크기에 대한 고찰 .....	151
6.5.2 Rankine의 수동토압 감소 방법 .....	154
6.5.3 수동측변위비와 토압 관계식 방법 .....	155
<b>제 7 장 결 론</b> .....	161
7.1 결론 .....	161
7.2 향후 연구를 위한 제언 .....	163
<b>참고문헌</b> .....	164
<b>감사의 글</b> .....	167

## List of Tables

Table 2.1 Assumptions about the curved failure surface .....	16
Table 2.2 Advantages and limitations of passive earth pressure theories (Duncan and Mokwa, 2001) .....	24
Table 2.3 Caquot and Kerisel's reduction factor ( $R'$ ) of $K_p$ .....	27
Table 2.4 Coefficient of Kerisel and Absi's passive earth pressure (case of $\alpha=0^\circ$ , $\beta=0^\circ$ , $c=0$ ) .....	30
Table 3.1 Passive earth pressure coefficients $K_{p\gamma}$ , $K_{pq}$ , $K_{pc}$ .....	39
Table 4.1 Magnitude of wall rotation to reach failure (Canadian Geotechnical Society, 2006) .....	46
Table 4.2 Angles and coefficients of friction and adhesion between dissimilar materials(Canadian Geotechnical Society, 2006) .....	47
Table 4.3 Magnitude of wall rotation to reach failure (U.S. Navy, 1986) .....	49
Table 4.4 Ultimate friction factor and adhesion for dissimilar materials (U.S. Navy, 1986) .....	49
Table 4.5 Ratio $v_a/h$ for noncohesive soil (active) .....	51
Table 4.6 Ratio $v_p/h$ and $v/h$ for noncohesive soil (passive) .....	52
Table 4.7 Value of $\Delta_p$ reported by various authors .....	58
Table 4.8 Normal component of passive earth pressure coefficients for vertical wall supporting backfill having horizontal top surface .....	58
Table 4.9 Calculation condition .....	66
Table 4.10 Relationship between mobilized friction angle and displacement .....	66
Table 5.1 Allowable lateral wall movement .....	76
Table 5.2 Calculation condition .....	81

<b>Table 5.3</b> Calculation results for mobilized passive force in various wall movement mode .....	91
<b>Table 5.4</b> Calculation results for mobilized passive force in wall displacement of 0.002H .....	93
<b>Table 5.5</b> Passive force ratio ( $R$ ) .....	97
<b>Table 6.1</b> Typical ranges for elastic parameters of various materials ...	110
<b>Table 6.2</b> Input parameters for modeling .....	110
<b>Table 6.3</b> Analysis case for various wall movements .....	114
<b>Table 6.4</b> Determined young's modulus ( $E_s$ ) .....	116
<b>Table 6.5</b> Reduction coefficient ( $R_r$ ) of Rankine's passive force .....	154
<b>Table 6.6</b> Mobilized passive force for mobilized passive displacement ratio .....	155
<b>Table 6.7</b> Parameters D and P .....	157



## List of Figures

Fig. 1.1 Relationship of earth pressure and displacement .....	6
Fig. 2.1 Rankine's earth pressure theory (Lee, 2016) .....	8
Fig. 2.2 Soil element in ground (Lee, 2016) .....	8
Fig. 2.3 Rankine's passive earth pressure in backfill with sloping wall (Lee, 2016) .....	10
Fig. 2.4 Passive earth pressure of retaining wall with sloping soil surface, $c=0$ (Baek, 2007) .....	11
Fig. 2.5 Coulomb's earth pressure theory (Lee, 2016) .....	14
Fig. 2.6 Real failure surface and failure surface assumed by Coulomb's earth pressure theory (Chang, 2006) .....	15
Fig. 2.7 Diagram illustrating assumptions on which theory of passive earth pressure against rough contact faces is based .....	18
Fig. 2.8 Log spiral method for determining passive earth pressure .....	21
Fig. 2.9 Variation of $K_p$ , obtained from Terzaghi and Peck's method (vertical back face of wall( $\beta=90^\circ$ ) and horizontal granular backfill) (Das, 1987) .....	23
Fig. 2.10 Caquot and Kerisel's solution for $K_p$ at sloping back face of wall and horizontal backfill (after Das, 2014) .....	26
Fig. 2.11 Caquot and Kerisel's solution for $K_p$ at vertical back face of wall and sloping backfill (after Das, 2014) .....	28
Fig. 2.12 Sign convention of Kerisel and Absi's solution for $K_p$ .....	29
Fig 3.1 Coefficients of Rankine's, Coulomb's and Kerisel-Absi's passive earth pressure for internal friction angle .....	32
Fig. 3.2 Coefficients of Rankine's, Coulomb's and Kerisel-Absi's passive earth pressure for wall friction angle .....	34
Fig. 3.3 Passive force of Rankine's, Coulomb's and log spiral theory .....	36

<b>Fig. 3.4</b> Comparison of passive force ( $P_p$ ) by cohesion and cohesionless soil .....	39
<b>Fig. 4.1</b> Lateral earth pressure .....	41
<b>Fig. 4.2</b> Development of active state from at-rest state with Mohr circle ( $K_0 < 1, c = 0$ ) .....	42
<b>Fig. 4.3</b> Development of passive state from at-rest state with Mohr circle ( $K_0 < 1, c = 0$ ) .....	43
<b>Fig. 4.4</b> Effect of lateral displacement on earth pressures ( $K_0 < 1, c = 0$ ) .....	44
<b>Fig. 4.5</b> Effect of deformation on earth pressures in cohesionless materials (Canadian Geotechnical Society, 2006) .....	46
<b>Fig. 4.6</b> Effect of wall movement on wall pressure (U.S. Navy, 1986) ....	48
<b>Fig. 4.7</b> Relationship of stress and strain for material .....	53
<b>Fig. 4.8</b> Wall friction on soil wedge (direction of positive wall friction) .....	54
<b>Fig. 4.9</b> Effect of wall friction on failure .....	55
<b>Fig. 4.10</b> Different modes of wall movement : (a) translation; (b) rotation about the top (RT); (c) rotation about the bottom (RB) .....	57
<b>Fig. 4.11</b> Relationship between mobilized friction angle and displacement for translation mode .....	60
<b>Fig. 4.12</b> Relationship between mobilized friction angle and displacement for rotation about the top (RT) mode .....	61
<b>Fig. 4.13</b> Relationship between mobilized friction angle and displacement for rotation about the bottom (RB) mode .....	61
<b>Fig. 4.14</b> Distribution of passive earth pressure along the depth for different modes of wall movement .....	63

<b>Fig. 4.15</b> Distribution of passive earth pressure along the depth for different modes of wall movement with Coulomb's and Rankine's theory .....	64
<b>Fig. 4.16</b> Distribution of passive earth pressure along the depth at $\phi = 25^\circ$ (translation mode) .....	68
<b>Fig. 4.17</b> Distribution of passive earth pressure along the depth at $\phi = 30^\circ$ (translation mod) .....	69
<b>Fig. 4.18</b> Distribution of passive earth pressure along the depth at $\phi = 35^\circ$ (translation mod) .....	69
<b>Fig. 4.19</b> Passive force for internal friction angle at translation mode ...	70
<b>Fig. 4.20</b> Distribution of passive earth pressure along the depth at $\phi = 25^\circ$ (RT mode) .....	71
<b>Fig. 4.21</b> Distribution of passive earth pressure along the depth at $\phi = 30^\circ$ (RT mode) .....	71
<b>Fig. 4.22</b> Distribution of passive earth pressure along the depth at $\phi = 35^\circ$ (RT mode) .....	72
<b>Fig. 4.23</b> Passive force for internal friction angle at RT mode .....	72
<b>Fig. 4.24</b> Distribution of passive earth pressure along the depth at $\phi = 25^\circ$ (RB mode) .....	73
<b>Fig. 4.25</b> Distribution of passive earth pressure along the depth at $\phi = 30^\circ$ (RB mode) .....	74
<b>Fig. 4.26</b> Distribution of passive earth pressure along the depth at $\phi = 35^\circ$ (RB mode) .....	74
<b>Fig. 4.27</b> Passive force for internal friction angle at RB mode .....	75
<b>Fig. 5.1</b> Effect of horizontal displacement on earth pressures ( $K_0 < 1, c = 0$ ) .....	77
<b>Fig. 5.2</b> Stress paths for active and passive conditions .....	78

<b>Fig. 5.3</b> Strain required to reach active and passive stress in a dense sand (Lambe and Whitman, 1969) .....	80
<b>Fig. 5.4</b> Mobilized passive earth pressure for various wall movements at $\phi = 25^\circ$ .....	83
<b>Fig. 5.5</b> Mobilized passive earth pressure for various wall movements at $\phi = 30^\circ$ .....	84
<b>Fig. 5.6</b> Mobilized passive earth pressure for various wall movements at $\phi = 35^\circ$ .....	85
<b>Fig. 5.7</b> Mobilized passive earth pressure for wall displacement in translation mode .....	87
<b>Fig. 5.8</b> Mobilized passive earth pressure for wall displacement in RT mode .....	89
<b>Fig. 5.9</b> Mobilized passive earth pressure for wall displacement in RB mode .....	90
<b>Fig. 5.10</b> Mobilized passive force for various internal friction angle and wall movements .....	92
<b>Fig. 5.11</b> Mobilized passive earth pressure for various internal friction angle .....	95
<b>Fig. 5.12</b> Passive force ratio ( $R$ ) for various wall movements .....	98
<b>Fig. 5.13</b> Passive force ratio ( $R$ ) for translation mode .....	98
<b>Fig. 5.14</b> Passive force ratio ( $R$ ) for RT mode .....	99
<b>Fig. 5.15</b> Passive force ratio ( $R$ ) for RB mode .....	99
<b>Fig. 6.1</b> The Mohr-Coulomb failure criterion (Emdal et al., 2015) .....	104
<b>Fig. 6.2</b> Hyperbolic stress-strain relation in primary loading for a standard drained triaxial test (Bentley systems, 2018) .....	106
<b>Fig. 6.3</b> Shear hardening and cap yield surfaces in the Hardening soil model (Vermeer et al., 1999) .....	107
<b>Fig. 6.4</b> Analysis modelling in plaxis .....	109

<b>Fig. 6.5</b> Load-displacement curve due to young's modulus at $\phi = 30^\circ$ .....	112
<b>Fig. 6.6</b> Comparison of analysis model at $\phi = 30^\circ$ .....	113
<b>Fig. 6.7</b> Load-displacement curve of FEM and calculation results in translation .....	117
<b>Fig. 6.8</b> Load-displacement curve of FEM and calculation results in RT mode .....	119
<b>Fig. 6.9</b> Load-displacement curve of FEM and calculation results in RB mode .....	120
<b>Fig. 6.10</b> Comparison of passive pressure by FEM and calculation at $\phi = 25^\circ$ (translation mode) .....	122
<b>Fig. 6.11</b> Comparison of passive pressure by FEM and calculation at $\phi = 30^\circ$ (translation mode) .....	123
<b>Fig. 6.12</b> Comparison of passive pressure by FEM and calculation at $\phi = 35^\circ$ (translation mode) .....	124
<b>Fig. 6.13</b> Critical passive earth pressure for depth by FEM (translation mode) .....	125
<b>Fig. 6.14</b> Comparison of passive pressure by FEM and calculation at $\phi = 25^\circ$ (RT mode) .....	126
<b>Fig. 6.15</b> Comparison of passive pressure by FEM and calculation at $\phi = 30^\circ$ (RT mode) .....	127
<b>Fig. 6.16</b> Comparison of passive pressure by FEM and calculation at $\phi = 35^\circ$ (RT mode) .....	128
<b>Fig. 6.17</b> Critical passive earth pressure for depth by FEM (RT mode) .....	129
<b>Fig. 6.18</b> Comparison of passive pressure by FEM and calculation at $\phi = 25^\circ$ (RB mode) .....	130

<b>Fig. 6.19</b> Comparison of passive pressure by FEM and calculation at $\phi = 30^\circ$ (RB mode) .....	131
<b>Fig. 6.20</b> Comparison of passive pressure by FEM and calculation at $\phi = 35^\circ$ (RB mode) .....	132
<b>Fig. 6.21</b> Incremental strains for critical passive displacement at translation mode .....	134
<b>Fig. 6.22</b> Total displacement for critical passive displacement at translation mode .....	135
<b>Fig. 6.23</b> Incremental strains for $\Delta_{pd} = 0.016\text{m}$ and $\Delta_{pd} = 0.004\text{m}$ at translation mode .....	136
<b>Fig. 6.24</b> Incremental strains for critical passive displacement at RT mode .....	138
<b>Fig. 6.25</b> Total displacement for critical passive displacement at RT mode .....	139
<b>Fig. 6.26</b> Incremental strains for $\Delta_{pd} = 0.016\text{m}$ and $\Delta_{pd} = 0.004\text{m}$ at RT mode .....	140
<b>Fig. 6.27</b> Incremental strains for critical passive displacement at RB mode .....	141
<b>Fig. 6.28</b> Total displacement for critical passive displacement at RB mode .....	142
<b>Fig. 6.29</b> Deformed mesh for critical passive displacement at translation mode .....	143
<b>Fig. 6.30</b> Deformed mesh for critical passive displacement at RT mode .....	144
<b>Fig. 6.31</b> Deformed mesh for critical passive displacement at RB mode .....	145
<b>Fig. 6.32</b> Incremental strains for displacement of wall (translation mode) .....	146

Fig. 6.33 Behavior of earth retaining structure ..... 151

Fig. 6.34 Allowable displacement due to structure ..... 153

Fig. 6.35 Slurry wall displacement according to the strut type ..... 153

Fig. 6.36 Relationship of mobilized passive displacement ratio  
and mobilized passive force ..... 158

Fig. 6.37 Parameters D and P for internal friction angle ..... 160



## List of Symbols

$\alpha$	Angle of wall back face for vertical (벽체배면 경사)
$\alpha'$	Inclination of the overburden pressure (상재하중 작용경사)
$\beta$	Backfill slope (뒤채움면 경사)
$c$	Cohesion (점착력)
$E_s$	Young's modulus (변형계수)
$\epsilon_{ha}$	Active strain (주동변형률)
$\epsilon_{hp}$	Passive strain (수동변형률)
$\Delta$	Any displacement (임의변위)
$\Delta_a$	Active displacement (주동변위)
$\Delta_p$	Passive displacement (수동변위)
$\Delta_{am}$	Mobilized active displacement (주동측변위)
$\Delta_{pm}$	Mobilized passive displacement (수동측변위)
$\Delta_b$	Displacement at the bottom of the wall (벽체 하단 변위)
$\Delta_t$	Displacement at the top of the wall (벽체 상단 변위)
$\Delta_{pd}$	Mobilized passive displacement for design (설계 수동측변위)
$\Delta_{pd}/\Delta_p$	Passive displacement ratio for design (설계 수동측변위비)
$\delta, \delta'$	Wall friction angle (벽면마찰각)
$\delta_m$	Mobilized wall friction angle (발휘되는 벽면마찰각)
$\gamma$	Unit weight of soil (흙의 단위중량)
$H$	Height of the wall (벽체의 높이)

$K_a$	Active earth pressure coefficient (주동토압계수)
$K_p$	Passive earth pressure coefficient (수동토압계수)
$K_{p\gamma}$	Passive earth pressure coefficient of soil weight (흙의 단위중량( $\gamma$ )에 의한 수동토압계수)
$K_{pc}$	Passive earth pressure coefficient of cohesion (점착력( $c$ )에 의한 수동토압계수)
$K_{pq}$	Passive earth pressure coefficient of vertical surcharge loading (연직 상재하중( $q$ )에 의한 수동토압계수)
$p_0, \sigma_0, \sigma_{h0}$	At rest earth pressure (정지토압)
$p_a, \sigma_a, \sigma_{ha}$	Active earth pressure (주동토압)
$p_p, \sigma_p, \sigma_{hp}$	Passive earth pressure (수동토압)
$p_{am}$	Mobilized active earth pressure (주동측토압)
$p_{pm}$	Mobilized passive earth pressure (수동측토압)
$P_a$	Active force (주동토압 합력)
$P_p$	Passive force (수동토압 합력)
$P_{pm}$	Mobilized passive force (수동측토압 합력)
$\phi, \phi'$	Internal friction angle (내부마찰각)
$\phi_m$	Mobilized internal friction angle (발휘되는 내부마찰각)
$R'$	Caquot and Kerisel's reduction factor
$R_r$	Reduction coefficient for Rankine (Rankine토압 감소계수)
$\theta$	Angle of failure planes for horizontal (파괴면 경사)

# Assesment of Mobilized Passive Earth Pressure Depending on Displacement

Kim, Tae O

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

## Abstract

Computation of passive earth pressure is an important factor in anchor blocks that resist lateral earth pressure and in support blocks of retaining wall with raker. In practice, due to ease of use, it is common to compute the limiting state earth pressure using the theory of Coulomb and Rankine, which assumes the failure plane of the active and passive earth pressures as straight lines.

However, according to foreign researchers, the passive failure plane generated by friction between the wall surface and the soil forms a complex failure plane: curve near the wall and a flat plane near the ground surface.

The active failure plane assumed by the theory of Coulomb, which considers the wall friction, shows a minor difference from the actual curved active plane, yet the computed passive failure plane shows a

great difference from the actual curved passive failure plane. In the end, the theory of Coulomb results in an overestimation of passive earth pressure, and the difference increases as the internal friction angle increases.

The magnitude of the earth pressure exerted on the wall is closely related to the displacement of the wall, and the limit displacement where passive earth pressure is generated is larger compared to where the active earth pressure is generated. Since the limit displacement where the passive earth pressure occurs is at a displacement level exceeding the stability of the wall, it is essential to calculate the passive earth pressure that occurs at the allowable displacement range in order to apply the passive earth pressure to the design.

This paper compares and analyzes the passive earth pressure coefficient of the passive earth pressure theory using a logarithmic spiral instead of the passive earth pressure theory by Coulomb and Rankine that assumes a straight failure plane. Various displacement ranges within the passive limit displacement range were calculated by using the semi-empirical method that can calculate the passive earth pressure exerted at the displacement level considering the complex failure plane. The computed results went through numerical analysis to judge the reliability of the semi-empirical method was judged and present the displacement ranges applicable in practice.

Passive earth pressure calculated using the semi-empirical method was compared to the numerical analysis. As a result of the numerical analysis, the passive earth pressure calculated using the semi-empirical method by applying the displacement level within the passive limit displacement range determined in this paper is judged to be proper.

When passive displacement occurs in the noncohesive sand ground above the ground water level, the passive earth pressure calculated according to the semi-empirical method is shown according to the magnitude of the internal friction angle. The reduction coefficient is shown so that it can be conveniently applied in practice and in the Rankine limit passive earth pressure. Also, The passive earth pressure relational expression due to displacement is proposed.



# 변위 크기에 따라 발휘되는 수동토압의 산정

김 태 오

한국해양대학교 대학원  
토목환경공학과

## 초 록

횡방향의 토압에 저항하는 앵커블록, 흙막이 가시철 레이커의 지지블록 등에서 수동토압 산정은 중요한 요소이다. 실무에서는 사용의 편의성으로 인하여 주동토압과 수동토압의 파괴면을 직선으로 가정한 Coulomb과 Rankine의 이론으로 한계상태토압을 산정하는 것이 일반적이다. 하지만 국외 연구자들에 의하면 벽면과 흙(지반)의 마찰로 인하여 실제 발생하는 수동파괴면은 벽체부근에서는 곡면이고 지표부근에서 평면이 되는 복합파괴면을 형성한다고 알려져 있다. 벽면마찰을 고려하는 Coulomb의 주동파괴상태의 경우 실제 발생하는 곡선파괴면과 가정된 평면파괴면의 차이가 크지 않으나 수동파괴상태에서는 실제 발생하는 파괴면과 가정된 평면파괴면 사이에 큰 차이를 보인다. 결국 Coulomb의 이론은 실제보다 과다한 수동토압이 산정되고 내부마찰각이 증가함에 따라 차이가 더 커지는 결과를 초래한다.

벽체에 발휘되는 토압의 크기는 벽체의 변위와 밀접한 관계가 있으며 수동토압이 발생하는 한계변위는 주동토압이 발생하는 한계변위와 비교하면

큰 변위가 필요하다. 수동토압이 발생하는 한계변위는 대부분 벽체의 안정성을 초과하는 변위에서 발휘되므로 수동토압을 설계에 적용하기 위해서는 허용변위 이내의 임의변위에서 발휘되는 수동측토압의 산정이 매우 중요한 요소이다.

본 논문에서는 파괴면을 직선으로 가정하는 Coulomb, Rankine의 수동토압 이론 그리고 복합파괴면을 고려하는 대수나선(log spiral)이론에 의한 수동토압과 수동토압계수를 비교·분석하였다. 그리고 복합파괴면을 고려한 임의 변위에서 발휘되는 수동측토압을 산정할 수 있는 반경험식을 활용하여 수동한계변위 이내의 다양한 변위크기에 대한 수동측토압을 계산하였다. 그리고 수동측토압 계산을 위하여 실무에서 적용가능한 수준의 수동측변위에 대한 크기를 제시하였다. 또한 수치해석을 수행하여 벽체의 거동모드에 따른 주동 및 수동파괴면의 형상을 분석하고 수치해석결과와 반경험식 계산 결과의 수동토압분포를 비교하여 반경험식의 적정성을 판단하였다.

본 연구의 결과로 지하수위 상부의 비점작성 사질지반에서 수동측변위가 발생하는 경우에 대하여 첫째 Rankine의 수동토압을 감소하여 사용할 수 있는 간편한 감소계수를 제안하였다. 둘째 지반의 내부마찰각에 따라 임의 수동측변위에서 발휘되는 수동측토압을 구할 수 있는 관계식을 제안하여 실무에서 참고로 사용할 수 있도록 하였다.

# 제 1 장 서 론

## 1.1 연구 배경

현대사회는 경제, 행정, 교통, 편의시설 등이 도시에 집중되어 인구밀도가 현저하게 높다. 이러한 도시화로 인하여 지역 간의 교류, 물자운송과 생산 등을 위한 철도, 도로, 산업단지 등의 건설이 필요하게 되고 제한된 부지를 최대한 활용하기 위하여 자연적으로 형성된 지반을 절취하거나 굴착 또는 성토를 실시하게 된다. 이 과정에서 굴착 또는 성토면에 횡방향 토압을 저항하기 위한 목적으로 옹벽과 같은 구조물을 설치하게 되고 이와 같은 구조물을 흙막이 구조물(earth retaining wall)이라 통칭한다. 영구 구조물로 사용되는 콘크리트옹벽, 석축, 보강토옹벽에서 부터 가설구조물로 사용되는 다양한 가설흙막이 벽체 등이 흙막이 구조물에 해당된다.

흙막이 구조물을 설계하는데 고려하여야하는 설계하중 중에 가장 큰 비중의 하중이 횡방향 토압이며 일반적으로 토압(earth pressure)이라고 한다. 물론, 지반 내 분포하는 연직응력도 연직토압이므로 명확한 구분이 필요할 때는 수평(횡)토압, 연직토압으로 구분하지만 흙막이 구조물에서의 토압은 대부분 횡토압(lateral earth pressure)을 토압(earth pressure)으로 표현한다. 횡방향 토압은 파괴면에서 발생하는 전단변위의 변형형상에 따라 정지토압, 주동토압 그리고 수동토압으로 구분한다.

정지토압은 벽체(옹벽)가 횡방향 변위를 일으키지 않아 지반이 정지된 상태에서 발생하는 토압이며, 주동토압(active earth pressure)은 벽체가 굴착 측으로 횡방향 변위를 일으켜 옹벽의 배면지반에서 인장변형이 일어나 파괴상태가 되었을 때의 토압이고 수동토압(passive earth pressure)은 벽체가 굴착 배면방향으로 횡방향 변위를 일으켜 지반에 압축과괴가 일어날 때의 토압을 말한다. 그러므로 주동측으로 변위가 발생하고 있을 때의 토압은 주동상태토압이며 수동측변위가 발생 하고 있을 때의 토압은 수동상태토압이다. 토질역학 등의 기본

서에 설명되어있는 수동토압과 주동토압은 벽체가 한계변위에 도달하였을 때에 대응되는 한계상태의 토압으로 주동측 한계변위에서의 최소토압을 주동토압이라고 하고, 수동측 한계변위의 최대토압을 수동토압이라고 한다.

토압이론은 Coulomb(1779)이래로 많은 연구자들에 의해 꾸준히 연구되어오고 있으나 다양한 경우에 대하여 전체를 포괄적으로 적용하여 토압을 계산할 수 있는 방법은 아직 없다. 다만 대상구조물과 지반상태에 따라 선택적으로 적용해야 하기 때문에 다양한 경험식 등이 제시되고 있을 뿐이다. 초기의 토압이론은 지반의 파괴에 대한 안정성 여부를 판단하기 위하여 한계변위상태의 토압을 위주로 연구하였으나 최근 들어서는 변위에 상응하는 토압을 얻기 위한 필요성이 대두되어 현장 및 실내모형실험, 수치해석 등 실제에 근접하는 결과를 얻기 위한 연구들이 외국에서 진행되어오고 있다. 그러나 국내에서는 이러한 연구가 거의 이루어지지 않고 있는 실정이다.

## 1.2 연구 목적

흙막이 벽체에 발휘되는 토압의 크기는 벽체의 변위와 밀접한 관계가 있으며, 토압과 변위의 관계에서 지반의 종류와 조밀한 정도에 따라 차이는 있다. 그러나 사질토 지반의 경우 수동토압이 발생되기 위한 한계변위는 주동토압이 발생되기 위한 한계변위와 비교하면 상대적으로 큰 변위가 필요하다. 그로인해 중력식 옹벽 등의 설계에서는 옹벽의 근입부 전면에 작용하는 수동토압을 저항력 계산에 고려하지 않는 것이 일반적이다.

구조물의 안정계산에 수동토압을 활용하는 구조물에는 횡방향력이 작용하는 교대와 하부기초, 말뚝두부, 데드맨 블록이 설치된 안벽구조물, 앵커블록, 가설 흙막이의 레이커(raker) 지지블록 등으로 다양하다. 이러한 구조물의 안정성과 사용성을 고려하여 허용변위 이내에서의 수동측토압을 산정하는 것이 가능하다면 흙막이 구조물의 설계는 더욱 안정적이며 경제적인 설계가 된다. 특히 가설 흙막이의 레이커 지지블록의 경우 허용변위 이내에서 발휘되는 수동측토압을

적절히 고려할 수 있다면 안정적인 가시설 레이커 지지블록의 설계가 가능하다. 실제로 흙막이 가시설의 레이커 지지블록 설계에서는 안정성 판단에 가장 중요한 수동토압에 대한 명확한 적용 기준이 없다. 그래서 설계서마다 기술자의 판단에 따라 서로 다르게 적용하고 있어 안전측 설계가 되기도 하고 때론 불안전측의 설계가 되기도 한다. 그로 인하여 설계 때부터 불안전성을 내포하고 시공에 들어가는 경우가 종종 있다. 이로 인하여 레이커 공법이 적용된 가시설 현장에서 흙막이 벽체에 대변위가 발생하여 매년 반복적으로 경제적, 사회적 손실을 겪고 있다(한국건설기술연구원, 2016).

본 연구에서는 실무에서 주로 사용되는 한계상태의 수동토압이론을 바탕으로 허용 가능한 횡방향 변위이내에서 벽체에 발휘되는 수동측토압의 크기를 산정하는 방법을 제안하고자 한다. 이를 위하여 기존 연구자들의 수동토압 관련 실험 결과로부터 하중-변위 관계식을 도출한 임의 수평변위에 대응되는 수동측토압의 계산이 가능하도록 제안된 기존 연구자의 반경험식을 사용하였다. 또한 반경험식의 적정성 판단을 위해 수치해석 결과의 하중-변위 곡선과 반경험식을 비교하였다. 수치해석과 반경험식의 계산결과를 고전 토압이론과 비교·분석하여 실무에서 사용하는 고전토압이론 값에 적용 가능한 임의 벽체변위에서 발휘되는 수동측토압의 크기 등을 제시하고자 하였다. 즉 사용하중상태에서 발생하는 허용변위 이내에 대응되는 수동측토압을 산정하는 방법을 제시하는 것이 본 연구의 주목적이다.

### 1.3 연구 내용

본 논문에서는 실제에 근접하는 복합과피면을 고려하는 대수나선법에 의한 토압이론을 바탕으로 산정된 Kerisel and Absi(1990)의 수동토압계수를 활용하였다. Subba Rao et al.(2004)가 제안한 토압-변위의 관계에 따른 임의 변위에서 발휘되는 반경험적 수동측토압의 산정방법은 사질토에 대하여 실시된 기존연구자들의 다양한 모형실험 결과로 얻어진 심도별 수동토압과 그때의 변위 값을 등을 이용하였다. Subba Rao et al.(2004)의 제안식을 사용하여 강성벽체의 특정

변위에서 발휘되는 수동토압을 계산하여, 동일한 조건에서 수행한 수치해석 결과 및 기존 토압이론과의 분석을 통해 수동측토압의 크기를 얼마나 고려할 것인가와 수동측토압 계산을 위한 특정 변위의 크기를 어떻게 결정할 것인가에 대하여 제시하였다. 제시되는 수동측변위의 크기와 그에 대응되는 수동측토압은 실제옹벽, 앵커블록 그리고 가시설 레이커의 지지능력 등과 같은 수동측토압 산정이 필요한 모든 계산에 적용가능 하다.

각 장별 구체적인 내용을 살펴보면 다음과 같다.

제2장에서는 파괴면을 평면으로 가정하는 Coulomb과 Rankine의 고전토압이론과 실제에 근접하는 복합파괴면을 고려한 Terzaghi의 대수나선이론(log spiral)을 설명하고 복합파괴면을 고려한 Caquot and Kerisel과 Kerisel and Absi의 수동토압계수에 대하여 설명하였다.

제3장은 2장에서 설명된 고전토압이론과 Terzaghi의 대수나선이론으로 계산된 수동토압계수와 수동토압합력을 비교·분석하였다.

제4장에서는 토압과 변위의 관계에 대한 기존연구결과와 각국의 설계기준 등을 제시하고 수동토압이 발생하는 한계변위 이내인 임의 변위에서 발휘되는 수동측토압을 산정하는 반경험적 방법에 대하여 구체적으로 기술하고 제시된 방법으로 임의 변위에서의 수동측토압을 직접 계산하였다.

제5장에서는 수동변위에 대한 기존 연구결과와 벽체의 수평변위 기준 등을 바탕으로 강성벽체의 허용 가능한 수평변위 이내에서 설계를 위한 적정 수동측 변위를 제안하고 4장에서 소개한 반경험식을 사용하여 수동측토압에 대한 계산을 수행하였다.

제6장은 5장에서 제안한 설계 수동측변위에서 발휘되는 수동측토압을 수치해석결과의 하중-변위 관계곡선에 표시하여 수치해석을 위한 적정 변형계수를 결정하고, 반경험식의 계산결과와 비교·분석을 수행하였다.

## 1.4 용어의 정의

본 논문에서 다루어지는 토압과 변위의 관계를 설명하기 위하여 정의하여야 하는 토압과 변위에 따른 몇 가지 용어를 Fig. 1.1의 토압(응력)-변형(변형률)의 관계 그래프를 통해 설명하였다.

Fig. 1.1를 바탕으로 본 논문에서 사용되는 용어를 설명하면, 지반에 변형 발생이 없는 상태에서의 토압을 정지토압( $p_0$ )이라 하고 압축변형이 발생하여 지반이 소성상태에 도달했을 때의 토압을 수동토압( $p_p$ )이라 하며 그에 상응하는 소성상태의 압축변형이 발생할 때의 변위를 수동변위( $\Delta_p$ )라고 한다. 또 정지토압( $p_0$ )에서 지반에 압축변형이 발생하여 수동토압( $p_p$ )에 이르기 전까지 발생하는 구간의 토압영역을 수동상태토압이라 하며 압축변형 발생이후부터 수동토압( $p_p$ )에 도달하기 직전까지 발생하는 구간의 변위영역을 수동상태변위라고 정의한다. 그리고 정지토압( $p_0$ )과 수동토압( $p_p$ ) 사이의 수동상태토압 중 어떤 한 점의 특정변위를 수동측변위( $\Delta_{pm}$ )라 하고 그때 발휘되는 토압을 수동측토압( $p_{pm}$ )이라 정의한다.

마찬가지로 지반에 인장변형이 발생하여 지반이 소성상태에 도달했을 때의 토압을 주동토압( $p_a$ )이라 하고 그에 상응하는 소성상태 인장변형이 발생할 때의 변위를 주동변위( $\Delta_a$ )라 한다. 또 정지토압( $p_0$ )에서 인장변형이 발생하여 주동토압( $p_a$ )에 이르기 전까지의 구간에 있는 토압영역을 주동상태토압이라 하며 인장변형 발생이후부터 주동토압에 도달하기 직전까지 발생하는 구간의 변위영역을 주동상태변위라 한다. 그리고 정지토압( $p_0$ )과 주동토압( $p_a$ ) 사이의 주동상태토압 중 어떤 한 점의 변위를 주동측변위( $\Delta_{am}$ )라 하고 그때 발휘되는 토압을 주동측토압( $p_{am}$ )이라 정의 한다.

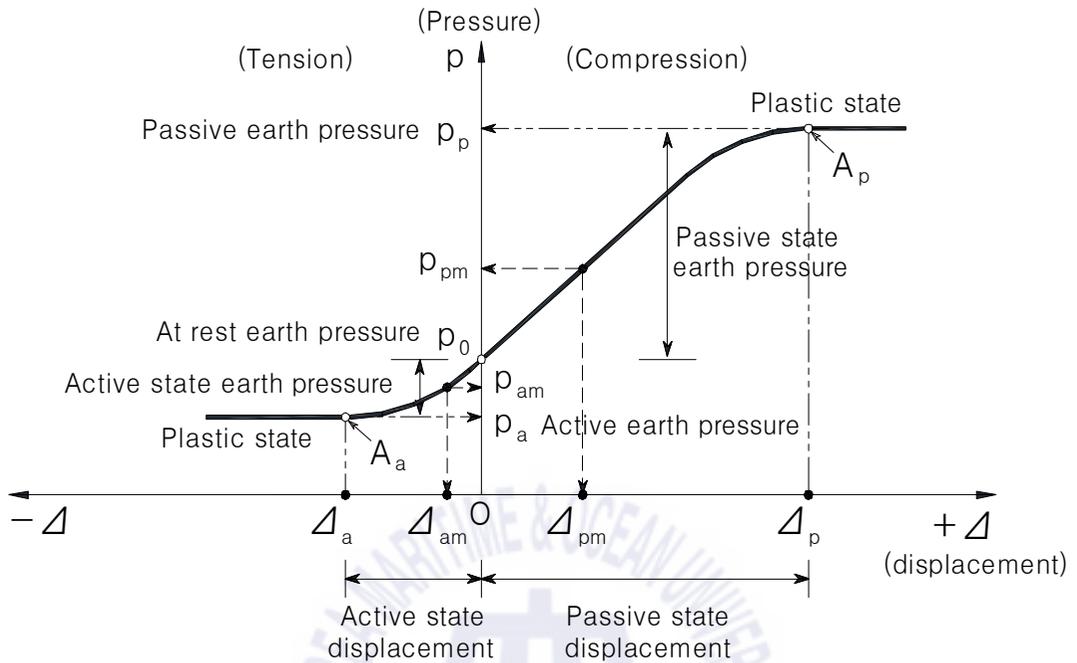


Fig. 1.1 Relationship of earth pressure and displacement

## 1.5 제한사항

본 논문에서 수행한 분석 및 제안 사항들의 적용범위는 다음과 같다.

- (1) 수동측토압( $p_{pm}$ ) 산정에 적용되는 뒤채움 흙은 지하수위 상부의 비점착성 사질토(cohesionless soil)에 한정한다.
- (2) 벽체 배면은 수직이고 뒤채움 지반은 수평이며 벽면마찰을 고려하고 상재 하중이 없는 조건에 대하여 수동측토압( $p_{pm}$ )을 계산하였다.

## 제 2 장 기존 연구 ; 수동토압이론

Coulomb(1776)이 토압이론을 제안한 이래 수동토압을 구하기 위한 노력은 Coulomb(1776)과 Rankine(1857)의 선구자적인 연구 이후로 많은 연구자들이 다양한 가정으로 토압을 구하기 위하여 노력하여 왔다.

벽체가 뒤채움 흙 쪽으로 변위할 때 수평변위에 대한 주된 저항원은 뒤채움 흙속의 전단저항이며 흙이 수동토압 상태에 있을 때 벽체는 극한지지력에 도달한다. 수동토압을 추정하기 위한 이론으로는 Coulomb(1776)과 Rankine(1857)의 고전토압이론과 Terzaghi(1943), Terzaghi and Peck(1996)의 대수나선(log spiral)이론 등이 있다. Coulomb(1776)과 Rankine(1857)의 수동토압은 파괴면을 직선인 평면으로 가정하며 Terzaghi(1943)의 대수나선이론은 파괴면을 곡선과 직선을 함께 가지는 복합파괴면으로 가정한다. 이 세 가지 기법 중 대수나선 이론이 실제의 수동토압을 보다 더 정확하게 추정하는 것으로 많은 연구와 실험결과로 알려져 있다. Terzaghi(1943)는 벽면마찰각이 흙의 내부마찰각의 1/3 보다 작을 때에만 Coulomb의 수동토압이 합리적인 값을 보인다고 하였다. 이러한 이유로 곡면 형태의 파괴면을 고려한 수동토압을 산정하기 위한 다양한 시도들이 있어왔지만 지금까지도 간편하게 사용할 수 있는 Coulomb과 Rankine의 이론을 실무에서 가장 많이 선호하고 있다. 대수나선이론은 벽체에 접한 부분의 파괴면을 곡선으로 가정하고 지표에 근접하는 파괴면은 직선으로 가정하므로 실제 발생하는 파괴면과 유사하게 되어 수동토압을 더 정확하게 예측할 수 있으나 계산과정이 복잡하여 시간이 걸리는 문제로 실무에서는 사용을 꺼리고 있다. 본 절에서는 언급한 세 가지의 수동토압 이론의 개략을 기술하였다.

### 2.1 Rankine의 토압이론

Rankine의 토압 이론은 몇 가지 기본적인 가정을 바탕으로 토압을 산정하였으며 이후 지표면이 경사진 경우에도 적용할 수 있도록 확장되었다. Rankine은 흙은 균질(homogeneous)한 등방성(isotropic)이며 평면파괴면을 따라 흙이 전

단되고 벽체 뒤채움의 지표는 수평면으로 하며, 벽과 뒤채움 사이의 마찰은 고려하지 않는 기본 가정을 바탕으로 이론을 전개하였다.

Rankine(1857)은 무한 토체 내 미소한 흙 요소(Fig. 2.1)의 응력상태는 파괴시 형성되는 벽체배면의 흠췌기 전체에 발생하는 응력상태를 대표한다고 하였다. 흙 요소에 작용하는 모든 힘이 평형을 이루고 있으며 이 흙 요소의 상면과 하면에 작용하는 연직방향 힘과 흙 요소 좌면과 우면에 작용하는 수평방향 힘은 Fig. 2.2와 같이 각각 같은 크기로 동일 작용선상에 있고 흙 요소의 측면에 작용하는 힘은 항상 지표면에 평행한 방향( $\delta = \beta$ )으로 작용한다고 하였다.

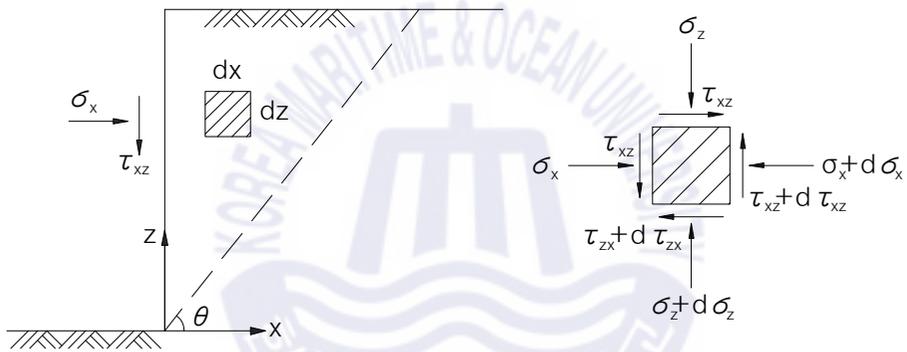
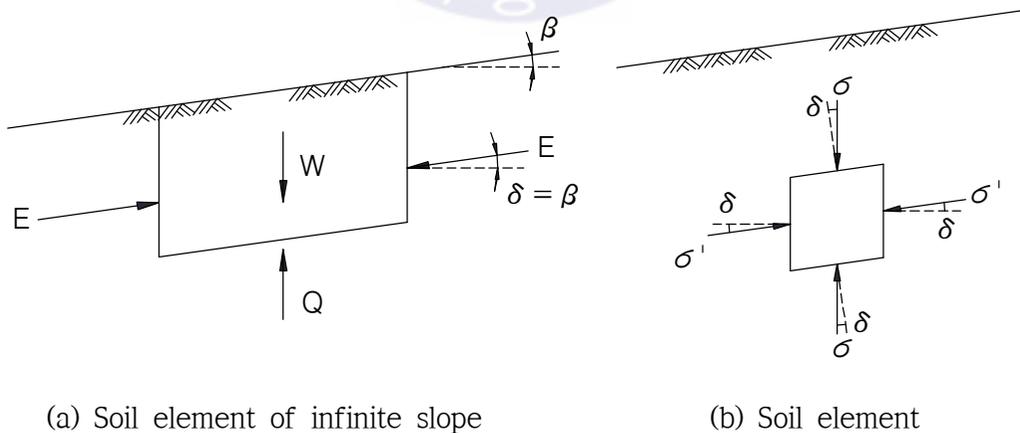


Fig. 2.1 Rankine's earth pressure theory (Lee, 2016)



(a) Soil element of infinite slope

(b) Soil element

Fig. 2.2 Soil element in ground (Lee, 2016)

파괴면을 평면으로 가정하면 토압은 깊이에 따라 비례하여 선형적으로 증가하기 때문에 Fig. 2.2에서 토압의 합력( $E$ )은 벽체하부에서부터 1/3 지점에 작용하고 세 가지 힘인 파괴저항력( $Q$ ), 토압( $E$ ) 그리고 자중( $W$ )의 작용선은 파괴면상의 한 점에서 만나야 한다. 만약 세 개의 힘이 한 점에서 만나지 않으면 흙 요소가 회전하여 파괴면은 곡선으로 생성된다.

벽체의 배면 지반이 경사진 경우에 토압 작용방향이 지표면과 평행하다고 가정하고 Rankine의 이론으로 수동토압( $\sigma_p$ )을 구할 수 있다. Fig. 2.3(a)의 미소 흙요소 HIJK의 상면(HK면)과 하면(IJ면)에는 연직응력  $\sigma_v$ 가 작용하고 흙요소의 측면(HI면과 KJ면)에는 지표면과 평행한 응력  $\sigma_p$ 가 작용한다. 지표로부터 깊이  $z$ 인 흙요소의 HK면에 작용하는 연직응력  $\sigma_v$ 는 Eq. (2.1)과 같다.

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \cdot \cos \beta \quad (2.1)$$

$\sigma_v$ 를 HK면에 작용하는 분력인 수직응력  $\sigma_n$ 과 접선응력  $\tau_n$ 으로 표현하면,

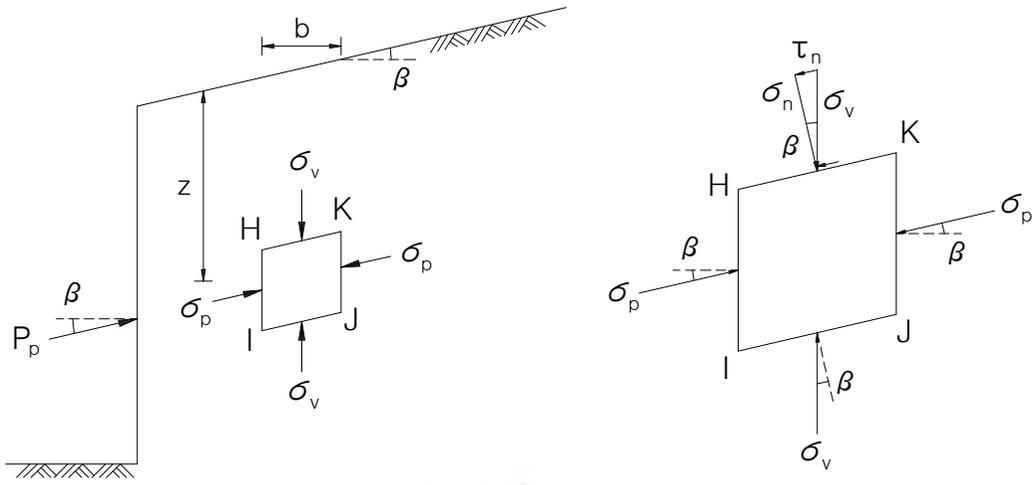
$$\sigma_n = \sigma_v \cdot \cos \beta = \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta \quad (2.2)$$

$$\tau_n = \sigma_v \cdot \sin \beta = \gamma \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta \quad (2.3)$$

수동토압( $\sigma_p$ )은 연직응력  $\sigma_v$ 보다 크고 Fig. 2.3(b)에서 미소 흙요소 HK면에 작용하는 응력은 Fig. 2.3(c) Mohr 응력원의 극점  $B'$ 이다. HK면의 응력상태 ( $B'$ 점)와 KJ면의 응력상태( $A'$ 점)를 길이로 표현하면  $\sigma_v = \overline{OB'}$ ,  $\sigma_n = \overline{On}$ ,  $\tau_n = \overline{nB'}$  이고 수동토압  $\sigma_p$ 는 Eq. (2.4)가 된다.

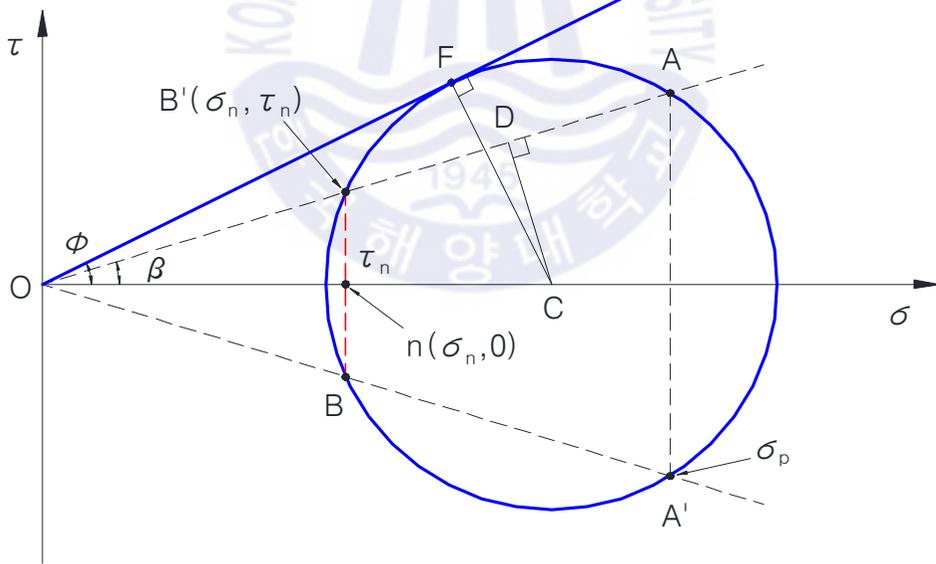
$$\sigma_p = K_p \sigma_v = \overline{OA'} \quad (2.4)$$

Fig. 2.3(c)의 Mohr 응력원에서  $\overline{OD}$ 와  $\overline{DA}$ 를 나타내면  $\overline{OD} = \overline{OC} \cos \beta$ ,  $\overline{DA} = \overline{OC} \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}$ 이므로 Rankine의 수동토압계수  $K_p$ 는 Eq. (2.5)가 되고 주동토압계수( $K_a$ )의 역수이다.



(a) Backfill with sloping wall

(b) Soil element



(c) Mohr circle

Fig. 2.3 Rankine's passive earth pressure in backfill with sloping wall  
(Lee, 2016)

$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_v} = \frac{\overline{OA'}}{\overline{OB'}} = \frac{\overline{OD} + \overline{DA}}{\overline{OD} - \overline{DA}} = \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} = \frac{1}{K_a} \quad (2.5)$$

지표면이 수평( $\beta=0$ )이면 Eq. (2.6)과 같이 표현된다.

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad (2.6)$$

그러므로 Rankine의 수동토압  $\sigma_p$ 는 Eq. (2.1)과 Eq. (2.4)로부터 구해진다.

$$\sigma_p = K_p \cdot \sigma_v = K_p \cdot \gamma \cdot z \cdot \cos\beta \quad (2.7)$$

수동토압  $\sigma_p$ 는 깊이  $z$ 에 따라 선형적으로 증가하므로 삼각형 분포를 하며 지표면의 경사( $\beta$ )와 일치한다. 그러므로 수동토압의 합력  $P_p$ 는 Eq. (2.8)과 같이 구해진다.

$$P_p = \int_0^H \sigma_p dz = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \cos\beta \cdot K_p \quad (2.8)$$

수동토압은 선형적으로 삼각형 분포로 가정하므로 수동토압의 작용점은  $H/3$ 이고 작용방향은 지표면과 평행하게 되며 Fig. 2.4에 수동토압의 분포와 합력에 관한 내용을 나타내었다.

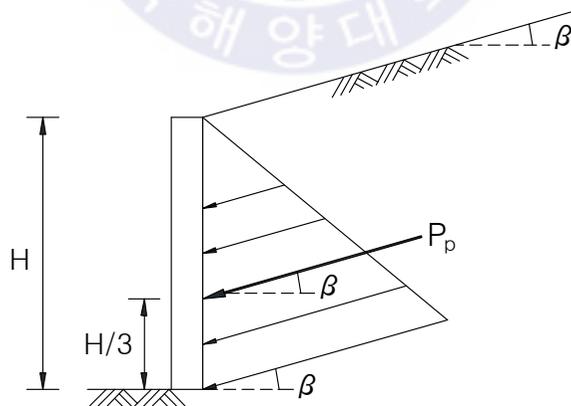


Fig. 2.4 Passive earth pressure of retaining wall with sloping soil surface,  $c=0$  (Baek, 2007)

## 2.2 Coulomb의 토압이론

Coulomb의 토압이론은 파괴상태에서 생성되는 흩췌기에 작용하는 힘의 평형으로 토압을 결정하며 벽면마찰을 고려하고 있어 벽면마찰을 고려하지 않는 Rankine의 토압이론에 비해 토압의 크기와 작용방향이 달라지고 파괴면의 형상도 변하게 된다. 그러나 Coulomb은 파괴면의 형상을 편의상 평면으로 가정하였다. Fig. 2.5에서 활동파괴면(AB면)상 전단저항력( $Q$ )은 활동파괴선의 수직(법선)에 대하여 지반의 내부마찰각( $\phi$ )만큼 기울어져 작용하고 토압( $P_a$  또는  $P_p$ )은 벽체배면의 수직(법선)에 대해 벽면마찰각( $\delta$ )만큼 기울어져 작용하므로 토압은 활동파괴면과 벽체배면의 전단저항력이 최대일 때 극대가 된다.

Coulomb의 토압이론에서 활동파괴면 상의 전단저항력( $Q$ )과 토압의 크기는 모르더라도 파괴상태에서의 흩췌기 무게와 작용하는 방향을 알고 있으므로 힘의 다각형 관계를 이용하여 쉽게 합력을 구할 수 있다. Coulomb의 토압은 벽체배면지반의 경사, 벽체배면의 경사, 벽면마찰각 등 여러 영향요소에 따라 달라진다. 주동토압의 합력  $P_a$ 는 Fig. 2.5(a)와 같이 벽면 수직방향에서 아래로  $\delta$ 만큼 기울어져 작용하고( $\delta > 0$ ) 활동파괴면상 전단저항력  $Q$ 는 활동파괴면의 법선방향에서 아래로  $\phi$ 만큼 기울어져 작용한다( $\phi > 0$ ). 수동토압의 경우는 Fig. 2.5(b)와 같이 작용방향이 반대로 된다( $\delta < 0$ ,  $\phi < 0$ ). Coulomb의 극한토압은 수동상태에서는 최소토압이고 주동상태에서는 최대토압이다. 즉 수동토압의 경우 실제파괴면은 벽체에 작용하는 토압이 최소가 되는 파괴면이고 주동토압의 경우 실제파괴면은 벽체에 작용하는 토압이 최대가 되게하는 파괴면이다.

Coulomb 토압이론 역시 몇 가지 기본적인 가정을 가지고 있다. 뒤채움 지반은 사질토로 벽체의 뒷굽 하단을 중심으로 회전하면서 흩췌기가 생성된다. 파괴면은 직선이며 활동파괴면에서는 마찰이 손실 없이 작용하고 저항력( $Q$ )은 활동파괴선의 법선에 대해 내부마찰각  $\phi$ 만큼 기울어져 작용한다. 그리고 벽면과 지반 사이의 벽면마찰을 고려하고 있다. 주동토압에서는 파괴면을 직선으로 가정하여도 오차가 크지 않으나 수동파괴면을 직선으로 가정하면 수동토압은 실제보다 더 크게 된다.

벽체가 배면방향으로 변위하면 Fig. 2.5(b)와 같이 우상향으로 밀려올라가는 흙썰기 ABC가 형성된다. 이때 벽체에 작용하는 토압이 최소가 되고 지반의 저항력이 최대로 발휘되는(또는 지반강도에 도달한) 파괴면 AB를 수동파괴면이라고 하고 이때의 토압을 수동토압(passive earth pressure)이라 한다.

수동토압 합력  $P_p$  는 벽면의 법선방향에 대해 위로  $\delta$ 만큼 기울어서 작용하고 활동파괴면상의 저항력  $Q$ 는 활동파괴면의 법선에 대해서 위로  $\phi$ 만큼 기울어서 작용한다. Fig. 2.5(b)의 힘의 다각형에서 수동토압 합력  $P_p$  는 Eq. (2.9)와 같다.

$$P_p = W \frac{\sin(\theta + \phi)}{\sin(90 + \alpha - \delta - \theta - \phi)} \quad (2.9)$$

이때  $\theta, \delta, \alpha$ 가 일정하다면 수동토압  $P_p$  는 각도  $\theta$ 에 따라 달라지며  $P_p$ 가 최소가 되는 파괴면 즉 수동파괴면의 경사각  $\theta$ 가  $dE/d\theta = 0$ 이 되는 조건에서 Coulomb의 수동토압  $P_p$ 가 구해진다.

$$\begin{aligned} P_p &= \frac{1}{2} \gamma h^2 \left[ \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \right] \\ &= \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p \end{aligned} \quad (2.10)$$

여기서,  $K_p$  는 Coulomb의 수동토압계수이고 Eq. (2.11)으로 나타낸다.

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.11)$$

수동토압의 분포는 심도에 따라 선형적으로 삼각형 분포로 가정하므로 수동토압의 작용점은  $H/3$ 이고 작용방향은 벽체 배면의 수직선(법선)과  $-\delta$ (시계방향)만큼 경사지게 된다.



### 2.3 복합파괴면을 고려한 수동토압이론

Rankine은 벽면마찰이 없다고 가정하여 파괴면을 평면으로 가정하였고 Coulomb은 벽면마찰을 고려하였으나 파괴면은 역시 평면으로 가정하였다. 그러나 다양한 현장시험과 모형시험결과 실제 파괴면은 벽면에 가까운 곳에서는 벽면마찰로 인하여 곡선이 되고 지표부근에서는 평면이 되는 복합파괴면이 되며 벽면마찰각( $\delta$ )이 클수록 곡선의 영향이 더 커진다고 알려져 있다(Terzaghi and Peck, 1967).

주동토압의 경우에는 Fig. 2.6(a)과 같이 실제 파괴면과 평면파괴면이 큰 차이를 보이지 않으나 수동토압의 경우 Coulomb이 평면파괴면으로 가정한 토압은 실제 파괴면에서 발생하는 토압보다 크게 산정되어 불안전측의 설계가 될 수 있다(Fig. 2.6(b)). 특히 벽면마찰각이 증가함에 따라 실제 파괴면과 점차 큰 차이를 나타내게 되어  $\delta > \frac{\phi}{3}$ 이 되면 실제 파괴면은 심하게 곡면형상이 된다. 그러므로 파괴면을 평면으로 가정하는 Coulomb의 수동토압과의 차이는 급속히 증가(Terzaghi, 1943)하므로 수동토압은 대수나선을 포함하는 복합파괴면으로 고려하는 것이 적절하다.

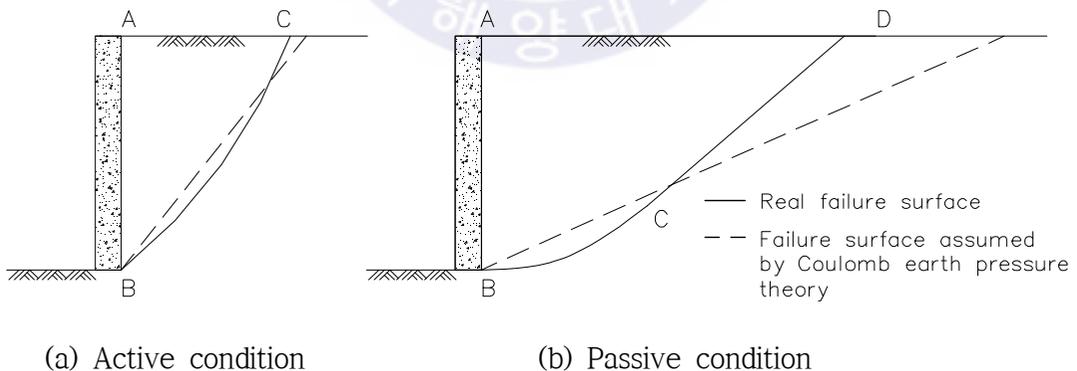


Fig. 2.6 Real failure surface and failure surface assumed by Coulomb's earth pressure theory (Chang, 2006)

Fig. 2.6(b)의 수동상태에서는 실제파괴면에 근접하는 곡선파괴면을 가정하여 수동토압을 구하기 위한 많은 이론들이 발전되어 왔으며 대부분 파괴면의 곡선부분 대수나선으로 가정하여 문제를 해결하고자 하였다. Terzaghi(1943), Terzaghi and Peck(1967), Caquot and Kerisel(1948) 등은 수동압력에 의한 벽체 배면의 파괴면을 지표면에 인접한 직선파괴면과 벽체에 접한 곡선파괴면으로 가정하고 곡선부 파괴면을 대수나선(log spiral)으로 가정하여 실제와 유사한 수동토압을 구하고자 노력하였다. 그러나 복합파괴면을 고려하는 어떤 이론도 간단한 방정식으로는 표현할 수 없어 실무에서 적용하기가 쉽지 않다.

Caquot and Kerisel(1948)의 이론은 실제 파괴면에 가깝게 가정된 복합파괴면의 토압계수를 도표로 나타내어 현장에서 기술자들이 광범위하게 적용할 수 있도록 하였다. 이 도표는 NAVFAC DM7.2(U.S. Navy, 1982)에 수록되어 있다. 이후 Kerisel and Absi(1990)는 주동 및 수동토압계수표를 발간하였으며, 이 표들은 복합파괴면을 고려하여 실제에 발생하는 수동토압에 가까운 토압을 구하려는 이들에게 많이 사용되고 있다. Table. 2.1은 대표적인 곡선부 파괴면의 가정과 연구자를 나타낸 것으로 모두 곡선부 파괴면을 대수나선(log spiral)으로 가정하고 있다.

Table 2.1 Assumptions about the curved failure surface

Investigator	Assumption on BCD (Fig. 2.6(b))
Caquot and Kerisel(1948)	Arc of log spiral
Terzaghi(1943) Terzaghi and Peck(1967)	Arc of log spiral
Janbu(1957)	Arc of log spiral
Shields and Tolunay(1973)	Arc of log spiral
Kerisel and Absi(1990)	Arc of log spiral
Duncan and Mokwa(2001)	Arc of log spiral

### 2.3.1 대수나선(log spiral)이론에 의한 수동토압

Fig. 2.7은 복합과괴면에서 곡선부를 대수나선으로 가정하여 수동토압을 산정하는 방법이다. Fig. 2.7은 과괴면의 하부에 지하수위가 있는 점착성 흙이 벽체의 AB면에 접하여 밀리는 경우에 대한 것으로 흙의 전단강도는 Eq. (2.12)로 구할 수 있다.

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (2.12)$$

벽체 배면은 수평,  $\delta$ 는 벽면마찰각,  $C_a$ 는 흙과 벽면 사이의 부착력의 합력 그리고 BDE는 실제 활동면으로 곡선부 BD와 직선부 DE로 구성된다. 이등변 삼각형 ADE는 Rankine의 수동상태에 있으므로 연직면 DF에는 전단력이 작용하지 않으며 이 연직면에는 Rankine 수동토압  $P_d$ 가 수평으로 작용하고 Eq. (2.13)으로 나타낼 수 있다. 직선과괴면부의 삼각형 ADE는 Rankine zone, 곡선부 ABD는 Prandtl zone으로 불린다(Duncan and Mokwa, 2001).

$$P_d = \frac{1}{2} \gamma (\overline{DF})^2 \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c (\overline{DF}) \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.13)$$

토체 ABDF에 작용하는 힘은 자중  $W$ , DF면에 작용하는 Rankine의 수동토압  $P_d$ , 곡선 BD면 작용하는 점착력의 합력  $C$ , 흙과 벽면 AB 사이의 부착력  $C_a$ , BD면에 작용하는 마찰력과 수직력의 합력  $F$  그리고 모든 수직력과 마찰력의 합력인 수동토압 합력  $P_p$ 으로 구성된다.  $P_p$ 의 작용점 위치를 모르므로  $P_p$ 를  $[P_p]_I$ 과  $[P_p]_{II}$ 의 두 힘으로 나누어 생각한다. 두 힘은 벽면의 수직(법선)에 대하여  $\delta$ 만큼 기울어져 작용한다.  $[P_p]_I$ 은 자중에 의한 마찰력과 토괴 ABDF의 자중( $W$ )과 평형을 유지하고  $[P_p]_{II}$ 는 활동에 의한 과괴면의 점착력과 자중 외의 힘에 의한 마찰력과 평형을 유지한다.  $[P_p]_I$ 의 작용점은 AB면 하부 1/3지점이고,  $[P_p]_{II}$ 의 작용점은 중간이다. 이 힘들의 각 작용점과 방향을 알고 있으므로 각 힘을 별도로 구한 다음 두 힘의 합력을 구하면 그 값이 수동토압 합력  $P_p$ 가 된다.

대수나선곡선을 구하기 위한 방정식은 Eq. (2.14)과 같다.

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (2.14)$$

Fig. 2.7에서 대수나선 곡선은 D에서 평면과 파괴면 DE와 접하므로 대수나선의 중심  $O$ 는 수평면과  $45^\circ - \frac{\phi}{2}$  기울어진 직선  $AD'$ 상에 있어야 한다. Eq. (2.14)에 의하면 대수나선곡선 상의 모든 점에서 이곡선의 법선과  $\phi$ 을 이루는 직선은 중심  $O$ 를 지나게 된다.  $\phi$ 는 내부마찰각이기 때문에 대수나선곡선  $BD$ 상에 작용하는 수직력과 마찰저항력의 합력  $F$ 의 작용선은 파괴면의 수직(법선)에 대하여  $\phi$ 의 각을 이루며 나선의 중심  $O$ 를 지나게 된다.

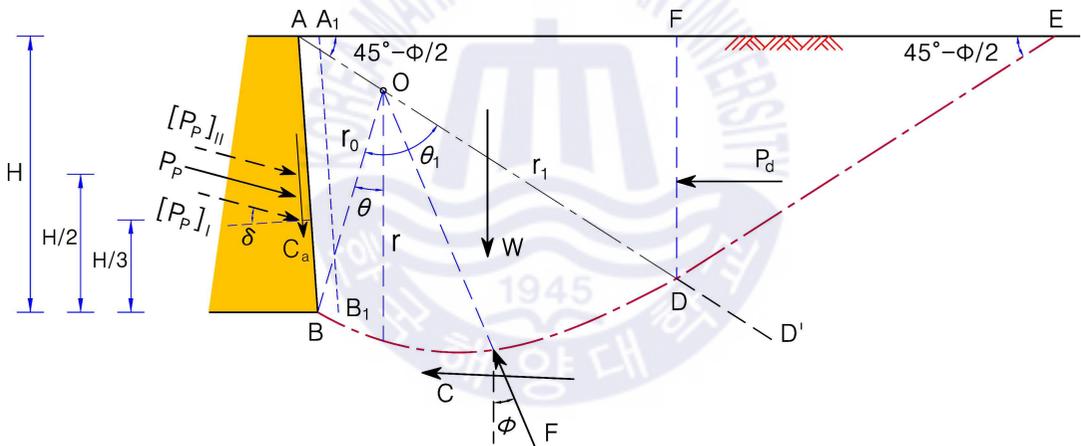


Fig. 2.7 Diagram illustrating assumptions on which theory of passive earth pressure against rough contact faces is based

### (1) $[P_p]_I$ 의 결정

$[P_p]_I$ 은  $c=0$ 인 경우의 수동토압 합력  $P_p$ 로 Fig. 2.8(a)에서 임의 선택된 파괴면  $BD_1E_1$ 인 중심  $O_1$ 을 지나는 대수나선  $BD_1$ 과 수평면에  $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ 만큼 기울

어진 직선  $D_1E_1$ 으로 구성된다.  $[P_1]_I$  는 이 면에서 활동이 발생되기 위한 수평 압력이다.  $[P_{d1}]_I$  는 선분  $F_1D_1$  의 아래에서 1/3위치에 작용하고 Eq. (2.15)로 표현된다.

$$[P_{d1}]_I = \frac{1}{2} \gamma H_{d1}^2 \tan^2 (45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (2.15)$$

중심점  $O_1$ 에 대한  $[F_1]_I$  의 모멘트는 0이므로 모멘트 평형조건에 의해 Eq. (2.16)과 같이  $[P_1]_I$ ,  $[P_{d1}]_I$ ,  $W_1$  과  $[F_1]_I$  의 모멘트를 구할 수 있다.

$$[P_1]_I \cdot l_1 = W_1 \cdot l_2 + [P_{d1}]_I \cdot l_3 \quad \text{이므로}$$

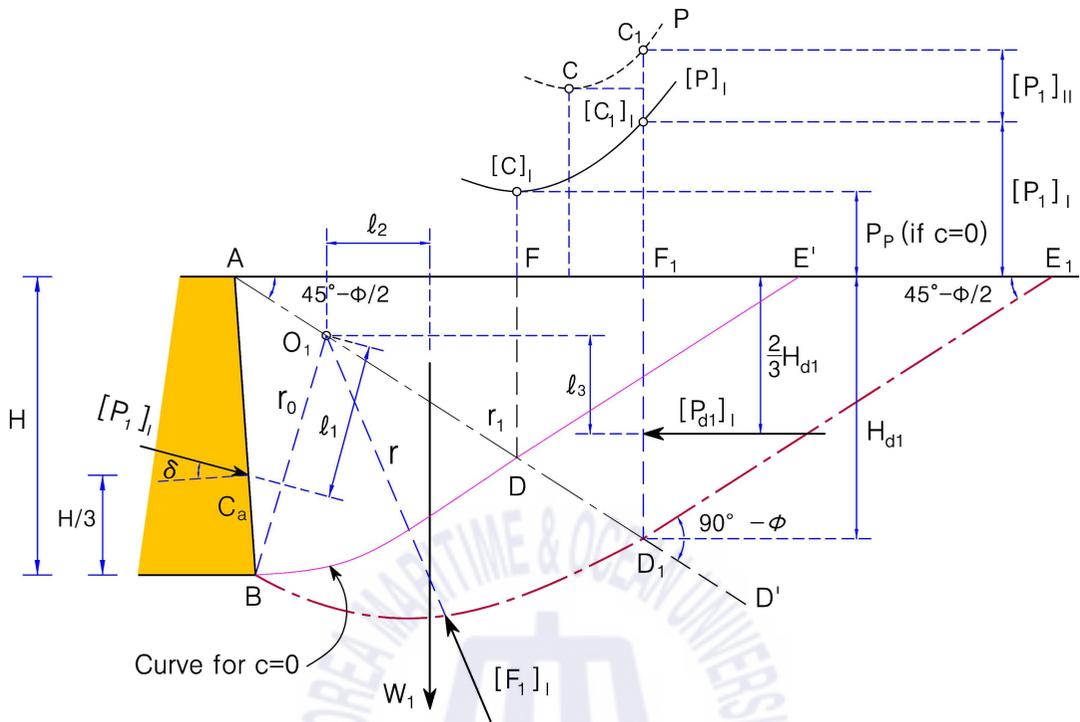
$$[P_1]_I = \frac{1}{l_1} (W_1 \cdot l_2 + [P_{d1}]_I \cdot l_3) \quad (2.16)$$

$[P_1]_I$  값은 Fig. 2.8(a)의  $F_1$  위쪽으로 축척을 맞추어  $[C_1]_I$ 로 표시하였다. 임의로 선정한 여러 가상파괴면에 대해서도 동일하게 반복계산하면  $[C_1]_I$  과 같은 점들을 통해 곡선  $[P]_I$  이 그려진다. 만약 점착력이 없다면 수동토압 합력  $P_p$  의 두 번째 항목  $[P_p]_{II}$  는 0이 되고 수동토압 합력  $P_p$  는 곡선  $[P]_I$  의 최소값인 점  $[C]_I$ 로 표현되며 파괴면은 점  $[C]_I$ 에서 수직으로 선분  $AD'$ 상에 내린 점 D를 통과한다. 즉 수동토압합력  $P_p$  는  $AD'$  면상에 여러 개의 대수나선 중심  $O$ 를 설정하여 구한 복합파괴면 중 최소치가 수동토압 합력( $P_p$ )이 된다.

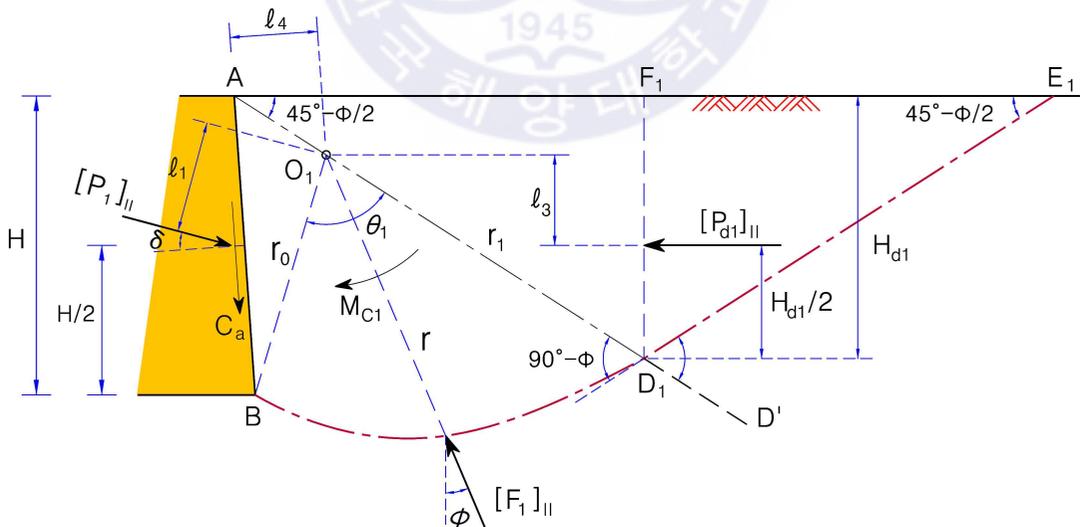
## (2) $[P_p]_{II}$ 의 결정

점착력을 고려하는 경우 흙 자중의 영향을 제거( $\gamma=0$ )하여  $[P_p]_{II}$  를 구할 수 있다.  $[P_1]_{II}$  를 계산하기 위해 Fig. 2.8(b)에 제시된 임의파괴면  $BD_1E_1$ 과 관련된 힘들을 고려하여야 한다.  $[P_{d1}]_{II}$  값은 상재하중이 없고( $q=0$ )  $H=H_{d1}$ 인 경우에 대하여 점착력을 고려한 Rankine의 수동토압 식을 이용하여 Eq. (2.17)을 구할 수 있다.

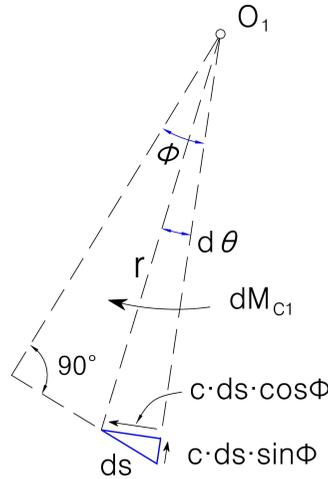
$$[P_{d1}]_{II} = 2cH_{d1} \tan (45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (2.17)$$



(a) Forces entering into computation of component due to weight of soil, neglecting cohesion



(b) Forces entering into computation of component due to friction and cohesion, neglecting weight of soil



(c) Diagram illustrating computation of moment due to cohesion

Fig. 2.8 Log spiral method for determining passive earth pressure

$[P_{d1}]_{II}$  는  $D_1 F_1$  면의 1/2 위치에 수평으로 작용한다. 곡선  $BD_1$ 에서 점착력에 의한 영향은  $ds$ 의 길이를 가지는 대수나선의 한 미소요소를 고려하여 구할 수 있다. Fig. 2.8(c)에서 길이  $ds$ 에 작용하는 점착력은  $c \cdot ds$ 이다.  $c \cdot ds$ 의 반경  $r$ 에 수직인 방향의 분력은  $c \cdot ds \cdot \cos\phi$ 이고  $ds = \frac{r \cdot d\theta}{\cos\phi}$ 이므로 점  $O_1$ 에 대한 점착력  $c \cdot ds$ 의 모멘트는 Eq. (2.18)로 나타낼 수 있다.

$$dM_c = r \cdot c \cdot ds \cdot \cos\phi = r \cdot c \cdot \frac{r \cdot d\theta}{\cos\phi} \cdot \cos\phi = c \cdot r^2 \cdot d\theta \quad (2.18)$$

그리고  $BD_1$ 에 작용하는 총점착력의  $O_1$ 에 대한 모멘트는 Eq. (2.19)과 같다.

$$M_{c1} = \int_0^{\theta_1} dM_c = \int_0^{\theta_1} c \cdot r^2 \cdot d\theta = \int_0^{\theta_1} c \cdot r_0^2 \cdot e^{2\theta \tan\phi} \cdot d\theta \quad \text{이며}$$

$$\therefore M_{c1} = \frac{c}{2 \tan\phi} \cdot (r_1^2 - r_0^2) \quad (2.19)$$

그러므로  $O_1$ 점을 지나는 힘  $[F_1]_{II}$  의 모멘트 평형조건에 따라 Eq. (2.20)를 구할 수 있다.

$$[P_1]_{II} \cdot l_1 = M_{c1} + [P_{d1}]_{II} \cdot l_3 - C_a \cdot l_4 \quad \text{에서}$$

$$[P_1]_{II} = \frac{1}{l_1} (M_{c1} + [P_{d1}]_{II} \cdot l_3 - C_a \cdot l_4) \quad (2.20)$$

$[P_1]_{II}$ 의 값은 Fig. 2.8(a)에서 축척에 따라 점  $[C_1]_I$  위의  $C_1$ 에 표시된다.  $[P_1]_I$ 와  $[P_1]_{II}$  값은 동일한 가상과괴면  $BD_1E_1$ 에 작용하는 대표적인 저항 값이므로  $C_1$ 은 이 면에서 활동을 발생시키는 대푯값이 된다. 즉  $[P]_{II}$  값은 임의 가상과괴면에서 구할 수 있고 곡선  $P$ 는 점  $C_1$  등을 통해서 그려진다. 수동토압 합력  $P_p$ 는 곡선  $P$ 에서 최소가 되는 값으로 활동면은  $AD'$ 선 위의 한 점을 지나 곡선  $P$ 에서 선분  $AE_1$ 에 가장 근접한 점  $C$ 가 된다. 벽면에 저항하는 총 힘은 수동토압 합력  $P_p$ 와 부착력  $C_a$ 의 합력이다. 다시 말하면 제2, 제3, ... 가상과괴면에 대하여  $[P_2]_{II}$ ,  $[P_3]_{II}$  ...을 구하면  $C_2$ ,  $C_3$  ...를 지나는 토압선을 그릴 수 있고 이 토압선  $P$ 에서 최소가 되는  $C$ 가 수동토압 합력  $P_p$ 가 된다.

Eq. (2.16)와 Eq. (2.20)로부터 점착성 흙에서의 수동토압은  $P_p = [P_p]_I + [P_p]_{II}$ 가 되며 점착력이 없는 사질지반에서는  $[P_p]_{II} = 0$ 이 되므로 비점착성 흙에서의 수동토압 합력  $P_p$ 는 Eq. (2.21)이 된다.

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{p(\log \text{ spiral})} \quad (2.21)$$

여기서,  $K_{p(\log \text{ spiral})}$  : 대수나선 과괴면을 고려한 수동토압계수

Fig. 2.9는 뒤채움은 평면이고 벽체배면은 연직( $\beta = 90^\circ$ )인 경우의 대수나선이론에 의한 수동토압계수  $K_{p(\log \text{ spiral})}$  그래프를 나타낸 것이다.

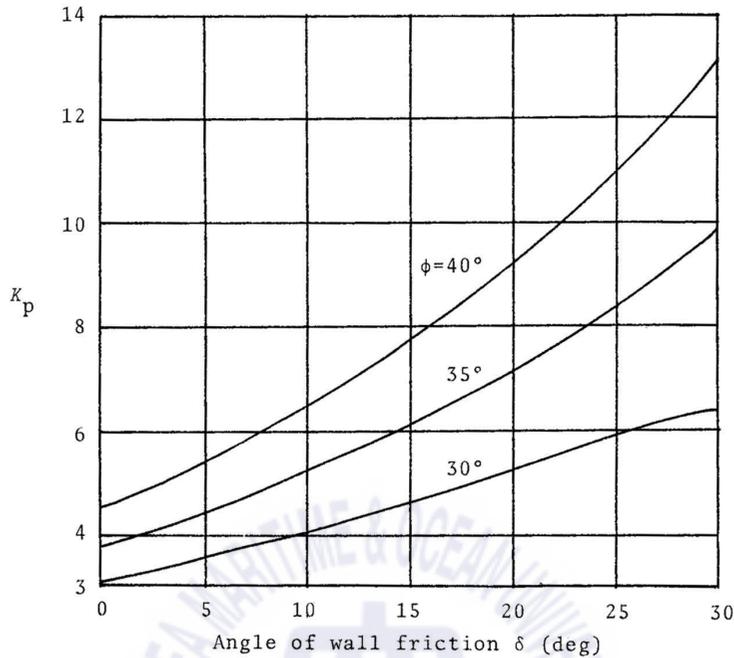


Fig. 2.9 Variation of  $K_p$  obtained from Terzaghi and Peck's method (vertical back face of wall ( $\beta = 90^\circ$ ) and horizontal granular backfill) (Das, 1987)

Table 2.2는 수동토압을 구하는 세 가지 이론인 Rankine, Coulomb 그리고 Log spira이론에 대하여 Duncan and Mokwa(2001)가 제시한 이점과 한계를 요약하여 나타낸 것이다. Table 2.2에서는 대수나선(log spiral)법을 세 가지 방법으로 나누었는데 첫 번째 가장 쉬운 방법은 대수나선(log spiral)이론에 의한 수동토압계수의 표나 그래프를 사용하는 것으로 이것은 Caquot and Kerisel(1948)에 의한 NAVFAC D.M 7.2(U.S. Navy, 1982)에 수록된 것과 Kerisel and Absi(1990)의 토압계수표를 이용하는 것이다. 이 도표와 표의 제약은 단순한 조건에만 적용되며 지반의 점착력을 고려하지 않았다는 것이다. 두 번째 대수나선(log spiral)이론을 적용하는 일반적인 방법은 Terzaghi(1943), Terzaghi and Peck(1996)이 제시한 방법으로 앞 절에서 설명하였다. 하지만 이러한 시행착기 방법으로 결과값을 구하는 방법은 상당한 시간과 노력이 필요하다. 세 번째 수치 분석방법으로 Duncan and Mokwa(2001)는 대수나선(log spiral)이론을 기반으로

Excel 스프레드시트를 사용하여 프로그램 PYCAP을 개발하여 풀이에 필요한 노력을 최소화하고자 하였으나 이 프로그램은 벽체 수직, 배면 수평 그리고 작용 하중은 등분포하중으로 한정되어 연구용으로 주로 사용되었다.

Table 2.2 Advantages and limitations of passive earth pressure theories  
(Duncan and Mokwa, 2001)

Theory		Advantages	Limitations
Rankine		Simplest method	It is assumed that $\delta = i$ , where $i$ = inclination of ground surface; applies only to simple conditions (planar ground surface, uniform surcharge, homogeneous soil)
Coulomb		Applicable for any value of wall friction $0 \leq \delta \leq \phi$ easy to apply through charts, tables, or formulas; can account for more complex conditions (irregular ground surface, nonuniform surcharge, nonhomogeneous soil conditions) through graphical analyses	Passive pressures are too high for values of $\delta > 0.4\phi$ ; complex conditions require graphical analyses
Log spiral	Charts & tables	Accurate for any value of $\delta$ ; easy to apply	Applicable only to simple conditions; does not accommodate cohesive component of shear strength
	Graphical solution	Accurate for any value of $\delta$ ; can accommodate cohesive as well as frictional soil strength; is applicable to complex conditions.	Requires complex graphical analyses
	Numerical solution	Accurate for any value of $\delta$ can accommodate cohesive as well as frictional strength; with Ovesen's correction, accounts for 3D effects	Computer program such as PYCAP is needed; PYCAP is only applicable to simple conditions (level ground, vertical wall, uniform surcharge, and homogeneous soil)

### 2.3.2 Caquot and Kerisel

Caquot and Kerisel(1984)은 기술자들이 현장에서 쉽게 적용할 수 있도록 토압계수 도표를 만들어 벽면마찰이 있는 벽체에 대수나선(log spiral)법을 이용하여 토압계수를 구하였다. NAVFAC DM7.2(U.S. Navy, 1982)에 수록되어있는 Caquot and Kerisel(1948)의 복합과괴면에 대한 도표의 사용방법은 다음과 같다.

#### (1) 경사진 벽면, 뒤채움면 수평인 경우

Fig. 2.10(a)와 같이 벽체 배면은 경사를 가지며 뒤채움은 수평인 경우에 대해서 단위 폭당 작용하는 수동토압 합력은 Eq. (2.22)로 계산할 수 있다.

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_p \quad (2.22)$$

여기서,  $K_p$  = 수동토압계수(Caquot and Kerisel)

Fig. 2.10(b) 도표를 이용하여 Caquot and Kerisel(1948)의  $K_p$ 를 구할 수 있는데, 이때  $K_p$ 는  $\delta'/\phi' = 1$ 일 때이므로 만약  $\delta'/\phi' \neq 1$ 인 경우는  $\delta'/\phi' = 1$  도표에서 구해진  $K_p$ 에 Table 2.3에 제시된  $\delta'/\phi'$ 의 비율에 따른 감소계수  $R'$ 을 곱하여 주어야 한다. Caquot and Kerisel(1948)의 도표를 이용하여 수동토압계수( $K_p$ )를 구하기 위해서는  $\delta'$ 과  $\phi'$  결정하여  $\delta'/\phi'$ 를 계산하고 계산된  $\delta'/\phi'$ 로 Table 2.3의 감소계수  $R'$ 을 결정하고 Fig. 2.10(b) 도표에서  $\delta'/\phi' = 1$ 에 대응되는  $\alpha$ 에 대한  $K_p$ 를 결정하면 최종적으로 수동토압계수  $K_p = R' \cdot K_{p(\delta'/\phi'=1)}$ 을 구할 수 있다.



Table 2.3 Caquot and Kerisel's reduction factor ( $R'$ ) of  $K_p$

$\phi'$	$\delta'/\phi'$							
	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0
10	0.978	0.962	0.946	0.929	0.912	0.898	0.881	0.864
15	0.961	0.934	0.907	0.881	0.854	0.830	0.803	0.775
20	0.939	0.901	0.862	0.824	0.787	0.752	0.716	0.678
25	0.912	0.860	0.808	0.759	0.711	0.666	0.620	0.574
30	0.878	0.811	0.746	0.686	0.627	0.574	0.520	0.467
35	0.836	0.752	0.674	0.603	0.536	0.475	0.417	0.362
40	0.783	0.682	0.592	0.512	0.439	0.375	0.316	0.262
45	0.718	0.600	0.500	0.414	0.339	0.276	0.221	0.174

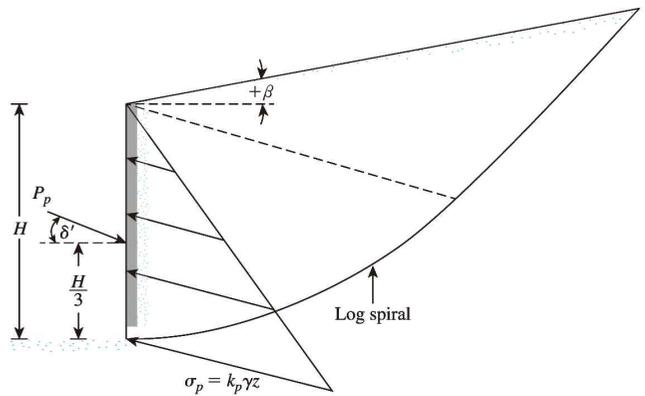
(2) 경사진 뒤채움, 벽면 수직인 경우

Fig. 2.11(a)와 같이 벽체 배면은 수직이며 사질토로 뒤채움된 경사진 뒤채움인 경우에 대해서 단위 폭당 작용하는 수동토압은 Eq. (2.23)로 계산할 수 있다.

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \quad (2.23)$$

여기서,  $K_p$  = 수동토압계수(Caquot and Kerisel)

Fig. 2.11(b) 도표를 이용하여  $\delta'/\phi' = 1$ 일 때 Caquot and Kerisel(1948)의  $K_p$ 를 구할 수 있다. 만약  $\delta'/\phi' \neq 1$ 인 경우는  $\delta'/\phi' = 1$  도표에서 구해진  $K_p$ 에 Table 2.3에 제시된  $\delta'/\phi'$ 의 비율에 따른 감소계수  $R'$ 을 곱하여 주어야 한다. 비슷한 방법으로 수동토압계수를 구하기 위하여 먼저  $\beta/\phi'$ 를 결정하고 Fig. 2.11(b) 도표에서  $\phi'$ 과  $\beta/\phi'$ 를 이용하여  $\delta'/\phi' = 1$ 인  $K_p$ 를 결정하고 Table 2.3에서  $\delta'/\phi'$ 에 따른 감소계수  $R'$ 을 찾아 최종 수동토압계수  $K_p = R' \cdot K_{p(\delta'/\phi'=1)}$ 를 산정한다.



(a)

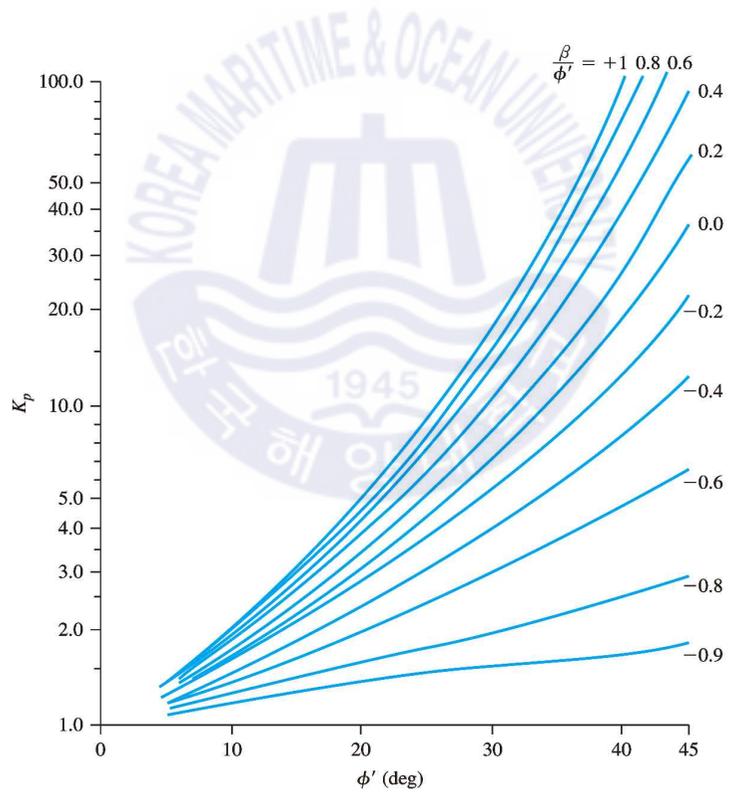


Fig. 2.11 Caquot and Kerisel's solution for  $K_p$  at vertical back face of wall and sloping backfill (after Das, 2014)

### 2.3.3 Kerisel and Absi

Kerisel and Absi(1990)는 등분포하중에 대한 고려를 추가하여 수동토압계수표를 발표하였다. 이 표를 이용하여 현장에서 복합과괴면을 고려한 주동 및 수동토압을 쉽게 구할 수 있다. Kerisel and Absi의 표를 활용하기 위한 부호규약은 Fig. 2.12에 표시된 방향을 양(+)으로 한다. 그림에서  $\alpha'$ 는 뒤채움상부의 상재하중 작용경사,  $\beta$ 는 수평을 기준으로 한 뒤채움의 경사 그리고  $\delta$ 는  $OB$ 면에 작용하는 토압의 경사를 나타낸다.

Kerisel and Absi(1990)의 토압계수표는 비점착성 흙에서 Coulomb의 한계평형 기준을 따르며 벽체에 작용하는 토압은  $\delta$  만큼 일정하게 기울어져 있다고 가정하고 벽체에 작용하는 토압은 삼각형 분포이며 상부에서 0이 되고 바닥에서 1/3지점에 합력이 작용한다. Kerisel and Absi(1990)는 등분포상재하중을 고려한 토압계수도 제시하였으나 본 논문에서는 설명을 하지 않도록 한다.

이상과 같은 내용을 기준으로 하여 Kerisel and Absi(1990)가 제안한 방대한 토압계수의 Table 중 벽체 배면은 수직( $\alpha=0^\circ$ )이고 뒤채움의 경사는 수평( $\beta=0^\circ$ )이며 배면 상재하중과 점착력이 없는 사질토에서  $10^\circ \leq \phi \leq 40^\circ$  사이의 내부마찰각을 가지는 흙의 수동토압계수를 정리하면 Table 2.4와 같다.

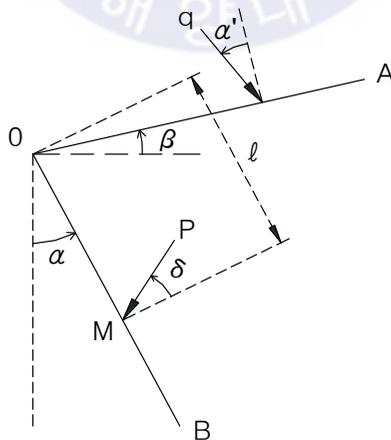


Fig. 2.12 Sign convention of Kerisel and Absi's solution for  $K_p$

Table 2.4 Coefficient of Kerisel and Absi's passive earth pressure  
 (case of  $\alpha=0^\circ$ ,  $\beta=0^\circ$ ,  $c=0$ )

$\delta/\phi$	Internal frictional angle, $\phi$ ( $^\circ$ )							
	10	15	20	25	30	35	40	45
0.00	1.42	1.70	2.05	2.45	3.00	3.70	4.50	5.80
0.33	1.51	1.88	2.40	3.10	4.00	5.40	7.60	11.00
0.50	1.55	1.97	2.55	3.40	4.60	6.50	9.50	15.00
0.66	1.59	2.05	2.75	3.70	5.30	8.00	12.00	20.00
1.00	1.66	2.20	3.10	4.40	6.50	10.50	18.00	35.00



## 제 3 장 수동토압 비교 분석

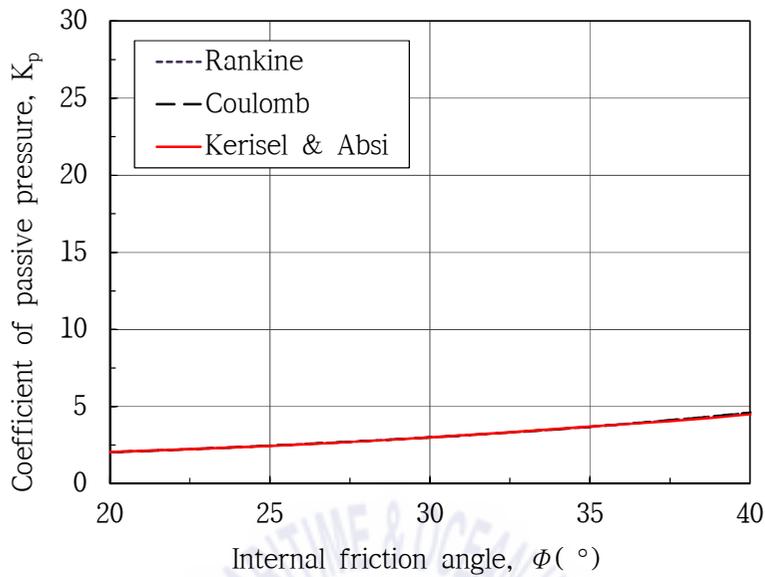
본 장에서는 제2장에서 소개된 세 가지의 토압이론을 사용하여 강성벽체 배면은 수직이고 뒤채움은 수평이며 비점착성( $c=0$ ) 흙의 조건에 대하여 수동토압계수와 수동토압 합력을 계산하여 이론별로 비교·분석하였다.

### 3.1 수동토압계수 비교

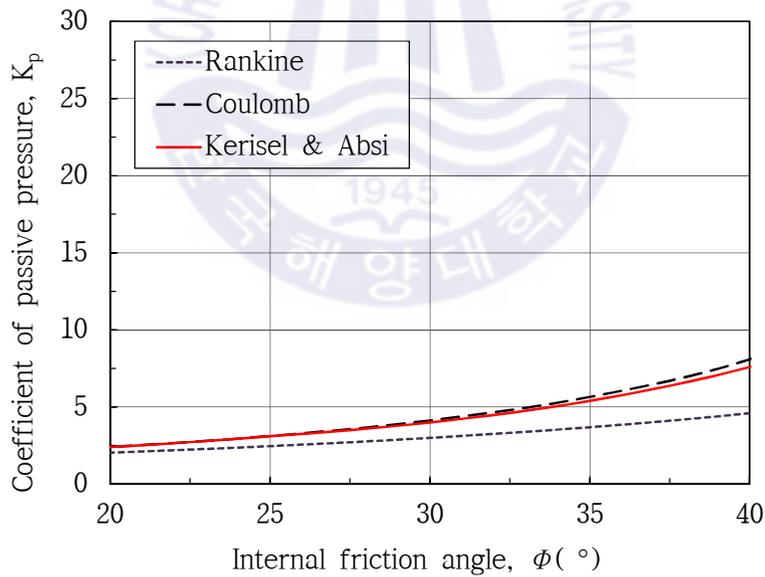
Fig. 3.1은 Rankine과 Coulomb의 수동토압계수 산정식과 Kerisel and Absi의 수동토압계수표를 사용하여 벽면마찰각( $\delta$ )과 내부마찰각( $\phi$ )의 비( $\delta/\phi$ )에 따른  $\phi$ 와  $K_p$ 의 상관관계를 나타낸 것이다. Fig. 3.1(a)의  $\delta/\phi=0$ (벽면마찰이 없는 경우)인 경우 세 가지 이론은 모두 같은 수동토압계수 값을 나타내었다. Fig. 3.1(b)의  $\delta/\phi=0.33$ 인 경우 Coulomb과 Kerisel and Absi의 수동토압계수( $K_p$ )는 유사한 값을 보였다.

수동토압은 파괴에 저항하는 힘으로 Rankine의 수동토압계수는 일반적으로 실제보다 작다고 알려져 있으며 Fig. 3.1(b) ~ (d)는  $\delta > 0$ (벽면마찰이 있는)인 경우로 벽면마찰을 고려하지 않고 파괴면을 직선으로 가정하는 Rankine의 수동토압계수( $K_p$ ) 값이 가장 작고 벽면마찰을 고려하면서 파괴면을 직선으로 가정하는 Coulomb값이 가장 크게 나타났으며 벽면마찰을 고려하면서 복합파괴면을 가정하는 Kerisel and Absi의 값이 중간에 분포하였다.

Fig. 3.2는 x축을 벽면마찰각( $\delta$ ) y축을 수동토압계수( $K_p$ )로 하여 내부마찰각( $\phi$ )을  $20^\circ$ ,  $25^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $35^\circ$ 에 따라 벽면마찰각( $\delta$ )과 수동토압계수( $K_p$ )의 변화를 그래프를 나타낸 것이다. Fig. 3.2에서 Kerisel and Absi의 값은 수동토압계수의 범위가  $\delta/\phi = 0 \sim 1$ 까지 이므로  $\delta=\phi$ 인 경우의 값까지만 나타나고 Rankine의 수동토압계수는 벽면마찰을 고려하지 않으므로 내부마찰각( $\phi$ )이 일정하게 나타난다. 벽면마찰각  $\delta > 0$ 인 경우 내부마찰각( $\phi$ )이 커짐에 따라 세 가지 이론의 차이는 크게 벌어지며 Terzaghi et al.(1996)는  $\delta > \phi/3$ 이 되면 Coulomb의 수동토압계수의 오차는 급속히 증가한다고 하였다.

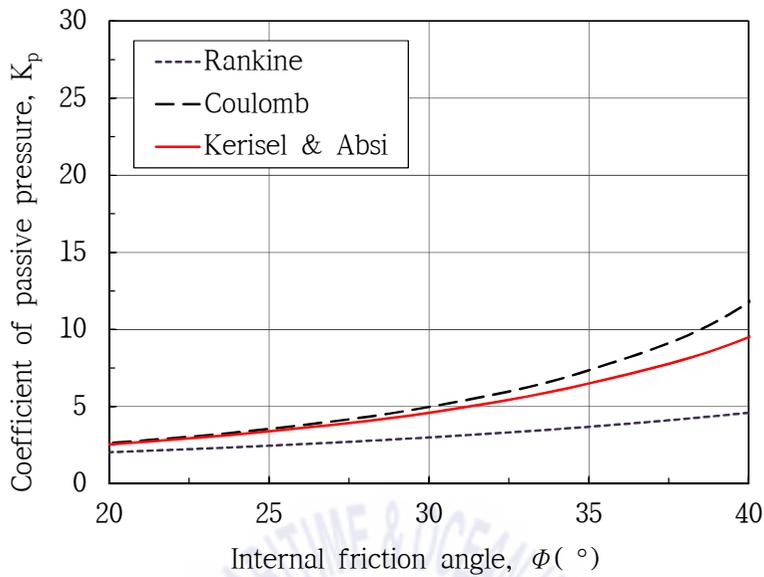


(a)  $\delta/\phi = 0$

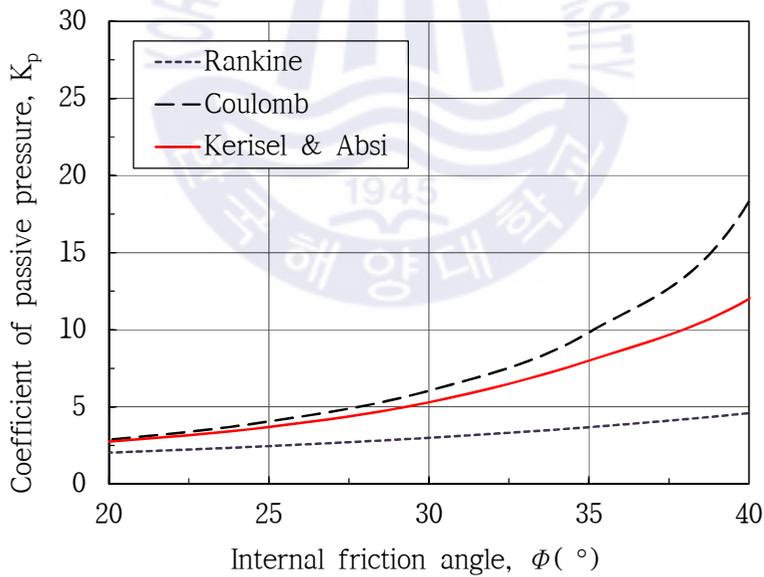


(b)  $\delta/\phi = 0.33$

Fig 3.1 Coefficients of Rankine's, Coulomb's and Kerisel-Absi's passive earth pressure for internal friction angle

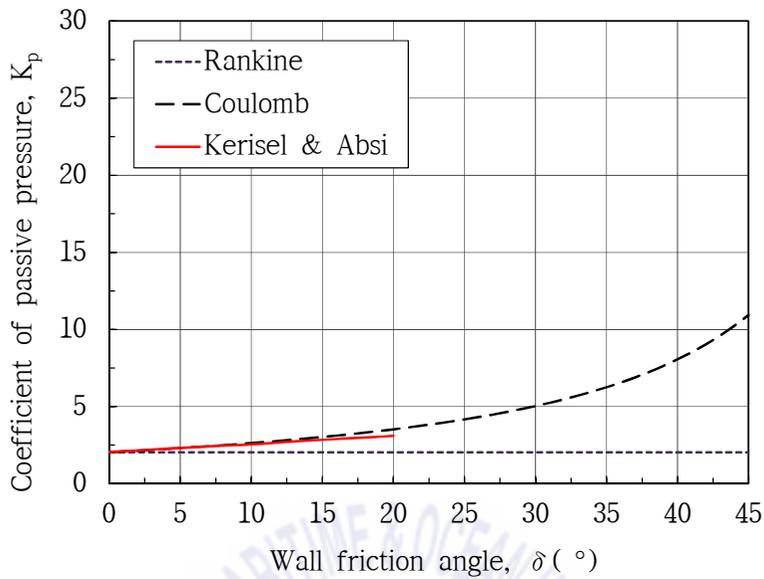


(c)  $\delta/\phi = 0.50$

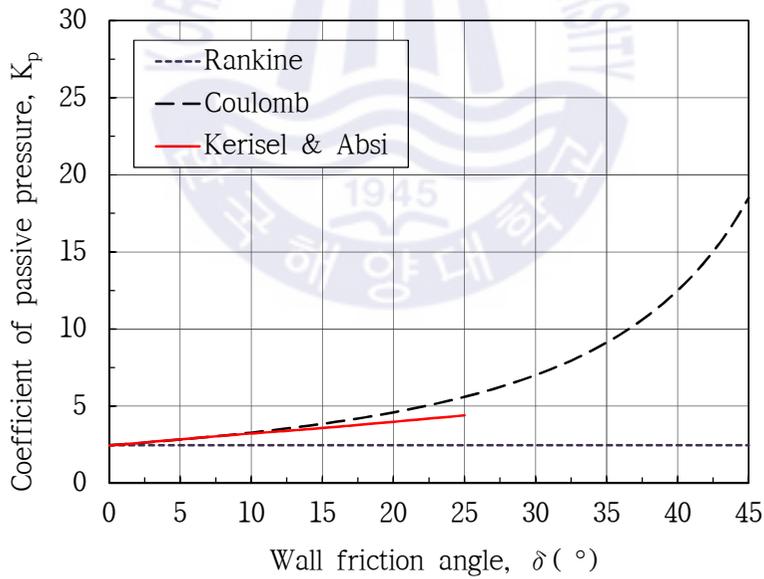


(d)  $\delta/\phi = 0.66$

Fig 3.1 Coefficients of Rankine's, Coulomb's and Kerisel-Absi's passive earth pressure for internal friction angle(continued)

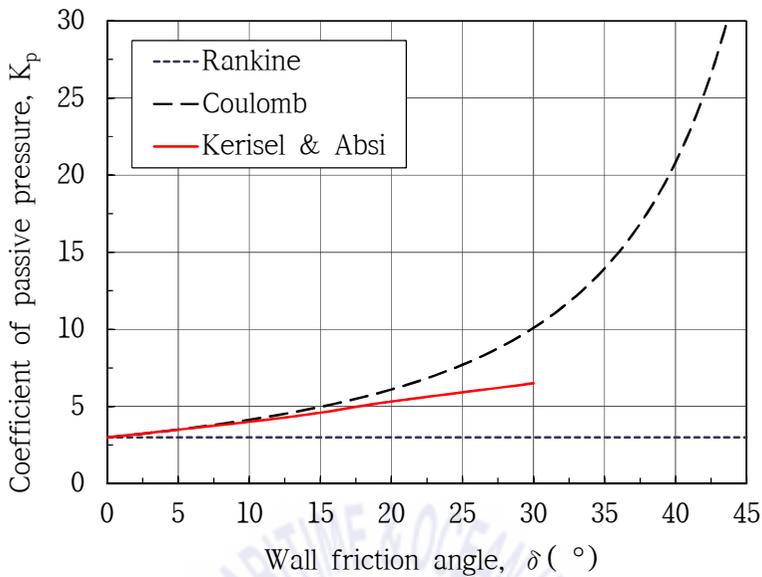


(a)  $\phi = 20^\circ$

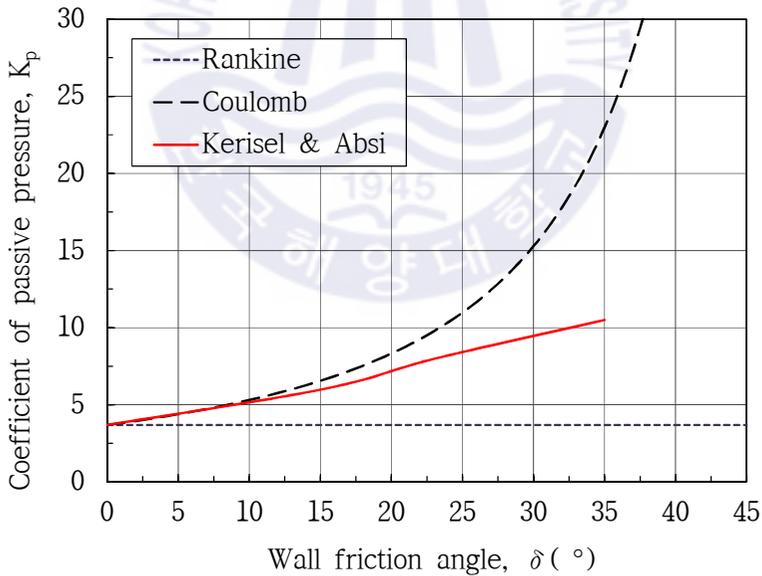


(b)  $\phi = 25^\circ$

Fig. 3.2 Coefficients of Rankine's, Coulomb's and Kerisel-Absi's passive earth pressure for wall friction angle



(c)  $\phi = 30^\circ$

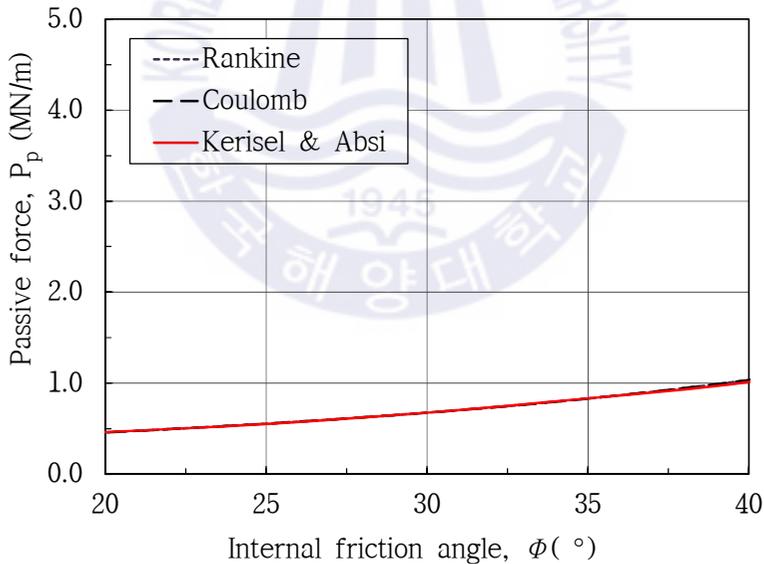


(d)  $\phi = 35^\circ$

Fig. 3.2 Coefficients of Rankine's, Coulomb's and Kerisel-Absi's passive earth pressure for wall friction angle (continued)

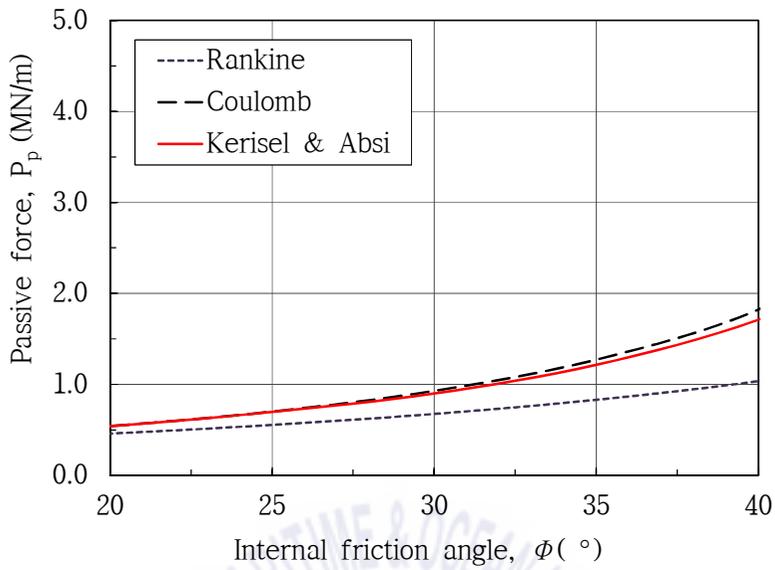
### 3.2 수동토압 합력 비교

3.1절에서 비교된 세 가지의 수동토압계수( $K_p$ )를 활용하여 수동토압 합력( $P_p$ )을 구하였다. 벽체배면은 수직, 뒤채움 경사는 수평으로 가정하고 Rankine, Coulomb 그리고 대수나선(log spiral)이론에 의한 수동토압 합력을 계산하였다. 대수나선법에 의한 수동토압은 간단한 계산을 위하여 Kerisel and Absi의 토압계수표를 활용하였다. 계산을 위하여 단위중량  $\gamma=18.0kN/m^3$ 인 사질토 뒤채움에 강성벽체  $H=5.0m$ 로 가정하여 수동토압 합력을 계산하였다. 수동토압은 지표에서 0이며 직선적으로 증가하는 것으로 하였으므로 수동토압 합력은 각 이론의 수동토압계수( $K_p$ )에 비례하는 값을 보인다. 계산 결과 3.1절의 수동토압계수 그래프와 동일한 경향을 보인다. Fig. 3.3은 세 가지 이론에 의한 수동토압 합력을 벽면마찰각( $\delta$ )과 내부마찰각( $\phi$ )의 비( $\delta/\phi$ )로 나타낸 그래프이다.

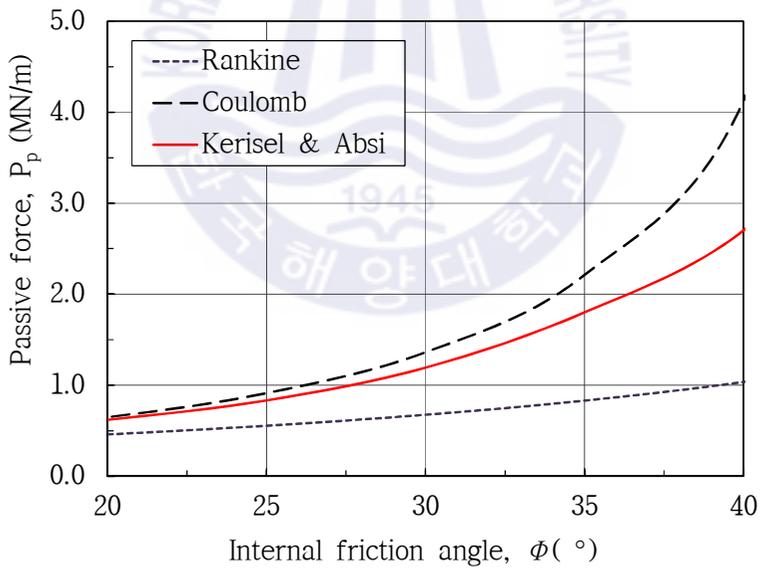


(a)  $\delta/\phi = 0$

Fig. 3.3 Passive force of Rankine's, Coulomb's and log spiral theory



(b)  $\delta/\phi = 0.33$



(c)  $\delta/\phi = 0.66$

Fig 3.3 Passive force of Rankine's, Coulomb's and log spiral theory(continued)

### 3.3 점착력을 고려한 수동토압

앞 절에서는 비점착성( $c=0$ ) 흙에 대한 수동토압계수와 수동토압 합력을 비교하였으나 실제 현장에서 접하는 뒤채움 흙은 점착력( $c$ )과 내부마찰각( $\phi$ )을 함께 가지는 경우가 많다. 본 절에서는 대수나선이론을 이용하여 내부마찰각( $\phi$ )의 변화에 따라 점착력을  $c=0$ 과  $c=10MPa$ 의 두 경우로 가정하고 계산되는 수동토압을 비교하여 수동토압 합력의 크기 변화를 확인하였다.

대수나선이론에서 흙의 단위중량( $\gamma$ ), 상재하중( $q$ ) 그리고 점착력( $c$ )을 각각 고려하여 수동토압( $P_p$ )를 나타내면 Eq. (3.1)과 같다.

$$P_p = K_{p\gamma} \frac{\gamma H^2}{2} + K_{pc} cH + K_{pq} qH \quad (3.1)$$

여기서,  $K_{p\gamma}$  : 흙의 단위중량( $\gamma$ )에 의한 수동토압계수

$K_{pc}$  : 점착력( $c$ )에 의한 수동토압계수

$K_{pq}$  : 연직 상재하중( $q$ )에 의한 수동토압계수

$H$  : 벽체의 높이

$K_{pc}$ 는  $K_{pq}$ 와의 관계에서(Caquot, 1934) Eq. (3.2)로 구할 수 있다.

$$K_{pc} = \frac{1}{\tan \phi} \left[ K_{pq} - \frac{1}{\cos \delta} \right] \quad (3.2)$$

여기서,  $\phi$  : 흙의 내부마찰각,  $\delta$  : 벽면마찰각

Eq. (3.1)과 Eq. (3.2)를 바탕으로 Terzaghi(1943)가 제안한 대수나선이론을 운동학적(kinematical) 접근법으로 계산하여  $K_{p\gamma}$ ,  $K_{pc}$ ,  $K_{pq}$ 를 제시한 Soubra and Macuh(2002)의 수동토압계수(Table 3.1)를 사용하고 내부마찰각의 변화에 따른 수동토압 합력을 계산하였다. 벽체배면은 수직이고 뒤채움의 경사는 수평이며 상재하중이 없는 조건에 대하여 점착력을 고려한 경우와 고려하지 않은 경우의

계산결과는 Fig. 3.4에 나타내었다. 계산결과 점착력을 고려한 경우는 고려하지 않은 값에서 점착력의 크기만큼 거의 평행이동 하는 경향을 보였으며 10MPa의 점착력으로 인하여 토압은 약 22% ~ 37% 정도 증가하는 것으로 나타났다.

Table 3.1 Passive earth pressure coefficients  $K_{p\gamma}$ ,  $K_{pq}$ ,  $K_{pc}$

Item	$\delta/\phi$	$\beta/\phi$	Internal frictional angle, $\phi$ (°)				
			20	25	30	35	40
$K_{p\gamma}$	0.66	0.0	2.75	3.76	5.34	7.95	12.60
$K_{pq}$			2.70	3.65	5.10	7.42	11.40
$K_{pc}$			4.59	5.58	6.99	9.05	12.26

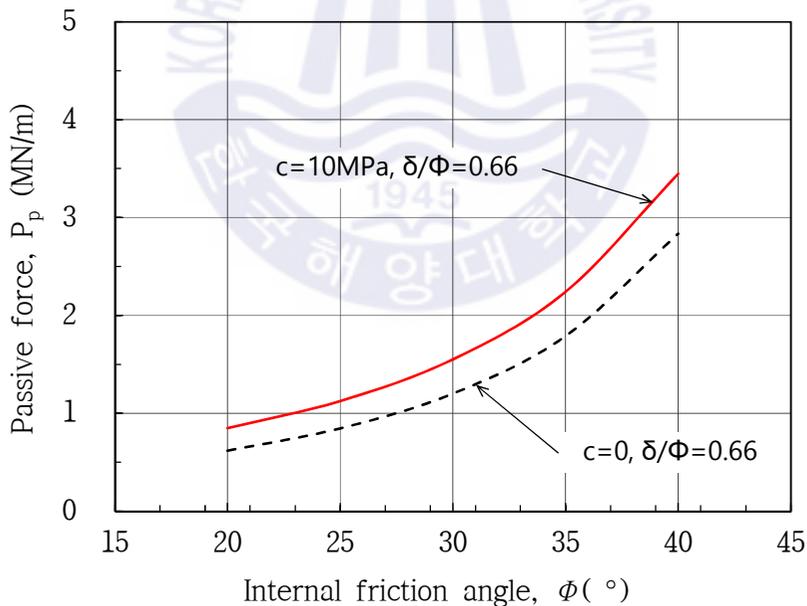


Fig. 3.4 Comparison of passive force ( $P_p$ ) by cohesion and cohesionless soil

## 제 4 장 변위와 관련된 수동토압

### 4.1 변위와 토압, 지반강도의 관계

지금까지 비교·분석한 수동토압에 대한 세 가지 이론값은 지반의 파괴상태에 대한 값으로 벽체는 한계변위상태이며 가상파괴면에서 지반이 소성상태에 도달했을 때이다. 일반적으로 옹벽구조물의 설계에 있어서 주동토압은 옹벽의 안정 및 벽체구조계산에 적용되는 값이고 벽체의 활동 등에 저항하는 수동토압은 활동에 대한 안정 계산 시 저항력으로 사용되는 값이나 안전측 설계를 위해서 계산에서 고려하지 않는 경우가 대부분이다. 말뚝의 경우 수평안정성 검토 시 두부의 수평저항력 계산에서는 말뚝두부의 허용수평변위를 기준으로 허용변위에 상응하는 수평저항력(수동토압)만을 말뚝두부의 수평안정계산에 활용한다. 또한 항만구조물 중 타이로드식 널말뚝안벽의 계산에서 앵커블록(버팀판)의 수동토압 안전율은 2.5이상(상시)을 적용하여 계산된 Rankine 수동토압의 최대 40% 정도만을 설계에 사용하고 있다.

이와 같이 설계에서는 수동토압 전부를 수동저항력 산정에 사용하지 않고 허용변위에 상응하는 토압 또는 안전율 2.5 이상을 적용하여 수동저항력을 적게 사용하는데 이러한 설계개념은 수동토압(파괴상태) 발휘에 필요한 한계변위가 상당히 크기 때문이다. 즉 한계변위에서 수동토압이 발휘된 경우 구조물에는 허용변위 이상의 변위가 발생되어 구조물의 안정을 벗어나는 경우가 대부분이므로 허용수평변위 이내에서 발휘되는 수동측토압을 설계에 적용하는 것이 타당하기 때문이다.

제4장에서는 변위와 토압, 지반강도의 관계에 대한 내용과 각국의 설계기준에서 제시되고 있는 수동 및 주동토압에 도달하는 강성벽체의 한계변위와 관련된 내용에 대해서 요약하고 제한된 조건에서 강성벽체의 임의 변위에서 토압을 산정하는 방법에 대하여 기술하고자 한다.

### 4.1.1 벽체 변위에 따른 토압

#### (1) 정지토압

수평변위가 일어나지 않은 상태인 수평변형률  $\epsilon_h = 0$ 인 상태를 정지상태라고 하며 이때, 지반 내의 미소요소에 작용하는 연직압력은  $\sigma_1 = \sigma_v = \gamma z$ , 수평압력은  $\sigma_3 = \sigma_{h0} = K_0 \sigma_v$  ( $K_0$ 는 정지토압계수)이다.

정지상태는 Fig. 4.1에서 중간에 위치한 흙 요소의 상태로 벽체가 변위하지 않아 지반내의 흙 요소에 변위가 발생하지 않은 상태에서 흙 요소의 측면에 작용하는 토압이 정지토압이다.

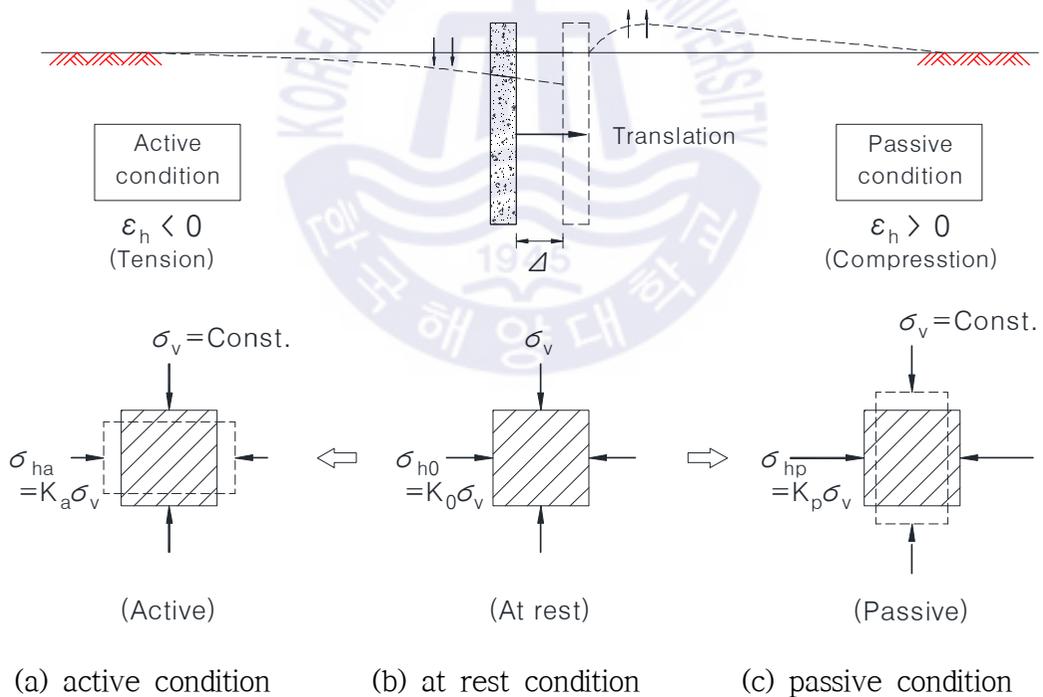


Fig. 4.1 Lateral earth pressure

## (2) 주동토압

Fig. 4.1에서 지반 내에 설치된 벽체를 오른쪽으로 이동시켰을 때 벽체의 왼쪽에 위치한 지반은 강도가 발현되는 과정에서 수평인장이 발생하여 수평토압은 감소한다. 만약 지반강도에 도달하여 수평인장이 충분히 발생되어  $\epsilon_h = \epsilon_{ha}$  이 되면 수평토압( $\sigma_h$ )은 최소가 되어  $\sigma_{ha}$ 로 표시된다. 수평변위가 계속 증가하더라도 수평토압은 더 이상 감소하지 않고 일정하게 유지되는데 이때 이 요소는 한계상태(소성상태 : 전단응력이 전단강도에 달해 파괴되려고 하는 상태)에 도달했음을 의미한다. 즉 연직토압( $\sigma_v$ )이 일정하고 수평인장변형 증가에 의한 한계상태를 주동상태(active state)라 하고 이때의 토압을 주동토압(active earth pressure)이라고 하며 이때의 벽체변위를 주동한계변위라고 한다.

정지토압에서 주동토압으로 변하는 과정을 Fig. 4.2 Mohr의 응력원으로 나타내면  $K_0 < 1$ 인 정지토압상태  $\sigma_1 = \sigma_v$ ,  $\sigma_3 = \sigma_{h0}$  ( $K_0 < 1$ 일 때)인 Mohr원에서  $\sigma_h$ 가 감소하면  $\sigma_3 = \sigma_{h0}$ 는 왼쪽으로 이동하고  $\sigma_v$ 는 일정하므로 Mohr의 응력원 직경은 증가하다가 주동상태에 도달하면  $\sigma_h = \sigma_{ha}$ 가 되고 파괴포락선에 접하게 된다.

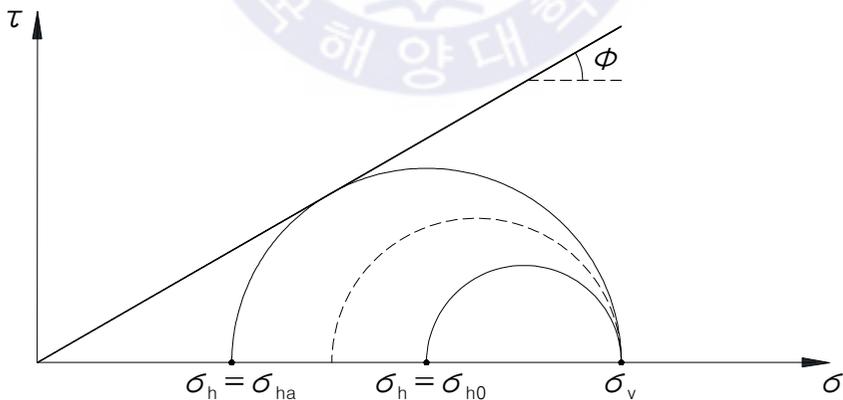


Fig. 4.2 Development of active state from at-rest state with Mohr circle  
( $K_0 < 1$ ,  $c = 0$ )

### (3) 수동토압

Fig. 4.1에서 지반 내에 삽입된 판을 오른쪽으로 이동시켰을 때 판의 오른쪽에 위치한 지반은 수평압축이 발생하여 압축변형률( $\epsilon_h$ )과 수평토압( $\sigma_h$ )이 함께 증가하고,  $\epsilon_h = \epsilon_{hp}$ 가 되면 수평토압( $\sigma_h$ )은 최대가 되며  $\sigma_{hp}$ 로 표시된다. 수평변위가 계속 증가하더라도 수평토압은 증가하지 않고 일정하게 유지되는데 이때 이 요소는 한계상태(소성상태 : 전단응력이 전단강도에 달해 파괴되려고 하는 상태)에 도달했음을 의미한다. 즉 연직토압( $\sigma_v$ )이 일정한 상태에서 수평압축변형 증가에 의한 한계상태를 수동상태(passive state)라 하고 이때의 토압을 수동토압(passive earth pressure)이라고 하며 이때 벽체변위를 수동한계변위라고 한다. 수동토압은 소성상태의 평형해석으로 결정된다.

정지토압에서 수동토압으로 변하는 과정을 Fig. 4.3 Mohr의 응력원으로 나타내면 정지토압상태인  $\sigma_1 = \sigma_v$ ,  $\sigma_3 = \sigma_{h0}$ 인 Mohr원에서  $\sigma_v$ 는 일정한 채로  $\sigma_h$ 가 증가하여  $\sigma_3$ 는 오른쪽으로 이동하다가  $\sigma_h = \sigma_v$ 가 되면 Mohr원은 한 점에서 만난다. 이후  $\sigma_h$ 가 더 증가하여  $\sigma_v < \sigma_h$ 되고, 수동상태에 이르면 파괴포락선에 접하게 되어  $\sigma_h = \sigma_{hp}$ 에 도달한다.

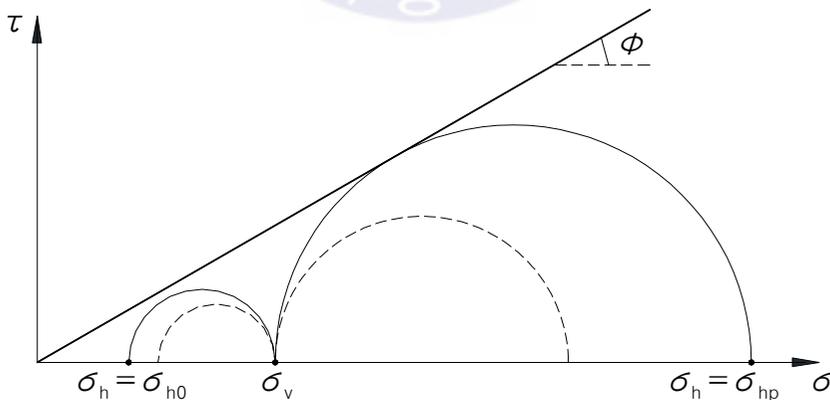


Fig. 4.3 Development of passive state from at-rest state with Mohr circle ( $K_0 < 1$ ,  $c = 0$ )

#### (4) 변위와 토압의 관계

정지토압에서 주동토압 또는 수동토압이 발생되기 위해서는 반드시 수평변위가 필요하다. 흙에 인장변형이 발생하는 주동상태와 압축변형이 발생하는 수동상태에서의 변위와 토압의 관계를 단순화 하여 Fig. 4.4에 나타내었다. 지반을 탄성체로 가정하면 토압은 벽체변위가 작을 때는 선형으로 비례하여 증가 또는 감소하고 한계변위에 근접하면 비선형적으로 증가 또는 감소하다가 한계변위 이상에서 수렴한다.

Fig. 4.4는 벽체의 변위와 토압의 관계를 단순화하여 정지토압에서 주동 및 수동토압에 이르는  $\epsilon_h - \sigma_h$  관계를 나타낸 것으로, 한계변형률(주동한계변형률  $\epsilon_{hp}$ , 수동한계변형률  $\epsilon_{ha}$ ) 까지는 토압과 벽체변위는 선형비례하고 한계변형률을 초과하여 소성상태가 되면 토압은 일정한 값을 유지하게 된다. 그림에서 수동토압에 도달하는 수동변형률( $\epsilon_{hp}$ )이 주동토압에 도달하는 주동변형률( $\epsilon_{ha}$ ) 보다 상당히 크다는 것을 알 수 있으며 벽체에 작용하는 수평토압을 결정하는 데는 벽체의 변위 또는 흙의 변형이 지배적인 역할을 한다는 것을 보여준다. 한계변위는 일반적으로 지반의 종류와 상대밀도에 따라 다르다고 알려져 있다.

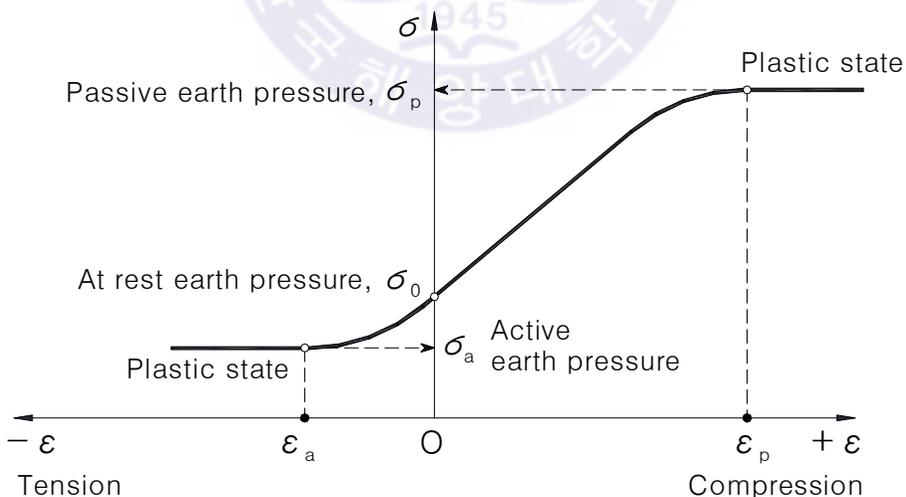


Fig. 4.4 Effect of lateral displacement on earth pressures ( $K_0 < 1$ ,  $c = 0$ )

#### 4.1.2 벽체 변위에 따른 토압의 기준값

앞서 설명한 것과 같이 주동토압과 수동토압은 정지상태에서부터 벽체가 충분히 변위하여 한계변위에 도달하였을 때의 각각의 토압을 의미한다. 다양한 실험결과를 바탕으로 지반상태와 강성벽체의 높이에 따라 주동 및 수동 상태에 도달하는 벽체의 한계변위에 대한 제안값은 각국의 설계기준에 제시되어있으며 국외 설계기준에 제시된 내용을 정리하였다. 캐나다와 미국에서 제시된 기준은 강성벽체의 이동과 벽체 하단부 고정상태에서 벽체가 회전하는 상태일 때 주동 토압과 수동토압이 발생하는 변위의 크기를 제시하였다. Eurocode 7에서는 벽체의 여러 거동모드에 따라 주동토압 및 수동토압이 발휘되는 한계변위의 크기를 제시하였다. 각 기준들에 제시된 주동 및 수동변위는 파괴상태의 한계변위를 나타낸 것이다.

##### (1) Canadian Foundation Engineering Manual (Canadian Geotechnical Society, 2006)

흙에서의 수평변형은 수평응력상태에 따라 달라지며, 발생하는 변위의 크기와 방향에 따라 최종 수평응력이 어떤 상태인지는 변형의 크기와 방향과 관련한 한계상태에서 결정된다. Fig. 4.5는 벽체에 작용하는 수평응력을 결정하기 위한 흙의 변위에 대한 것이고 Table 4.1은 지반 종류에 따른 주동 및 수동 토압에 도달하기 위한 벽체 회전의 크기(변형량/벽체높이= $Y/H$ )를 나타낸 것이다. Fig. 4.5와 Table 4.1은 강성벽체의 이동과 단순회전의 경우에 벽체 변위에 따른 토압의 영향을 나타낸 것으로 벽체의 변형거동이 다르게 발생할 경우에는 벽체에 작용하는 토압의 크기와 분포가 달라질 것이다. 즉 연성벽체에서는 벽체의 변형거동이 달라 응력의 분포가 달라진다. 다양한 재료 사이의 마찰계수에 대한 값은 Table 4.2에 제시되어 있다.

구체적인 시험 데이터가 없는 경우 벽면마찰각( $\delta$ )은 내부마찰각( $\phi$ )의 1/2에서 2/3 범위에 있는 것으로 가정해야 하며 비현실적으로 큰 추정치가 생기므로 Coulomb 방법을 이용한 수동토압의 계산에는 내부마찰각( $\phi$ )의 1/2을 넘는  $\delta$  값을 사용해서는 안 되는 것으로 알려져 있다.

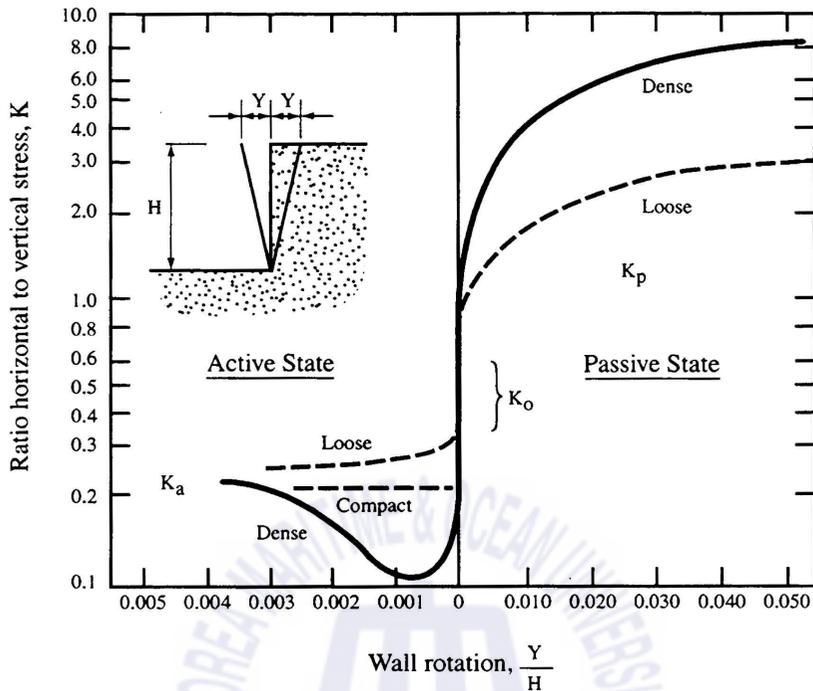


Fig. 4.5 Effect of deformation on earth pressures in cohesionless materials (Canadian Geotechnical Society, 2006)

Table 4.1 Magnitude of wall rotation to reach failure (Canadian Geotechnical Society, 2006)

Soil type and condition	Rotation, Y/H	
	Active	Passive
Dense cohesionless	0.001	0.02
Loose cohesionless	0.004	0.06
Stiff cohesive	0.010	0.02
Soft cohesive	0.020	0.04

where, Y : Amount of horizontal translation or rotational displacement of the wall top relative to the wall bottom.  
H : Height of the wall

Table 4.2 Angles and coefficients of friction and adhesion between dissimilar materials (Canadian Geotechnical Society, 2006)

Structure Materials	Ground or backfill materials	Interface friction angle, $\delta$	Friction factor, $\tan \delta$
Friction Materials			
Mass concrete or masonry	Clean sound rock	35	0.7
	GW, GP	29 to 31	0.55 to 0.60
	GM, GC, SW, SP	24 to 29	0.45 to 0.55
	SM, SC	19 to 24	0.35 to 0.45
	ML (non-plastic)	17 to 19	0.30 to 0.35
	CL (stiff to hard), residual soils	22 to 26	0.40 to 0.50
Steel sheet piles	Well-graded rock fill	22	0.40
	Uniform size rock fill	17	0.30
	GW, GP	22	0.40
	GM, GC, SW, SP	14	0.25
	SM, SC	14	0.25
	ML (non-plastic)	11	0.20
Formed or pre-cast concrete	Well-graded rock fill	22 to 26	0.40 to 0.50
	Uniform size rock fill	17 to 22	0.30 to 0.40
	GW, GP	22 to 26	0.40 to 0.50
	GM, GC, SW, SP	17	0.30
	SM, SC	14	0.25
	ML (non-plastic)	14	0.25
Adhesion in cohesive soils			
Consistency	Undrained shear strength, $s_u$ , kPa	Adhesion (kPa)	
Very soft	0 to 12	0 to 12	
soft	12 to 25	12 to 25	
Medium stiff	25 to 50	25 to 38	
Stiff	50 to 100	38 to 48	
Very stiff	100 to 200	48 to 65	

(2) NAVFAC Design Manual 7.2 (U.S. Navy, 1986)

벽체에 변위가 발생하면 지반 내 가상과괴면에서는 전단응력이 증가하게 되고 그 과정에서의 토압은 정지토압에서 주동 또는 수동토압 사이에 존재하게 된다. 가상과괴면에서의 전단응력이 전단강도에 도달해 파괴되려고 하는 한계 상태인 소성상태에 도달하면 주동상태 또는 수동상태가 된다. 즉 벽체 변위의 크기에 따라 지반에서 발현되는 전단응력의 크기가 달라지기 때문에 토압은 벽체의 변위에 의해 결정된다. Fig. 4.6과 Table 4.3은 주동상태 및 수동상태에 도달하는 벽체의 한계변위를 나타낸 것이다. 캐나다 기준과 비교하면 비점착성 흙의 주동토압 한계변위가 절반정도 작은 것이 특징이다.

수동토압에서 벽면마찰이 발휘되기 위해서는 큰 변위를 필요로 하지만, 표준 실험 자료가 없는 경우 벽면마찰을 고려한 계산 시 Table 4.4를 활용할 수 있다(U.S. Navy, 1986).

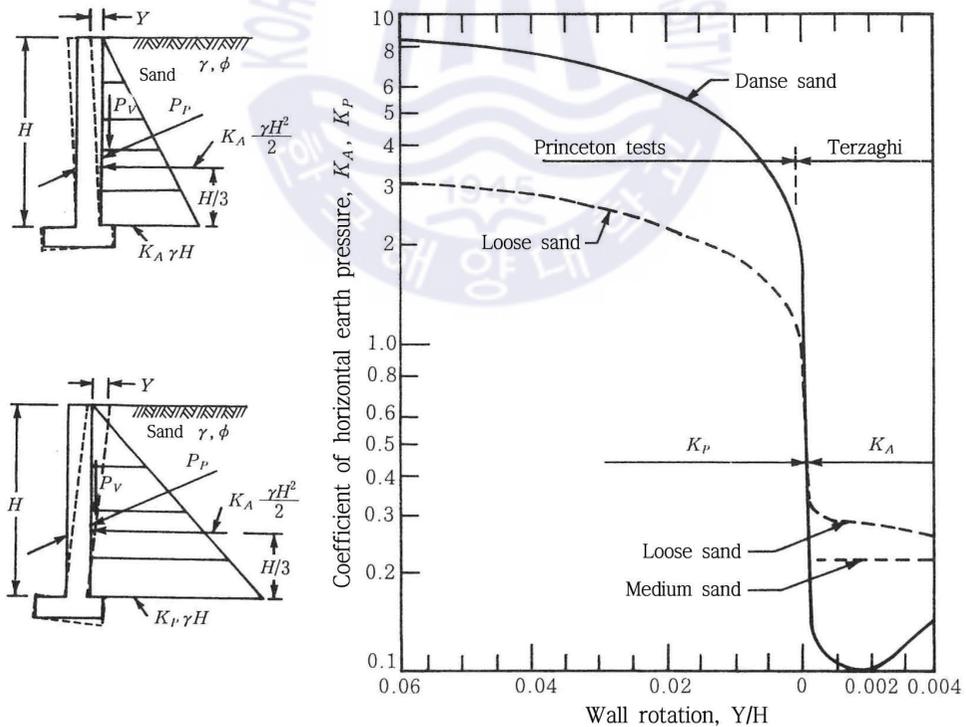


Fig. 4.6 Effect of wall movement on wall pressure (U.S. Navy, 1986)

Table 4.3 Magnitude of wall rotation to reach failure (U.S. Navy, 1986)

Soil type and condition	Rotation, Y/H	
	Active	Passive
Dense cohesionless	0.0005	0.02
Loose cohesionless	0.002	0.06
Stiff cohesive	0.01	0.02
soft cohesive	0.02	0.04

where, Y = Horizontal displacement, H = Height of the wall

Table 4.4 Ultimate friction factor and adhesion for dissimilar materials (U.S. Navy, 1986)

Interface materials	Friction factor, $\tan \delta$	Interface friction angle, $\delta$
Mass concrete on the following foundation materials		
Clean sound rock	0.70	35
Clean gravel, gravel-sand mixtures, coarse sand	0.55 to 0.60	29 to 31
Clean fine to medium sand, silty medium to coarse sand, silty or clayey gravel	0.45 to 0.55	24 to 29
Clean fine sand, silty or clayey fine to medium sand	0.35 to 0.45	19 to 24
Fine sandy silt, nonplastic silt	0.30 to 0.35	17 to 19
Very stiff and hard residual or preconsolidated clay	0.40 to 0.50	22 to 26
Medium stiff and stiff clay and silty clay (Masonry on foundation materials has same friction factors.)	0.30 to 0.35	17 to 19
Steel sheet piles against the following soils:		
Clean gravel, gravel-sand mixtures, well-graded rock fill with spalls	0.4	22
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single size hard rock fill	0.30	17
Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	0.25	14
Fine sandy silt, nonplastic silt	0.20	11
Formed concrete or concrete sheet piling against the following soils:		
Clean gravel, gravel-sand mixture, well-graded rock fill with spalls	0.40 to 0.50	22 to 26
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single size hard rock fill	0.30 to 0.40	17 to 22
Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	0.30	17
Fine sandy silt, nonplastic silt	0.25	14

Table 4.4 Ultimate friction factor and adhesion for dissimilar materials  
(U.S. Navy, 1986) (continued)

Interface materials	Friction factor, $\tan \delta$	Interface friction angle, $\delta$
Various structural materials:		
Masonry on masonry, igneous and metamorphic rocks:		
Dressed soft rock on dressed soft rock	0.70	35
Dressed hard rock on dressed soft rock	0.65	33
Dressed hard rock on dressed hard rock	0.55	29
Masonry on wood (cross grain)	0.50	26
Steel on steel at sheet pile interlocks	0.30	17
Interface Materials (Cohesion)	Adhesion $c+a$ , (psf)	
Very soft cohesive soil (0 - 250 psf)	0 ~ 250	
Soft cohesive soil (250 - 500 psf)	250 ~ 500	
Medium stiff cohesive soil (500 - 1000 psf)	500 ~ 750	
Stiff cohesive soil (1000 - 2000 psf)	750 ~ 950	
Very stiff cohesive soil (2000 - 4000 psf)	950 ~ 1,300	

### (3) Eurocode 7 (European committee for standardization, 2004)

Table 4.5와 4.6은 Eurocode 7 (European committee for standardization, 2004), Annex C에 수록된 주동상태 및 수동상태에 도달하는 벽체의 한계변위를 나타낸 것이다. 여기에서는 주동 및 수동상태의 토압-벽체변위 관계를 고려해야 하며, 변위의 크기는 벽의 움직임, 초기 토압, 흙의 밀도에 따라 결정된다. Table 4.5와 4.6은  $K_0 < 1$ 의 초기응력상태를 가정하여 배수, 비점착성, 배면지반 수평 그리고 연직벽면에 대해 유효주동토압과 유효수동토압이 최대로 발휘될 때의  $v_a/h$ 와  $v_p/h$ 의 근사값을 나타낸 것이다. Table 4.6에서 괄호안의 값은 한계 유효수동토압의 절반에 대한  $v/h$ 비이다.

Eurocode 7 (European committee for standardization, 2004)에서는 Canadian Foundation Engineering Manual (Canadian Geotechnical Society, 2006)과 NAVFAC DM7.2 (U.S. Navy, 1986)의 기준에서 제시되지 않은 다양한 벽체의 거동모드에 대하여 벽체의 한계변위 기준을 제시하고 있다. Table 4.5는 주동상태에서의 한계변위에 대한 것으로 (a)는 하단고정회전, (b)는 이동, (c)는 상단고정회전 그리고 (d)는 연성벽체의 거동에 대한 한계변위를 나타내고 있다.

Table 4.5 Ratio  $v_a/h$  for noncohesive soil (active)

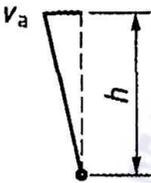
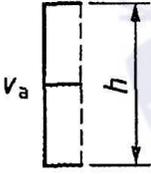
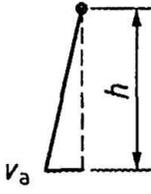
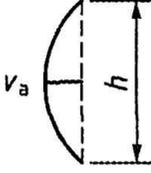
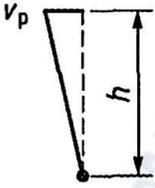
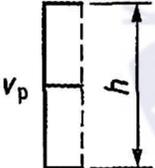
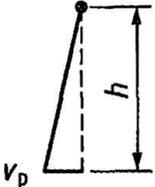
Kind of wall movement	$v_a/h$ loose soil(%)	$v_a/h$ dense soil(%)
(a) 	0.4 to 0.5	0.1 to 0.2
(b) 	0.2	0.05 to 0.1
(c) 	0.8 to 1.0	0.2 to 0.5
(d) 	0.4 to 0.5	0.1 to 0.2
where, $v_a$ : the wall motion to mobilize active earth pressure $h$ : the height of the wall		

Table 4.6은 수동상태에서의 한계변위로 (a)는 하단고정회전, (b)는 이동 그리고 (c)는 상단고정회전에 대한 변위를 나타내고 있다.

Table 4.6 Ratio  $v_p/h$  and  $v/h$  for noncohesive soil (passive)

Mode of wall movement		$v_p/h$ ( $v/h$ for $0.5\sigma_p$ ) (%)	$v_p/h$ ( $v/h$ for $0.5\sigma_p$ ) (%)
		loose soil	dense soil
(a)		7 (1.5) to 25 (4.0)	5 (1.1) to 10 (2.0)
(b)		5 (0.9) to 10 (1.5)	3 (0.5) to 6 (1.0)
(c)		6 (1.0) to 15 (1.5)	5 (0.5) to 6 (1.3)

where,  $v$  : the wall motion to mobilize active earth pressure  
 $v_p$  : the wall displacement to mobilize passive earth pressure  
 $h$  : the height of the wall  
 $\sigma_p$  : fully mobilized passive earth pressure

### 4.1.3 변위와 강도의 관계

Fig. 4.7은 흙과 콘크리트의 일축압축강도시험 결과에 대한 개략적인 응력-변형률곡선이다. Fig. 4.7에서 ①은 콘크리트의 압축시험결과로 콘크리트는 강도에 도달하기 까지 변형률이 매우 작고, 조밀한 사질토에 대한 압축시험결과인 ②와 느슨한 사질토 시험결과인 ③은 강도에 도달하기 까지 상대적으로 매우 큰 변위가 필요하다. 즉 콘크리트의 경우 재료의 강도를 사용하는데 있어서 발생하는 변형이 작아 강도 발휘를 위한 변위는 크게 문제가 되지 않으므로 재료의 강도만을 사용하여 구조물의 안정성 설계를 수행하여도 문제가 되지 않는 경우가 대부분이다. 하지만 지반(흙)은 재료의 강도를 사용하게 되면 발생하는 변형이 크게 되기 때문에 지반변위로 인한 문제가 발생하게 된다. 이로 인해 한계평형이론에 의한 해석에 기반을 두고 있는 지반분에서는 안전율이 비교적 큰 편이다. 특히 수동토압을 적용할 경우 수동토압이 발휘되기 위한 변위는 매우 커 강도와 관련된 전단문제에 관한 안정성을 확보하더라도 지반변위와 관련된 안정문제가 발생하게 되므로 수동토압을 고려한 실제 안정성 검토에서는 변위의 크기를 고려하여 신중하게 접근하여야 한다. 그리고 필요시 변형해석을 별도로 수행하여 변위의 안정성도 고려하는 것이 바람직하다.

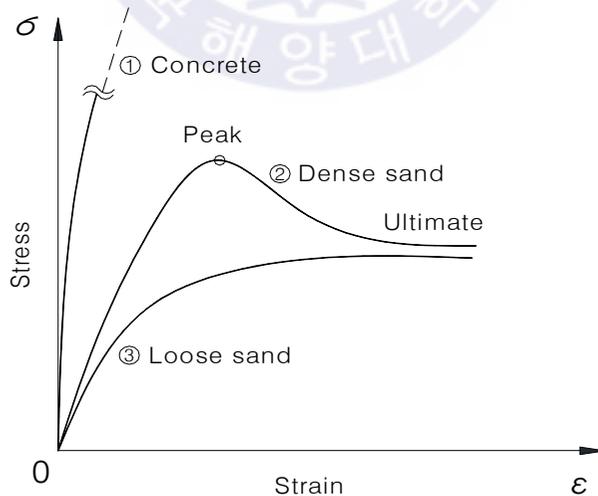


Fig. 4.7 Relationship of stress and strain for material

#### 4.1.4 토압에서 벽면마찰의 효과

실제로 벽체는 거칠어서 벽체가 변위할 때 벽면과 뒤채움흙 사이에서는 움직임으로 인한 전단력이 발생한다. Fig. 4.8은 강성벽체의 변위에 따른 흙 썰기와 벽면마찰의 작용방향을 단순화하여 나타낸 것이다. 주동상태의 경우는 벽체가 전면으로 이동함에 따라 흙썰기는 상대적으로 하향거동하게 되며 뒤채움흙과 벽면 사이의 전단력으로 인하여 벽면에 하향전단력을 발생시킨다. 주동변위에서 벽체에 작용하는 하향전단력을 주동상태에서의 정(양)의 벽면마찰이라고 한다. 수동상태에서는 벽체변위로 인한 배면 흙의 압축으로 인하여 배면의 흙썰기는 상향팽창을 일으켜 벽면에 상향전단력을 작용시키게 되고 이때를 수동상태에서의 정(양)의 벽면마찰이라 한다. 이때 전단력의 크기는 흙과 벽면마찰각에 따라 달라진다(Lambe and Whitman, 1979).

이상의 메카니즘에서 예외는 벽체에 영향을 주는 외적하중 요소가 작용하는 경우이다. 벽체 상부에 큰 하중이 작용하는 내력벽체나 경사진 앵커로 지지된 벽체에서 앵커 긴장력의 수직분력이 하향으로 작용하는 경우이다. 이 경우 벽체는 수직하중을 지탱하기 위한 벽면마찰력을 발휘하기 위하여 양쪽 흙에 대하여 아래쪽으로 이동해야 하므로 벽면마찰의 방향이 변하게 된다.

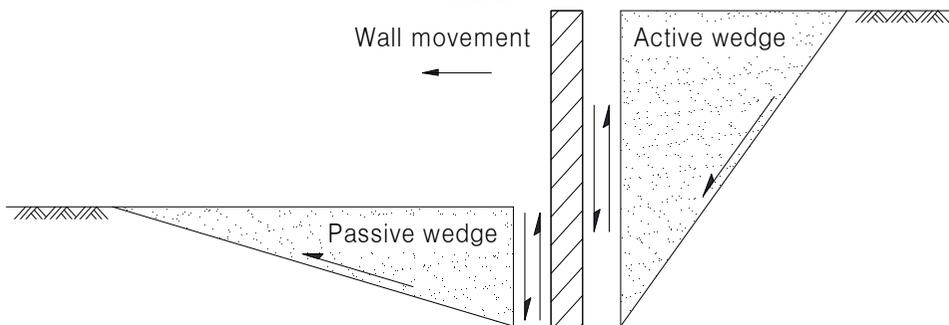


Fig. 4.8 Wall friction on soil wedge (direction of positive wall friction)

Fig. 4.9는 벽면마찰이 파괴면에 미치는 영향을 설명하기 위한 것이다. Fig. 4.9에서 강성벽체의 거동에 따라 달라지는 벽면마찰과 토압의 발생방향에 대하여 복합파괴면의 형상으로 설명하였다. Fig. 4.9(a)는 정(양)의 벽면마찰을 가지는 주동상태로 주동토압은 상향으로 작용하며 Fig. 4.9(b)는 벽체에 하중이 작용하는 등의 특정한 경우 벽체가 아래로 밀리면 주동토압의 방향이 바뀌며 부(음)의 벽면마찰 상태가 되고 벽체하부 곡선파괴면의 곡률은 반전된다. Fig. 4.9(c)는 수동상태에서 정(양)의 벽면마찰을 나타내는 것이고 Fig. 4.9(d)는 수동 상태에서 벽체가 상향으로 힘을 받는 경우로 벽면에 접한 하부곡선파괴면의 곡률이 반전되어 수동토압은 상향으로 작용하는 부(음)의 벽면마찰 상태가 된다.

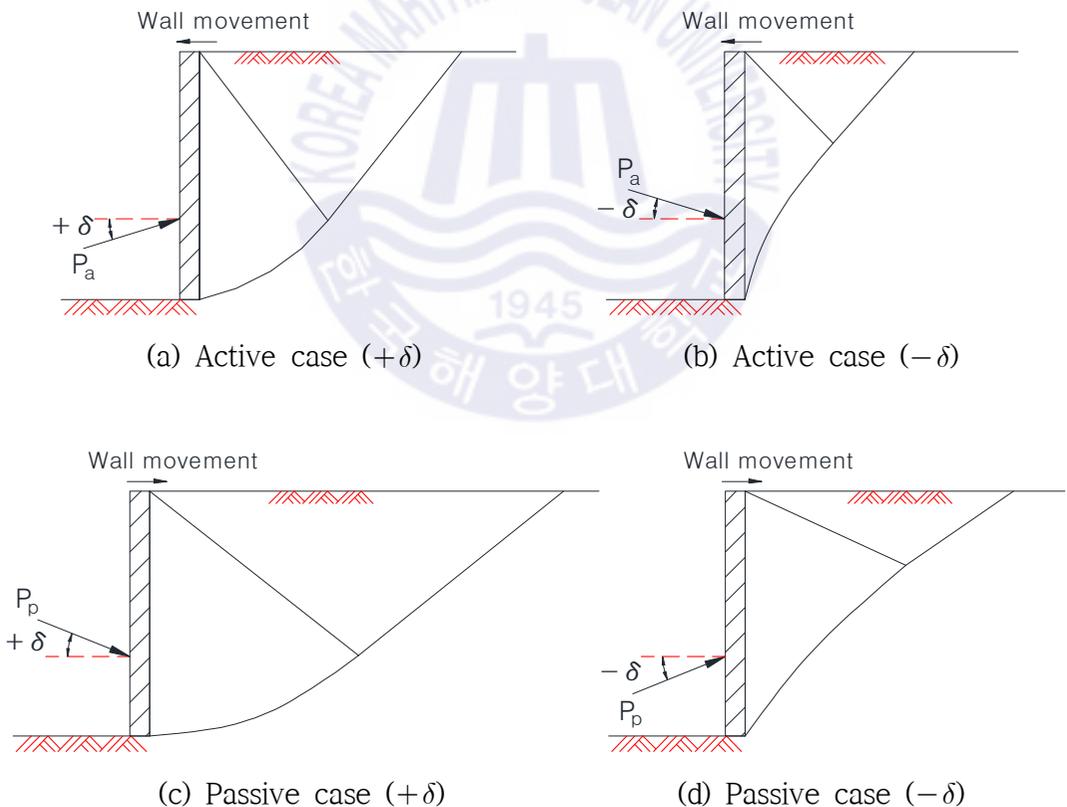


Fig. 4.9 Effect of wall friction on failure

일반적으로 주동토압에 대한 벽면마찰의 영향은 작아서 무시되는 경우가 많다. 벽면마찰이 Coulomb의 수동토압에 미치는 영향은 크지만 벽면마찰의 발휘를 위해서는 큰 변위가 필요하다. 구체적인 시험 데이터가 없는 경우 벽면마찰각( $\delta$ )은 내부마찰각( $\phi$ )의 1/2에서 2/3 범위에 있는 것으로 가정해야 하며 비현실적으로 큰 추정치가 생기므로 Coulomb 방법을 이용한 수동토압의 계산에는 내부마찰각( $\phi$ )의 1/2을 넘는 벽면마찰각( $\delta$ ) 값을 사용하지 않도록 하고 있다 (Canadian Geotechnical Society, 2006).

각국의 설계 기준서에 제시된 벽면마찰각의 값은 설계상 최대치이며, 일반적으로 설계 시 이 값들을 사용할 수 있지만 설계자는 흙과 벽의 상대적인 이동에 의해 벽면마찰각의 값이 영향을 받을 수 있다는 것을 인지하고 그 상황을 고려해야 한다. 예를 들어 주동측에서 벽이 아래쪽으로 이동하는 경우에 해당되는 앵커로 지지된 벽이나 하중을 받는 내력벽에서는 벽면마찰각( $\delta$ ) 값을 줄여서 사용할 필요가 있다. F.H.W.A (U.S. Department of Transportation, 2006)에서는 연약 점성토나 큰 진동을 받는 조립질 흙으로 뒤채움된 벽의 경우를 예로 들어 철도선로나 기계기초에 인접한 벽에 대해서는 설계상 벽면마찰각( $\delta$ )를 0으로 가정하는 것을 제안하고 있다.

#### 4.2 임의 변위에서의 수동토압 산정방법

Subba Rao et al.(2004)은 강성벽체의 수동과괴면을 직선이 아닌 복합과괴면으로 가정하고, 강성벽체의 세 가지 거동모드에 따른 임의 변위에서의 수동토압 관계를 제시하였다. 본 절에서는 Subba Rao et al.(2004)이 제시한 반경험적 접근법에 대한 내용을 기술한다. 이하 본 논문에서는 Subba Rao et al.(2004)가 제안한 반경험식을 “Subba Rao식”으로 표현한다.

### 4.2.1 기본사항

강성벽체의 세 가지 거동모드에 대하여 고려하였으며 이동(translation), 상단 고정회전(RT) 그리고 하단고정회전(RB)으로 표현한다. Fig. 4.10에 표현되어 있듯이 임의의 심도  $z$ 에서 변위는  $\Delta$ 로 표시하고 이동모드에서  $\Delta$ 는 모든 심도에서 일정하며 다른 두 모드의 경우 변위  $\Delta$ 는 깊이  $z$ 의 함수이다. RT모드에서 하단 변위는  $\Delta_b$ 로 RB모드에서 상단변위는  $\Delta_t$ 로 표시한다. 수동토압이 최대가 발휘되기 위해 요구되는 변위는  $\Delta_p$ 로 표시하며 여러 연구자들에 의해 수행된  $\Delta_p$  값은 Table 4.7에 나타내었고 Subba Rao et al.(2004)의 논문에서 사용된 수동토압계수는 Table 4.8과 같다. 이동모드는 벽체 활동의 경우이고 상단고정회전(RT)모드는 지지력 부족의 경우이며 하단고정회전(RB)모드는 벽체 전도의 경우에 해당되는 대표적인 거동이다.

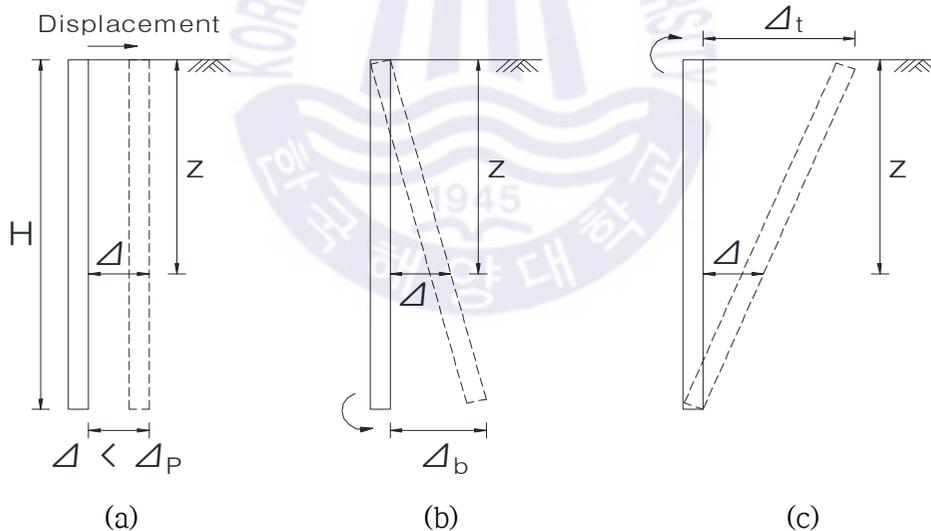


Fig. 4.10 Different modes of wall movement : (a) translation; (b) rotation about the top(RT); (c) rotation about the bottom(RB)

Table 4.7 Value of  $\Delta_p$  reported by various authors

Author	Mode of displacement	Type of sand	$\frac{\Delta_p}{H} \times 100$
Terzaghi(1943)	Translation	Dense	5
	Rotation about the bottom	Dense	> 10
Narain, Saran and Nandakumaran (1969)	Translation	Medium Dense	8.6
		Dense	6.4
	Rotation about the top	Medium Dense	6.6
		Dense	3.3
	Rotation about the bottom	Medium Dense	9.9
		Dense	7.4
James and Bransby(1970)	Rotation about the bottom	Loose	12.3~17.6
		Dense	3.5~5.2
Fang et al.(1994)	Translation	Loose	18
	Rotation about the top		20
	Rotation about the bottom		>20
Ishihara(1995) (Extraced from Zhang et al., 1998)	Translation	Medium Dense	14

Table 4.8 Normal component of passive earth pressure coefficients for vertical wall supporting backfill having horizontal top surface

$\delta/\phi$	Internal frictional angle, $\phi$ (°)							
	10	15	20	25	30	35	40	45
0.00	1.42	1.70	2.04	2.45	3.00	3.70	4.50	5.80
0.33	1.51	1.87	2.38	3.07	3.94	5.29	7.40	10.63
0.50	1.54	1.95	2.51	3.32	4.44	6.20	9.02	13.86
0.66	1.58	2.02	2.68	3.54	4.98	7.34	10.72	17.32
1.00	1.63	2.12	2.99	3.99	5.63	8.60	13.79	24.75

#### 4.2.2 반경험적 접근법의 제안

Subba Rao et al.(2004)의 반경험적 계산법은 벽체의 거동모드에 따라 몇 가지 가정 하에서 제안되었다. 첫째 이동모드에서는  $\Delta = \Delta_p$ 일 때 모든 심도에서 최대수동토압이 발휘된다는 것이고 둘째 상단고정회전(RT)모드에서 하단의 변위  $\Delta_b$ 가 수동한계변위  $\Delta_p$ 에 도달하기위해 발휘되는 내부마찰각은  $\phi_m$ 이고 상단에서의 변위는 0이며 하단에서는 내부마찰각  $\phi$  값이 최대로 발휘되므로 상단에서  $\phi_m = 0$ 이고 하단에서  $\phi_m < \phi$ ,  $\Delta_b < \Delta_p$ 이다. 셋째 하단고정회전(RB)모드에서 상단변위  $\Delta_t$ 가 수동한계변위  $\Delta_p$ 에 도달하기위해 발휘되는 마찰각은  $\phi_m$ 이고 하단에서 변위는 0이며 상단에서는  $\phi$ 값이 최대로 발휘되므로 바닥에서  $\phi_m = 0$ 이고 상단에서  $\phi_m < \phi$ ,  $\Delta_t < \Delta_p$ 이다. 마지막으로 발휘되는 내부마찰각 ( $\phi_m$ )의 증가와 함께 발휘되는 벽면마찰각( $\delta_m$ )이 증가하며 이때  $\delta_m/\phi_m =$ 일정하다는 것이다. 이상과 같은 몇 가지 선행된 가정을 바탕으로 벽체 거동모드에 따라 강성벽체의 임의변위에서 발휘되는 토압을 구하는 과정은 다음과 같다.

##### (1) 벽체 이동(translation) 모드에서의 수동토압 산정법 ( $\Delta \leq \Delta_p$ )

다음은 벽체 이동 모드에서 심도별 수동토압을 구하는 과정으로 벽체 변위량은  $\Delta$ 로 표시되고  $\Delta$ 는 심도  $z$ 에 관계없이 일정하다.

- ① Narain et al.(1969), James and Bransby(1970) 그리고 Fang et al.(1994)의 실험결과로 측정된 다양한 깊이에서의 수동토압으로 만든 경험곡선 Fig. 4.11에서 특정  $\Delta/\Delta_p$ 와  $\phi_m/\phi$  값에 대한 관계식을 얻었으며 임의변위( $\Delta$ )에 상응하는  $x, y$  식을 활용하여 심도별  $\phi_m$ 을 구한다(이동모드에서 모든 심도의  $\Delta$ 는 동일하므로 심도별  $\phi_m$ 값도 동일).
- ② 심도별로 발휘되는 마찰각  $\phi_m$ 에 상응하는  $(K_{pr})_m$  값은 직선보간법으로 Kerisel and Absi(1990)의 수동토압계수표로부터 구해낸다.

③ 얻어진  $\phi_m$  과  $(K_{pr})_m$  을 사용하여 심도별 수동토압( $p_{pm}$ )을 구해  $\Delta/\Delta_p$ 에 해당되는 심도별 토압분포를 얻는다.

④ 이상을 반복하면 다양한  $\Delta/\Delta_p$ 에 대한 심도별 토압을 구할 수 있다.

Fig. 4.11 ~ Fig. 4.13은 Narain et al.(1969), James and Bransby(1970) 그리고 Fang et al.(1994) 등이 수행한 실내시험 결과이다. Fig. 4.11 ~ Fig. 4.13은 이동, 상단고정회전(RT) 그리고 하단고정회전(RB)의 세 가지 벽체 거동모드에 대하여 모래지반에서 실험한 변위에 따른 토압분포의 결과를 사용하여  $x, y$ 축의 관계로 나타낸 그래프이다. 모든 점들이 좁은 범위 내에 있음을 알 수 있다. 세 가지 벽체 거동모드에 대하여 주어진 Fig. 4.11 ~ Fig. 4.13의 그래프의 관계식을 이용하여 임의변위에서의 수동측토압을 구할 수 있다. 이 관계를 계산에 이용하기 위해서는 수동토압이 최대로 발휘되는 한계수동변위  $\Delta_p$  값을 먼저 평가하여야 하며 많은 연구자들에 의해 제시된 지반의 종류와 상대밀도 등에 따른 수동토압 한계변위  $\Delta_p$ 의 값은 Table 4.7에 제시되어 있다.

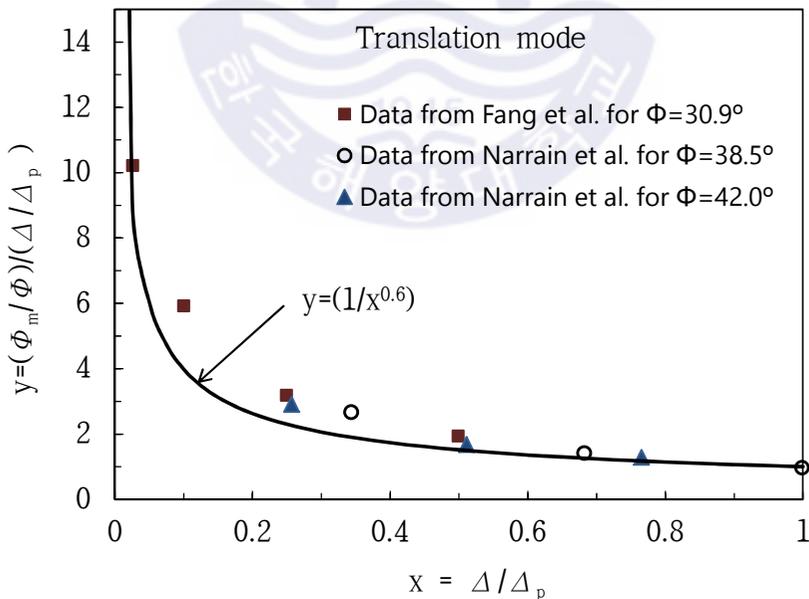


Fig. 4.11 Relationship between mobilized friction angle and displacement for translation mode

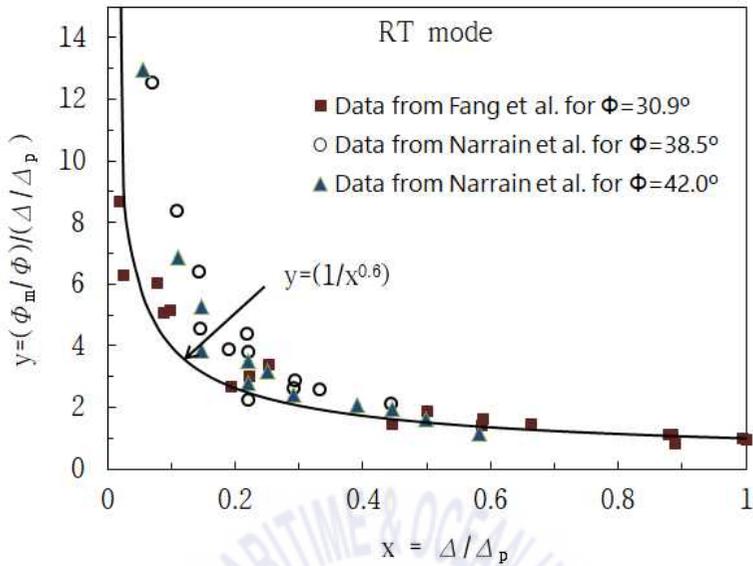


Fig. 4.12 Relationship between mobilized friction angle and displacement for rotation about the top (RT) mode

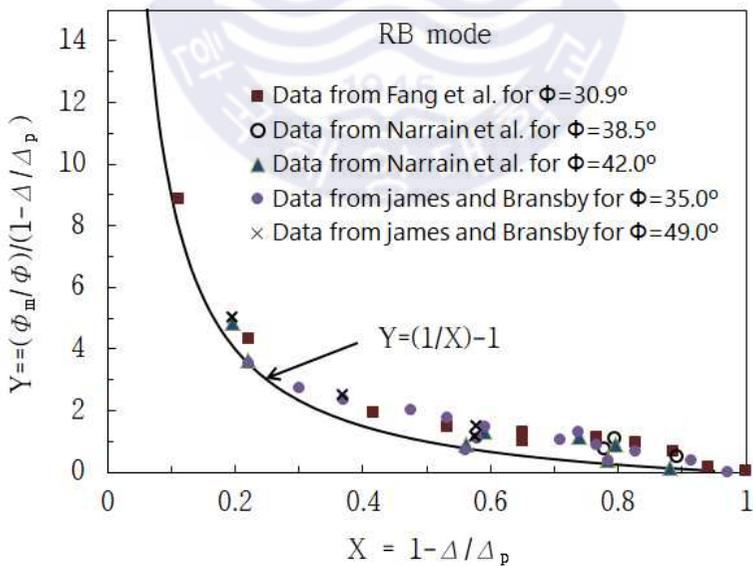


Fig. 4.13 Relationship between mobilized friction angle and displacement for rotation about the bottom (RB) mode

## (2) 벽체 상단고정회전(RT) 모드에서의 수동토압 산정법

강성벽체 높이  $D$ 인 상단고정회전(RT)의 경우 Fig. 4.10(b)에 나타낸 것과 같이 하단에서의 수평변위는  $\Delta_b$ 이고  $\alpha = \Delta_b / \Delta_p$ 로 하면  $\Delta / \Delta_p = \alpha(z/D)$ 와 같이 나타낼 수 있다. 이 관계와 Fig. 4.12에 나타난  $x$ 축의  $x = \Delta / \Delta_p$ 식과  $y$ 축의  $y = [(\phi_m / \phi) / (\Delta / \Delta_p)]$ 식 그리고 그래프에 나타낸 실제 실험결과의 관계식  $y = (1/x^{0.6})$ 을 이용하면 심도에 따른  $\Delta_b / \Delta_p$  값을 계산할 수 있다.

## (3) 벽체 하단고정회전(RB) 모드에서의 수동토압 산정법

강성벽체 높이  $D$ 인 하단고정회전(RB)의 경우 Fig. 4.10(c)에 나타낸 것과 같이 상단에서의 수평변위는  $\Delta_t$ 이고,  $\beta = \Delta_t / \Delta_p$ 로 하면  $\Delta / \Delta_p = \beta(1 - z/D)$ 와 같이 나타낼 수 있다. 이 관계와 Fig. 4.13에 나타난  $x$ 축의  $X = (1 - \Delta / \Delta_p)$  식과  $y$ 축의  $Y = [(\phi_m / \phi) / (1 - \Delta / \Delta_p)]$ 식 그리고 그래프에 나타낸 실제 실험결과의 관계식  $Y = [(1/X) - 1]$ 을 이용하면 심도별  $\Delta_t / \Delta_p$  값을 계산할 수 있다.

세 가지 거동모드에 대하여 Fig. 4.11 ~ Fig. 4.13의 관계 그래프를 활용하고 대수나선(log spiral)이론에 의해 산정된 Kerisel and Absi(1990)의 수동토압계수표의 값을 직선보간 하여 사용하면 각 심도에 따라 발휘되는 토압을 구할 수 있다.

## (4) 임의변위에서의 수동토압분포 산정 예

강성벽체의 세 가지 거동모드에 대하여 강성벽체 높이  $H = 10m$ , 내부마찰각  $\phi = 35^\circ$ , 흙의 단위중량  $\gamma = 15.5kN/m^3$ , 벽면마찰각비  $\delta/\phi = 0.75$ ,  $\Delta / \Delta_p = 1$ (수동 한계변위)일 때를 가정하여 심도별 수동토압분포를 구하여 Fig. 4.14에 나타내었다. 이동모드와 상단고정회전(RT)모드에서는 벽체 하단부에서 발생하는 토압이 동일하게 나타났고 이동모드에서는 심도별 벽체의 변위가 동일하므로 심도가 깊어질수록 직선적으로 증가하는 토압분포가 나타나고 상단고정회전(RT)

모드에서는 이동모드와 비슷하지만 중간심도에서 곡선형태로 토압이 감소하다 증가하는 분포를 보였다. 하단고정회전(RB)모드에서는 지표에서 하부로 갈수록 토압이 약간 증가하다가 지표에서 1/3이하 지점부터는 거의 일정한 값을 보였다. 즉 강성벽체의 이동모드에서는 심도에 따라 선형적인 토압분포를 보이며 상단고정회전(RT)모드와 하단고정회전(RB)모드에서 벽체에 작용하는 토압은 비선형적인 분포를 보인다.

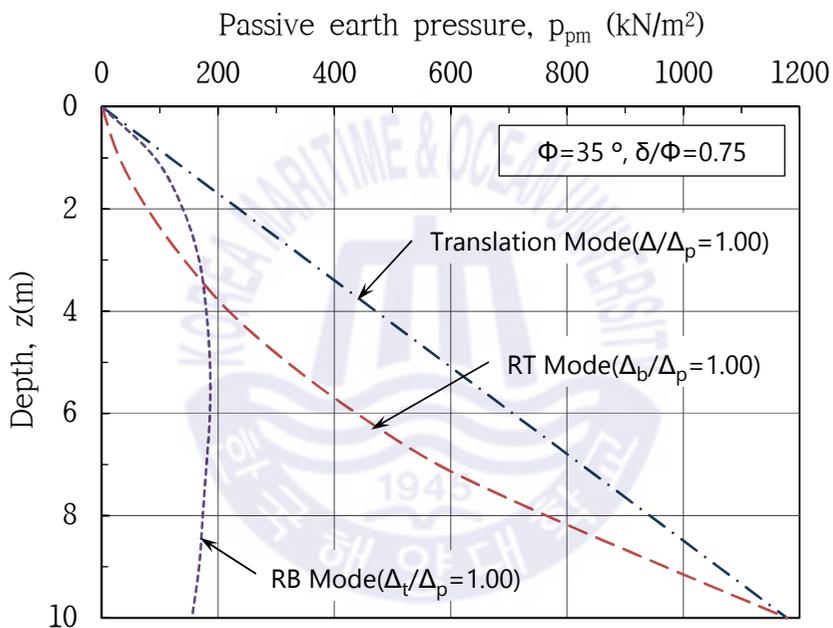


Fig. 4.14 Distribution of passive earth pressure along the depth for different modes of wall movement

세 가지 거동모드에 대해 예를 들어 심도별 토압분포를 계산하여 나타낸 그래프 Fig. 4.14에 Rankine과 Coulomb의 토압 계산결과를 추가하여 비교할 수 있도록 Fig. 4.15로 나타내었다. Fig. 4.15에 표현된 토압은 수동 파괴시 ( $\Delta/\Delta_p = 1$ ) 심도에 따른 토압의 분포이며 Subba Rao식으로 계산한 결과는 벽

체의 세 가지 거동모드 모두 Coulomb의 수동토압보다 작게 나타났다. 이 결과는 3.1절에서 나타낸 Coulomb, Rankine 그리고 대수나선(log spiral)이론에 의한 수동토압계수의 비교결과와 일치하는 결과이다.

Rankine의 수동토압결과와 비교하여 Subba Rao의 반경험적 방법은 벽체 이동(translation)모드에서 모든 심도에 대해 2배정도 큰 토압의 크기를 보였다. 상단고정회전(RT)모드에서는 강성벽체 높이의 상부 절반 정도까지는 비슷하거나 조금 작은 값을 나타내다가 절반 이하부터는 급격히 커지는 양상을 보였다. 그리고 하단고정회전(RB)모드의 경우 벽체 높이의 상부 1/3까지는 비슷하거나 조금 큰 값을 가지다 1/3이하부터는 Rankine의 수동토압보다 작은 값을 보였다. 그 이유는 벽체 하부가 고정되어있으므로 가장 큰 변위는 벽체 상부에서 발생하여 수동토압상태에 도달하더라도 하부는 변위가 작아 발휘되는 토압도 작기 때문이다.

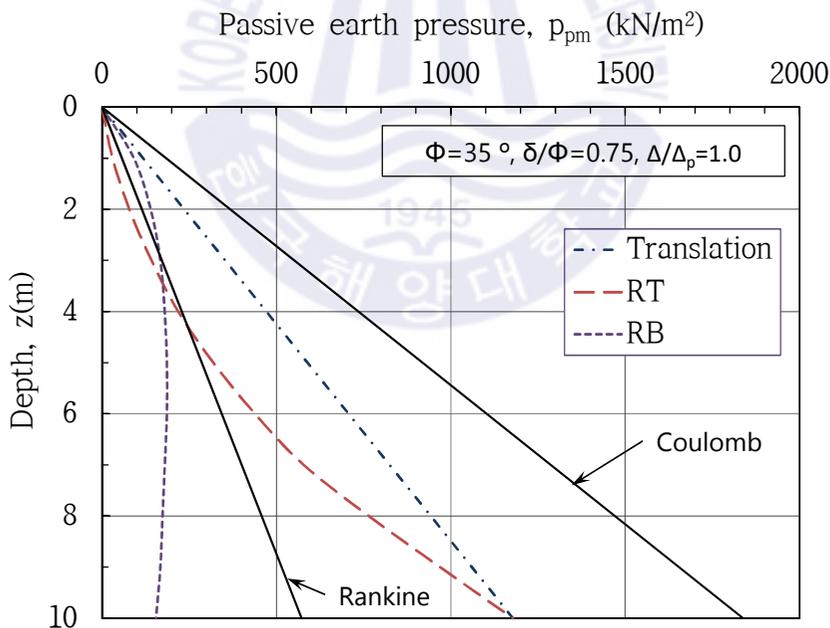


Fig. 4.15 Distribution of passive earth pressure along the depth for different modes of wall movement with Coulomb's and Rankine's theory

### 4.3 임의 변위에서의 수동토압 계산

본 절에서는 4.2절에서 제시한 Subba Rao식을 사용하여 실제 설계에서 주로 나타나는 지반 조건을 예로 들어 벽체의 임의 변위단계에서 심도별 수동측토압 분포와 임의변위( $\Delta$ )에서 발휘되는 수동측토압 합력( $P_{pm}$ )을 직접 계산하여 비교하였다. 임의변위( $\Delta$ )에서 토압을 구하기 위해서는 우선 수동토압이 발생하는 한계변위  $\Delta_p$ 를 결정하여야 하고 수동토압발생 한계변위 전의 임의변위( $\Delta$ )를 정하여  $\Delta/\Delta_p = 1$ (수동토압발생 한계변위)일 때와  $\Delta/\Delta_p$ 의 값이 0.7, 0.4, 0.1인 경우에 대하여 토압분포를 계산하여 Coulomb과 Rankine의 수동토압과 비교·분석하였다.

#### 4.3.1 계산조건

Subba Rao et al.(2004)의 반경험적 제안법을 사용하기 위하여 대수나선이론으로 산정된 Kerisel and Absi(1990)의 수동토압계수( $K_p$ )를 활용하고 Table 4.9에 제시된 검토조건에 따라 임의변위( $\Delta$ )에서 발생하는 수동측토압( $p_{pm}$ )을 계산하였다. 내부마찰각( $\phi$ )은  $25^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $35^\circ$ 의 세 가지 경우로 하고, 벽체의 거동모드는 이동(translation), 상단고정회전(RT) 그리고 하단고정회전(RB)의 세 가지 경우로 하며 벽면마찰각( $\delta$ )은 Canadian foundation engineering manual (Canadian Geotechnical Society, 2006)에 제시된  $(1/3)\phi \sim (2/3)\phi$ 를 참고하여  $\delta/\phi = 0.66$ 으로 가정하였다. 계산에 적용된 수동토압발생 한계변위( $\Delta_p$ )는 Canadian foundation engineering manual (Canadian Geotechnical Society, 2006)에 제시된 조밀한 사질토(Dense cohesionless)의  $0.02H$ 와 느슨한 사질토(Loose cohesionless)의  $0.06H$ 에 대하여 2가지로 가정하였다. 기본적으로 강성벽체의 배면 기울기는 연직이며 뒤채움 지반의 경사는 수평( $\beta = 0$ )조건으로 가정하고 계산을 수행하였다.

Table 4.9 Calculation condition

Height of the wall, H(m)	Internal friction angle, $\phi$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\delta/\phi$	$\Delta_p$	$\Delta/\Delta_p$	Mode of movement
4.0	25°	18.0	0.66	0.02H 0.06H	1.0	Translation, RT, RB
	30°				0.7	
	35°				0.4 0.1	

Table 4.10는 Subba Rao et al.(2004)이 제안한 반경험적 접근법의 세 가지 거동모드인 이동(translation), 상단고정회전(RT) 그리고 하단고정회전(RB)에 대하여 제시된 관계식을 간단하게 표로 정리한 것으로 Table 4.10의 관계식을 활용하여 계산을 수행하였다.

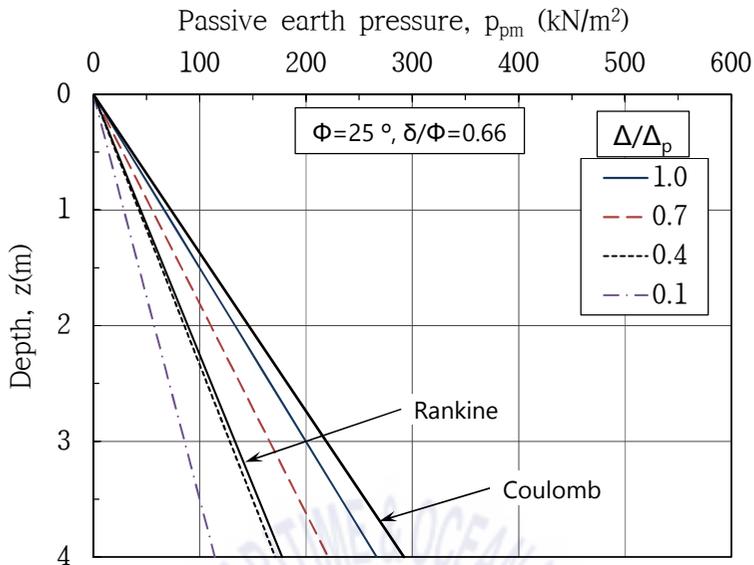
Table 4.10 Relationship between mobilized friction angle and displacement

Mode of movement	$x, y$ axis	Relational equation
Translation	$x = \Delta / \Delta_p$ $y = [(\phi_m / \phi) / (\Delta / \Delta_p)]$	$y = (1 / x^{0.6})$ , Where, $x > 0$ (referring to Fig. 4.5(a))
Rotation about the top (RT)	$x = \Delta / \Delta_p$ $y = [(\phi_m / \phi) / (\Delta / \Delta_p)]$	$y = (1 / x^{0.6})$ , Where, $x > 0$ at the bottom, the displacement is $\Delta_b$ $\alpha = \Delta_b / \Delta_p$ $\Delta / \Delta_p = \alpha (z / D)$ (referring to Fig. 4.5(b))
Rotation about the bottom (RB)	$X = (1 - \Delta / \Delta_p)$ $Y = [(\phi_m / \phi) / (1 - \Delta / \Delta_p)]$	$Y = [(1 / X) - 1]$ , Where, $X > 0$ at the top, the displacement is $\Delta_t$ $\beta = \Delta_t / \Delta_p$ $\Delta / \Delta_p = \beta (1 - z / D)$ (referring to Fig. 4.5(c))

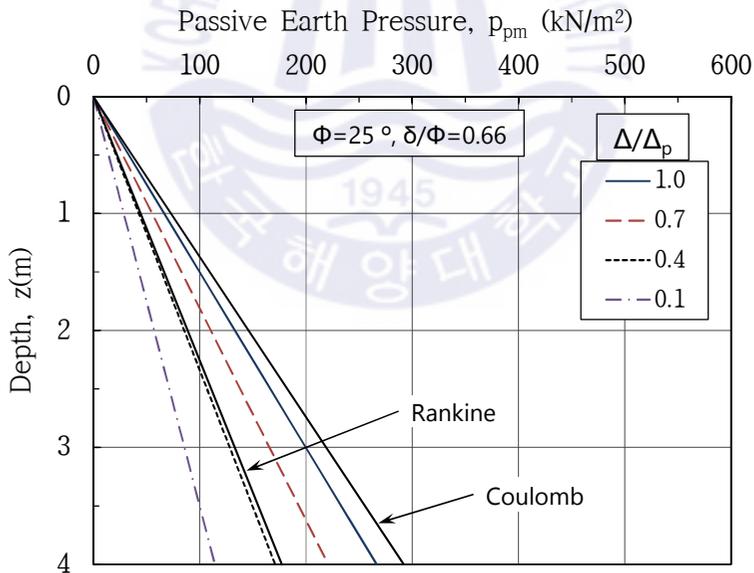
### 4.3.2 이동모드 계산결과

강성벽체의 이동(translation)모드는 Fig. 4.10(a)의 변위 조건으로 Table 4.10에 정리된 관계식을 사용하여 임의변위에서 강성벽체의 심도에 따라 발생하는 수동측토압을 산정할 수 있다. Table 4.9의 조건에 따라 벽체 이동모드에 대해 벽체에 작용하는 임의변위( $\Delta$ )에서 발휘되는 수동측토압( $p_{pm}$ )의 크기를 계산하여 Fig. 4.16 ~ Fig. 4.19에 나타내었다.

Fig. 4.16 ~ Fig. 4.18은 벽체의 변위비( $\Delta/\Delta_p = 1.0 \sim 0.1$ )에 따른 심도별 토압 분포를 내부마찰각의 크기에 따라 나타낸 그래프이다. Fig. 4.16에서 (a)는 느슨한 사질토에 적용하는 수동토압발생 한계변위인  $\Delta_p = 0.06H$  일 때 (b)는 조밀한 사질토에 적용하는 수동토압발생 한계변위인  $\Delta_p = 0.02H$  일 때 벽체의 변위비( $\Delta/\Delta_p = 1.0 \sim 0.1$ )에 따른 심도별 토압분포를 내부마찰각의 크기에 따라 나타낸 것이다. (a)와 (b) 그래프에서 수동 한계변위인  $\Delta_p$ 를 0.06H와 0.02H로 다르게 적용하여도 벽체의 변위비인 ( $\Delta/\Delta_p$ )를 0.1, 0.4, 0.7, 1.0으로 동일하게 적용하였으므로 심도에 따른 수동토압의 크기는 모두 동일하게 나타난다. 또한 모든 계산에서 내부마찰각 크기에 상관없이  $\delta/\phi$ 를 0.66으로 일정하게 가정하였으므로 내부마찰각이  $25^\circ$  에서  $35^\circ$  까지 커짐에 따라 벽면마찰각은 증가하고 벽체에 작용하는 심도별 수동측토압도 증가하는 것으로 나타났다. 계산에 적용된 내부마찰각  $25^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $35^\circ$  모두에 대해 한계변위 수동토압인 Coulomb의 계산결과가 가장 크게 나타났고  $\Delta/\Delta_p = 0.4$ 인 경우에 Rankine의 수동토압 계산결과와 유사한 토압분포를 보였다. Fig. 4.19은 벽체의 변위에 따라 발휘되는 수동토압 합력( $P_{pm}$ )을 비교하여 나타낸 것으로 벽체변위의 크기와 내부마찰각의 크기에 따른 수동토압 합력( $P_{pm}$ )의 크기 변화를 쉽게 알아볼 수 있다. Fig. 4.16 ~ Fig. 4.18의 결과와 같이 계산에 적용된 내부마찰각  $25^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $35^\circ$  모든 경우에서 Coulomb의 수동토압합력( $P_p$ )이 가장 컸으며 제안된 경험식으로 계산된 임의의 수동측 변위비  $\Delta/\Delta_p = 0.4$ 인 경우에 대하여 Rankine의 수동토압 합력( $P_p$ ) 과 유사한 값을 보였다.



(a)  $\Delta_p = 0.06H$



(b)  $\Delta_p = 0.02H$

Fig. 4.16 Distribution of passive earth pressure along the depth at  $\phi = 25^\circ$  (translation mode)

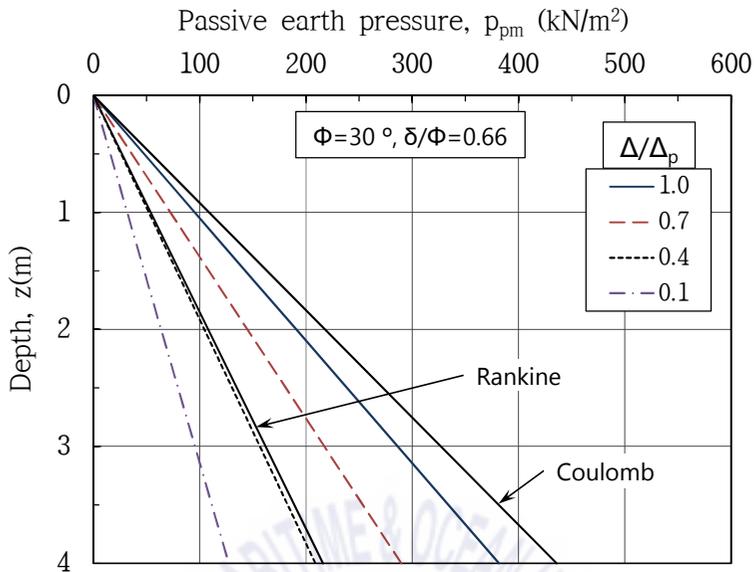


Fig. 4.17 Distribution of passive earth pressure along the depth at  $\phi = 30^\circ$  (translation mode)

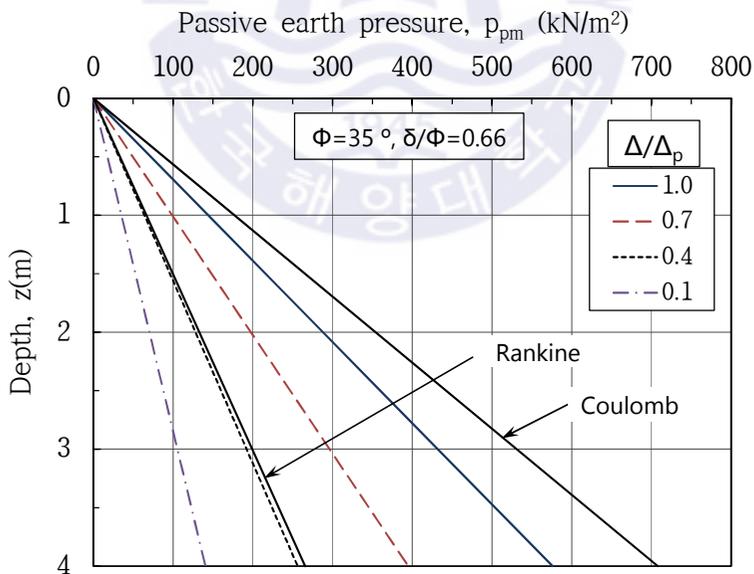


Fig. 4.18 Distribution of passive earth pressure along the depth at  $\phi = 35^\circ$  (translation mode)

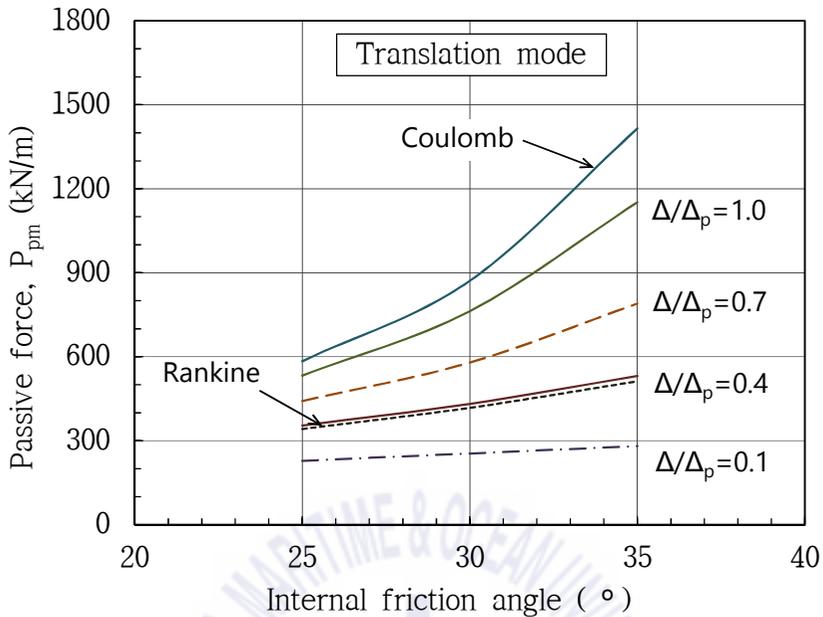


Fig. 4.19 Passive force for internal friction angle at translation mode

### 4.3.3 상단고정회전(RT)모드 계산결과

강성벽체의 상단고정회전(RT)모드는 Fig. 4.10(b)의 거동조건으로 Fig. 4.20 ~ Fig. 4.22은 벽체의 변위비( $\Delta/\Delta_p = 1.0 \sim 0.1$ )에 따른 심도별 토압분포를 내부마찰각의 크기에 따라 나타낸 그래프로 4.3.2절의 이동모드에서의 계산결과와 같이 내부마찰각 증가에 따라 벽체에 작용하는 심도별 토압은 증가한다. 동일하게 한계변위 수동토압인 Coulomb의 계산결과가 가장 크게 나타났다. 흙의 내부마찰각  $25^{\circ}$ ,  $30^{\circ}$ ,  $35^{\circ}$ 의 모든 경우에서 작은 변위비인  $\Delta/\Delta_p = 0.1$ 일 때 심도에 따른 토압분포는 거의 선형적으로 증가하였다.

Fig. 4.23은 벽체변위의 크기와 내부마찰각의 크기에 따른 수동토압의 크기를 쉽게 알아볼 수 있으며 계산된 모든 경우에서 Coulomb의 수동토압 합력이 가장 컸고 제안된 Subba Rao식으로 계산된  $\Delta/\Delta_p = 0.7$ 인 경우 Rankine의 수동토압 합력과 유사한 값을 보였다.

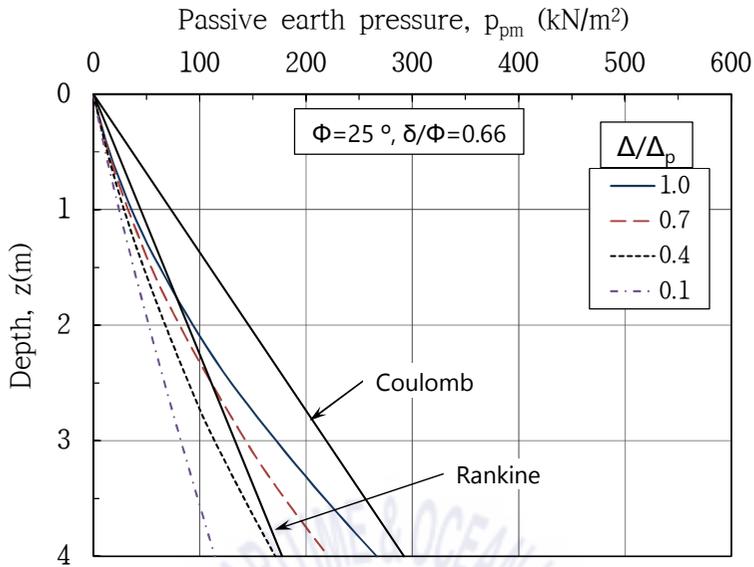


Fig. 4.20 Distribution of passive earth pressure along the depth at  $\phi = 25^\circ$  (RT mode)

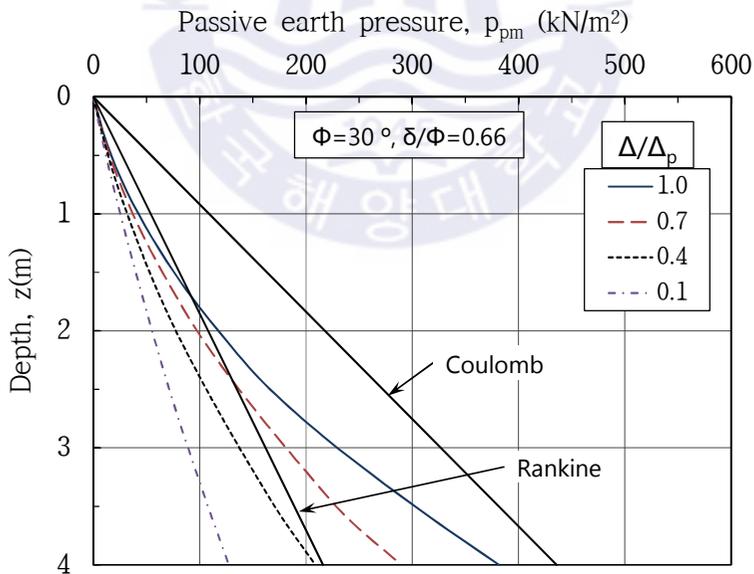


Fig. 4.21 Distribution of passive earth pressure along the depth at  $\phi = 30^\circ$  (RT mode)

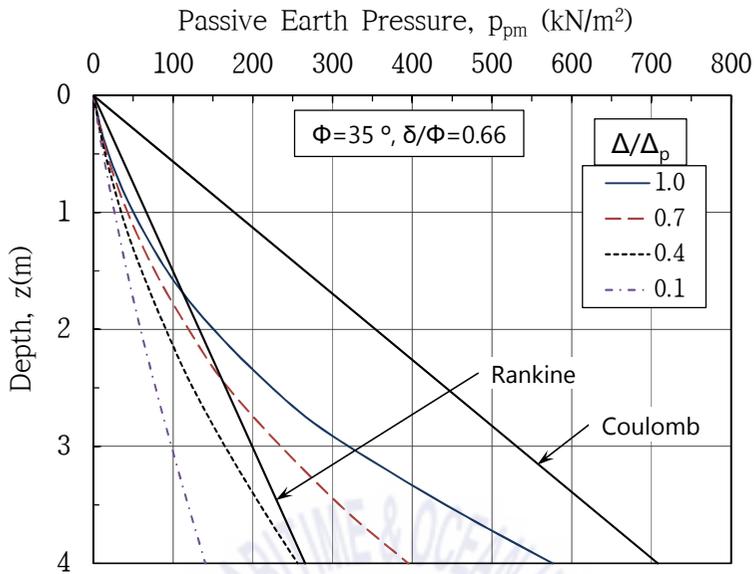


Fig. 4.22 Distribution of passive earth pressure along the depth at  $\phi = 35^\circ$  (RT mode)

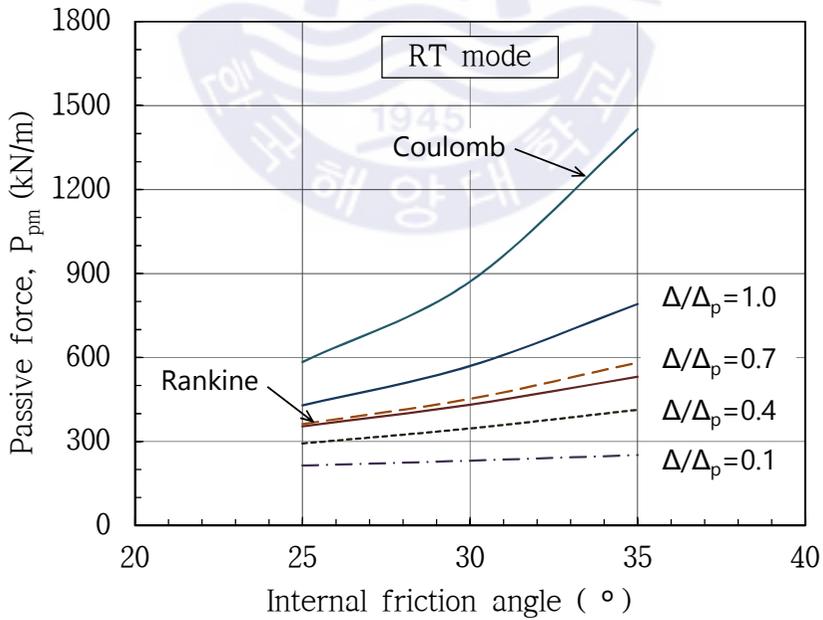


Fig. 4.23 Passive force for internal friction angle at RT mode

### 4.3.4 하단고정회전(RB)모드 계산결과

강성벽체의 하단고정회전(RB)모드는 Fig. 4.10(c)의 거동조건으로 임의변위에서 벽체에 발휘되는 수동토압의 계산결과를 Fig. 4.24 ~ Fig. 4.27에 나타내었다. Fig. 4.24 ~ Fig. 4.26은 벽체의 변위비( $\Delta/\Delta_p = 1.0 \sim 0.1$ )에 따른 심도별 토압분포를 내부마찰각의 크기에 따라 나타낸 그래프로 모든 변위크기에 대하여 Rankine 이론의 수동토압(한계변위)보다 작게 나타났으며 흙의 내부마찰각 크기와 관계없이 모든 그래프에서  $\Delta/\Delta_p = 0.1$ 인 경우 심도별 토압분포는 거의 직선에 가까웠다.

Fig. 4.27의 그래프에서는 계산된 모든 경우에서 Coulomb과 Rankine의 고전 토압 이론에 의한 수동토압 합력이 크게 산정되었고  $\Delta/\Delta_p = 1.0$ 인 경우에서도 Rankine 토압과 비교하여 60% 정도 수준의 수동토압 합력( $P_{pm}$ )이 계산되었다.

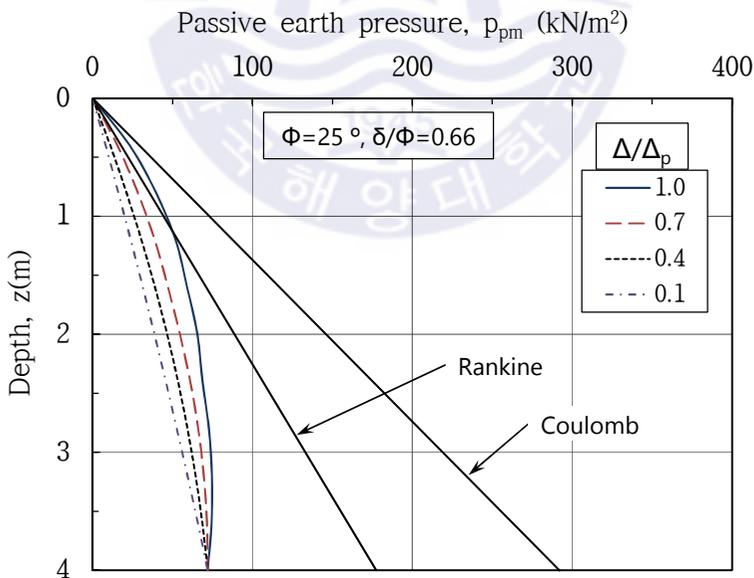


Fig. 4.24 Distribution of passive earth pressure along the depth at  $\phi = 25^\circ$  (RB mode)

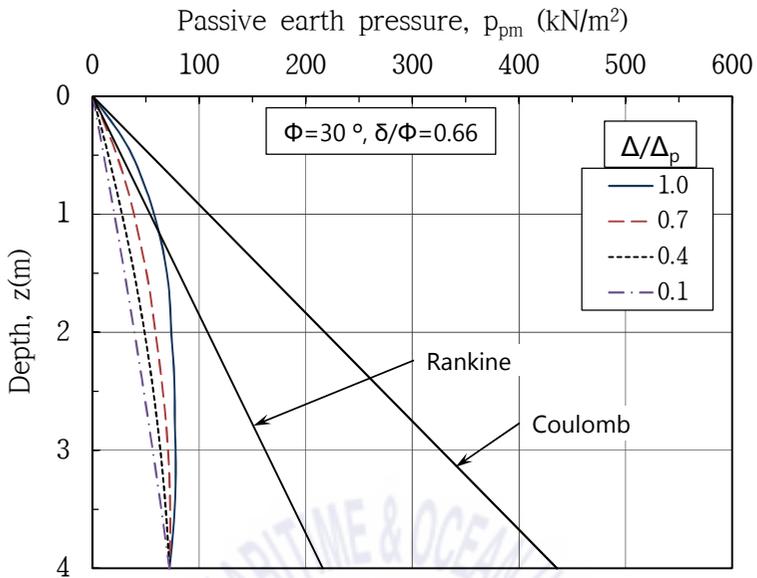


Fig. 4.25 Distribution of passive earth pressure along the depth at  $\phi = 30^\circ$  (RB mode)

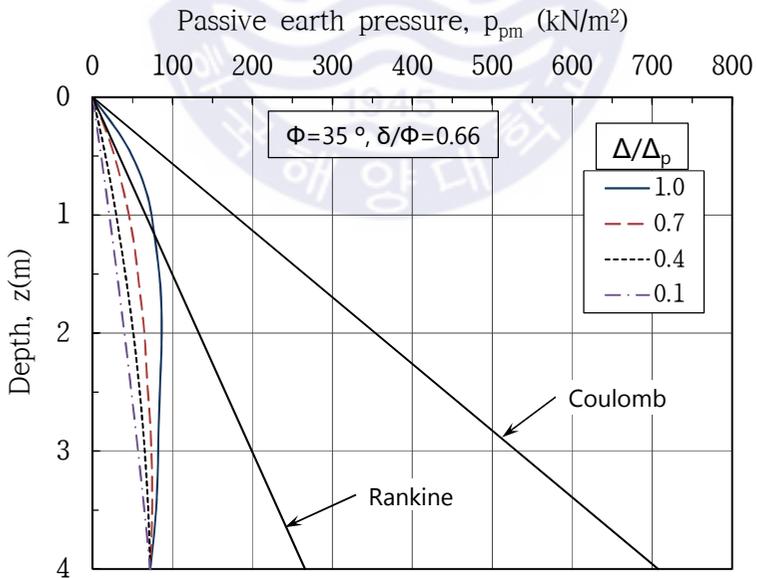


Fig. 4.26 Distribution of passive earth pressure along the depth at  $\phi = 35^\circ$  (RB mode)

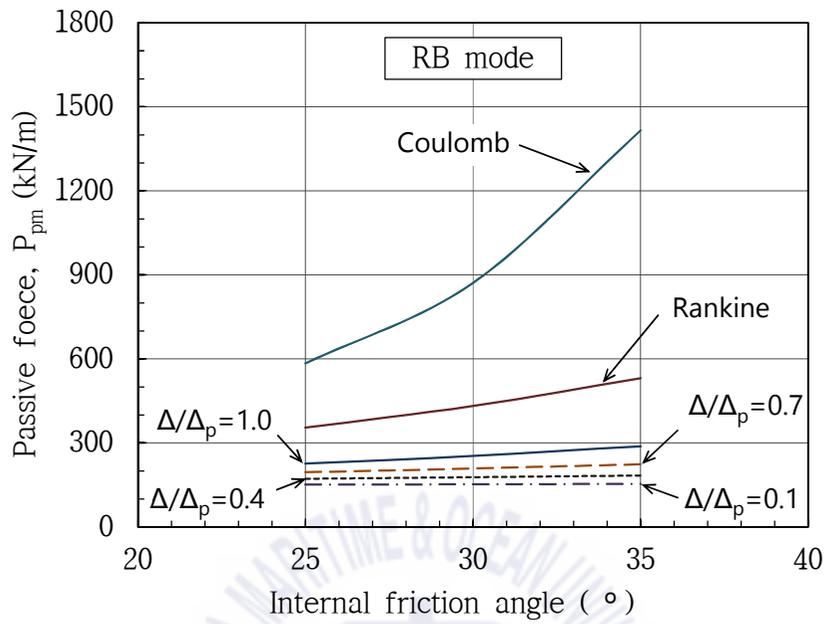


Fig. 4.27 Passive force for internal friction angle at RB mode

## 제 5 장 수동측토압 산정을 위한 적정변위

### 5.1 수동측 적정 변위의 결정

#### 5.1.1 일반적인 수평변위 기준

콘크리트 옹벽과 같은 강성벽체 등에 하중 등으로 수평변위가 발생하는 경우 옹벽구조물의 안정성을 판단하기 위해 허용변위를 대략적으로 제시하여 설계한다. 일반적인 흙막이 구조물의 허용변위 기준은 Table 5.1에 나타내었다. 현재까지 옹벽 등의 흙막이 구조물에 대한 허용수평변위의 명확한 기준은 없으며 흙막이벽체의 경우 굴착깊이(H)의 0.2%를 안정성 판단기준으로 주로 적용한다. 이는 실무에서 설계나 시공 시에 대략적으로 안정성을 판단할 수 있는 기준을 제시하는 것이다. 개략적인 기준을 참고하여 허용수평변위를 0.2%H (0.002H)로 고려하면 Canadian Foundation Engineering Manual (Canadian Geotechnical Society, 2006)에서 제시하는 조밀한 사질토의 주동토압 발생 한계변위 0.001H와 느슨한 사질토의 주동토압 한계변위 0.004H 범위 내에 있는 것으로 볼 수 있다. 본 연구의 계산예로 적용된 벽체 높이 4.0m에 0.002H의 기준을 적용하면 허용 수평변위는 약 0.008m(0.002×4)이며 이 값 이상의 수평변위가 벽체에 발생하는 경우는 불안정한 상태로 판단할 수 있을 것이다.

Table 5.1 Allowable lateral wall movements

Manual	Contents
NAVFAC DM 7.2 (U.S. navy, 1986)	- For well constructed strutted excavations in dense sands and till, maximum lateral wall movements are often less than 0.2% of excavation depth.
KCS 11 10 15 (Korea Construction Standards center, 2016)	- $t \geq 60\text{cm}$ with concrete slurry wall : 0.002H - $t \approx 40\text{cm}$ with concrete slurry wall : 0.0025H where, H is excavation depth

### 5.1.2 수동측토압 산정을 위한 적정변위 결정

제4장에서는 복합과괴면을 고려한 강성벽체의 작은 변위에서부터 한계변위까지 수동상태에 대한 몇 단계의 임의변위에 대해서 벽체에 작용하는 수동토압을 분석하였다. 그 결과 벽체의 거동모드에 따라 차이는 있으나 Canadian Foundation Engineering Manual (Canadian Geotechnical Society, 2006)에 제시된 수동한계변위의 약 40%이하 변위에서 Rankine의 수동토압 값에 도달하였다. 그러므로 실무에서 수동측토압을 적용하기 위해서는 반드시 한계변위 이내에서 구조물이 허용 가능한 변위의 수동측토압을 산정하여야 한다. 그러기 위해서는 허용변위 이내의 합리적인 수동측변위의 크기를 결정하여야 하므로 본 절에서는 실무에서 적용 가능한 허용변위 이내에서 발휘되는 수동측토압을 산정할 수 있는 적정 수동측변위의 크기를 결정하고자 한다. Fig. 5.1은 정지토압과 주동 및 수동토압에 이르는 벽체수평변위와 토압의 응력-변형률( $\sigma - \epsilon$ ) 관계를 단순화한 것으로 수동토압에 도달하는 수평변형률( $\epsilon_{hp}$ )이 주동상태의 변형률( $\epsilon_{ha}$ ) 보다 상당히 크다는 것을 알 수 있다. 또한 흥미로운 것은 Fig. 5.1에서  $+\epsilon = \epsilon_{ha}$  되는 수동영역의 토압은  $\sigma_{hp}$ 의 절반 정도에 지나지 않는다는 것이다.

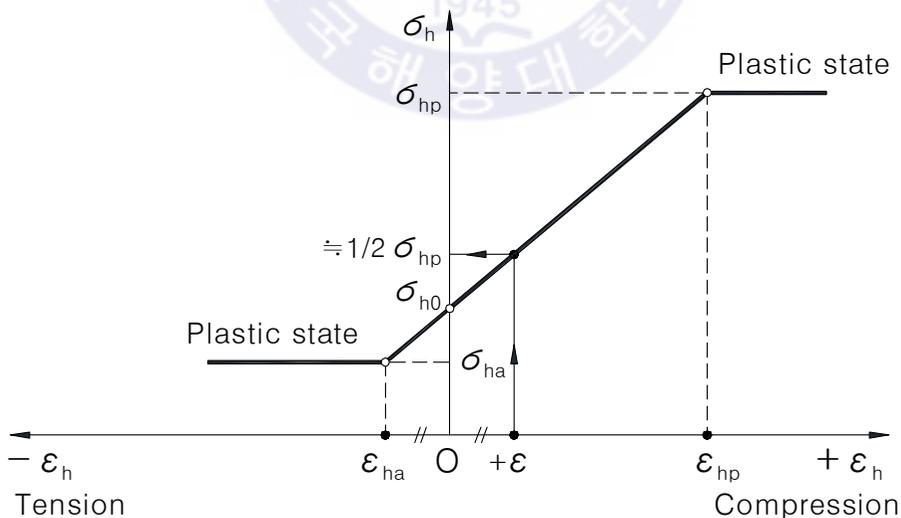


Fig. 5.1 Effect of horizontal displacement on earth pressures ( $K_0 < 1$ ,  $c = 0$ .)

Lambe and Whitman(1969)은 이를 설명하기 위하여 삼축압축시험을 이용하였다. 지반을 수평으로 가정하면 Fig. 5.2의 응력경로에 나타난 것과 같이 흙속의 모든 요소는 축응력이 일정한 상태에서 구속응력이 증가 또는 감소하는 삼축압축시험의 시료와 같은 거동을 한다(Lambe and Whitman, 1969). Fig. 5.2의 정지상태 A점에서 지반내 임의 요소에 작용하는 수평응력이 줄어들면(응력경로 A→C) 흙의 전단강도가 최대로 발휘되고 더 이상의 수평응력 저하가 없는 상태일 때의 수평응력을 주동응력이라고 한다. 반면 지반 내 임의 요소에 수직응력을 일정하게 유지한 채 구속응력을 증대시키면(응력경로 A→B) 더 이상의 수평응력 증가가 없는 상태의 수평방향응력을 수동응력이라 한다.

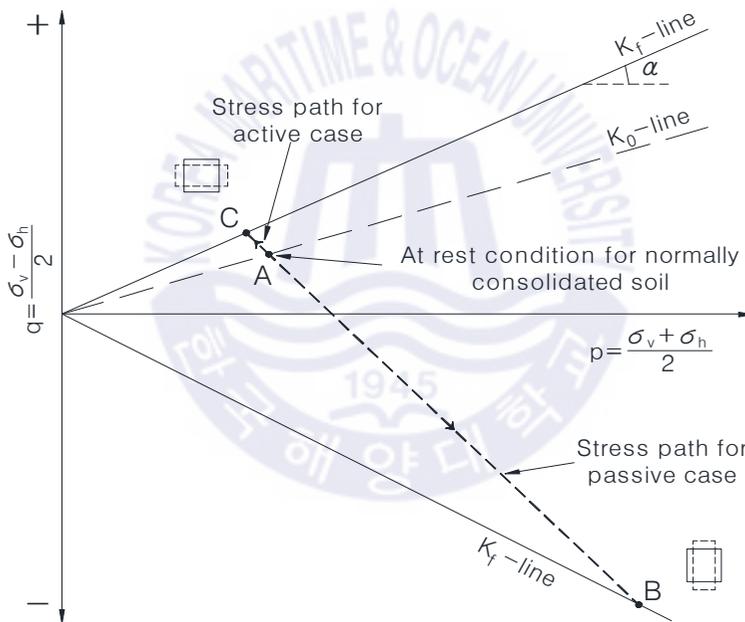
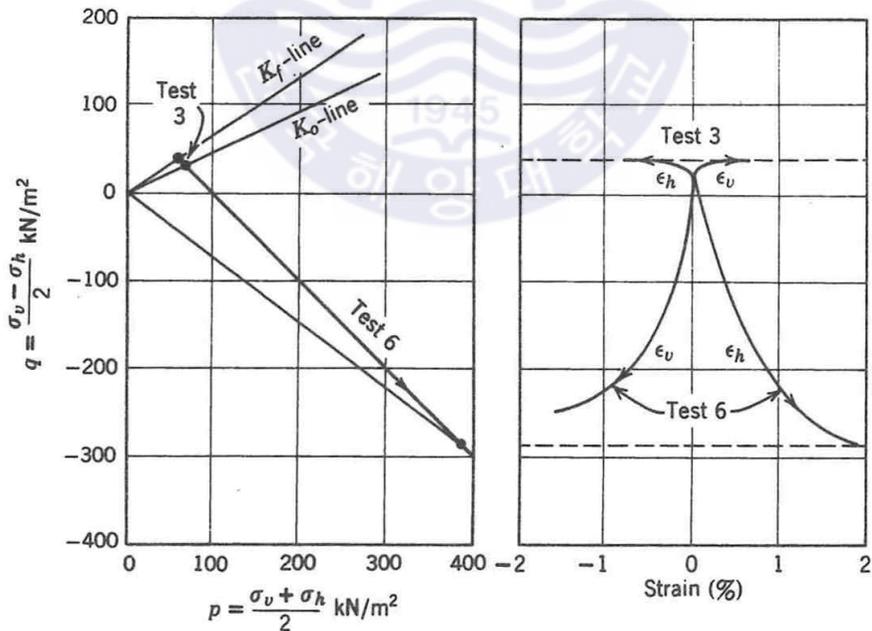


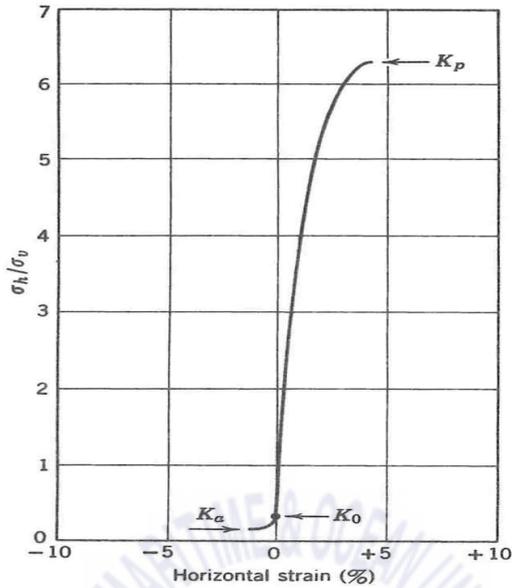
Fig. 5.2 Stress paths for active and passive conditions

Fig. 5.3(a)에서 Test 3은 주동상태 Test 6은 수동상태를 나타내는 삼축압축시험으로 (a)는 응력경로와 수평 및 수직변형률을 나타내고 (b)는 수평변형률에 대한 응력비(K)를 나타낸다. 이 시험 결과로부터 Lambe and Whitman(1969)은 ① 주동상태에 도달하기 위해서는 -0.5% 미만의 작은 수평변형률이 필요하고

② 최대수동저항의 1/2에 도달하기 위해 수평압축이 약 0.5% 정도 필요하며  
 ③ 최대수동저항에 도달하기 위해 수평압축은 약 2% 정도가 필요하다는 결론을 내렸다. 이 결과는 대부분 밀도가 높은 모래에 대한 것이며 느슨한 모래의 경우도 ①, ②번은 공통으로 적용 가능하다. 또 느슨한 모래는 최대수동저항력(수동토압)에 도달하기 위해 15%의 수평압축이 필요하다. 초기상태인  $K_0$ 에서 수동상태에 도달하는 변위보다 주동상태에 도달하는 데 필요한 변위가 작은 두 가지 이유가 있다. 첫째 제하(unloading)인 주동상태는 재하/loading)인 수동상태보다 항상 작은 변위를 수반한다는 것이다. 둘째 정지상태에서 주동상태로 전이(translation)될 때의 응력 변화는 수동상태로 전이될 때의 응력 변화보다 훨씬 작기 때문이다. 이상의 시험결과를 통해 모래지반의 조밀정도에 관계없이 벽체의 한쪽 면에서 주동변위에 의해 주동토압이 발생하는 수평변형률은 0.5% 미만이며 그때 반대 면인 수동측에서는 수동토압의 절반정도만 발휘되고 수동토압이 발휘되기 위해서는 조밀한 모래에서 2% 정도의 느슨한 모래에서는 15% 정도의 수평변형률이 필요하다(Lambe and Whitman, 1969).



(a) Stress paths and  $q$  versus strain



(b)  $K$  versus horizontal strain

Fig. 5.3 Strain required to reach active and passive stress in a dense sand  
(Lambe and Whitman, 1969)

기준서 등에서 제시된 사질토의 수동토압발생 한계변위는 주동토압이 발생하는 한계변위보다 10배 이상의 큰 변위를 필요로 한다. 그래서 실무에서 흙막이 벽체와 옹벽 등의 설계 시 파괴상태 직전의 수동토압을 저항력으로 활용하게 되면 안정성이 확보되는 변위 이상의 큰 변위가 발생하게 되어 구조물의 변위에 대한 안정성이 문제가 되므로 설계에 그대로 적용하는 것은 부적절한 것으로 판단된다. 그러므로 적절한 수동측토압(수동저항력)을 산정하기 위해서는 구조물의 안정성이 확보되는 범위 이내의 변위에 대응되는 수동측토압을 사용하는 것이 필요하다. 지중에 삽입된 강성벽체가 수평으로 변형할 때 벽체의 한쪽 면은 주동영역 반대편은 수동영역이 되고 흙막이 구조물의 안정성 검토 시 배면토압을 주동토압으로 가정하여 설계하는 것이 일반적이므로 수동저항이 발생하는 수동측토압 산정을 위한 수동측변위를 한계주동변위로 가정하여 수치해석과 Subba Rao식의 비교·검토를 수행하였다. 또 일반적인 흙막이구조물의 수평 변위 관리기준인  $0.002H$ 에 대해서도 분석하였다.

## 5.2 결정된 수동측변위에서의 수동측토압 계산

지반종류와 상대밀도 등에 따라 설계기준에서 제안된 주동토압이 발생하는 한계변위를 사용하여 해당 주동한계변위에서의 발휘되는 수동측토압을 4.2절에서 제시된 Subba Rao식으로 계산을 수행하였다.

### 5.2.1 계산조건

Table 5.2 제시된 검토조건을 적용하여 임의변위에서 발생하는 수동측토압을 계산하였다. 여기서 결정되는 임의 변위를 본 논문에서는 이후로 ‘설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ ) ○○m’로 표현하고 ○○에는 적용된 변위의 크기를 나타내도록 한다. Canadian foundation engineering manual (Canadian Geotechnical Society, 2006)의 내용을 참고하여 벽면마찰각( $\delta$ )은  $(2/3)\phi$ 를 적용하였다. 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )는 느슨한 사질지반의 한계주동변위인  $0.004H$ 와 조밀한 사질지반의 한계주동변위인  $0.001H$ 의 두 가지를 적용하며 그에 대응되는 한계수동변위( $\Delta_p$ )는  $0.06H$ 와  $0.02H$ 로 적용하고 일반적인 벽체의 안정성 판단기준인  $0.002H(0.2\%H)$ 를 적용하였다. 여기서  $H$ 는 강성벽체의 높이이다.

Table 5.2 Calculation condition

Soil type and condition	Height of rigid wall H (m)	Internal friction angle $\phi$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Wall friction $\delta$ (°)	$\Delta_p$ (m)	$\Delta_{pd}$ (m)
Loose cohesionless	4.0	25°	18.0	$(2/3)\phi$	$0.06H$ =0.24	0.016(0.004H)
		30°				0.008(0.002H)
		35°				
Dense cohesionless	4.0	25°	18.0	$(2/3)\phi$	$0.02H$ =0.08	0.004(0.001H)
		30°				0.008(0.002H)
		35°				
where, $\Delta_p$ : Displacement of critical passive state (0.24m and 0.08m) $\Delta_d$ : Amount of passive displacement (0.016m, 0.008m and 0.004m)						

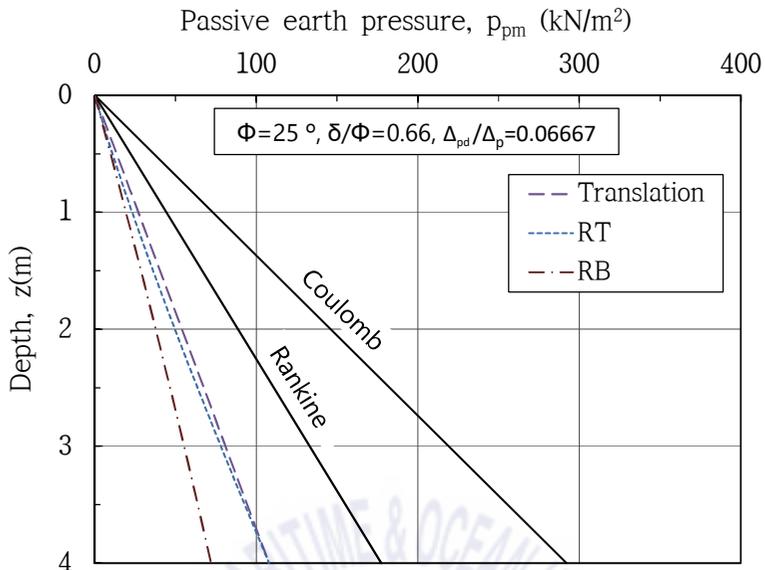
본 연구의 수동측토압 계산에서는 강성벽체의 높이(H)를 4.0m로 가정하였으므로 계산에 사용된 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )는 0.016m, 0.004m 그리고 0.008m이다. 수동토압발생 한계변위( $\Delta_p$ )는 느슨한 사질토 0.24m와 조밀한 사질토 0.08m 두 경우로 적용하였으므로 느슨한 사질토의 수동측변위비( $\Delta_{pd}/\Delta_p$ )는 0.06667과 0.0333이고 조밀한 사질토의 수동측변위비( $\Delta_{pd}/\Delta_p$ )는 0.05와 0.1이 된다.

## 5.2.2 계산결과

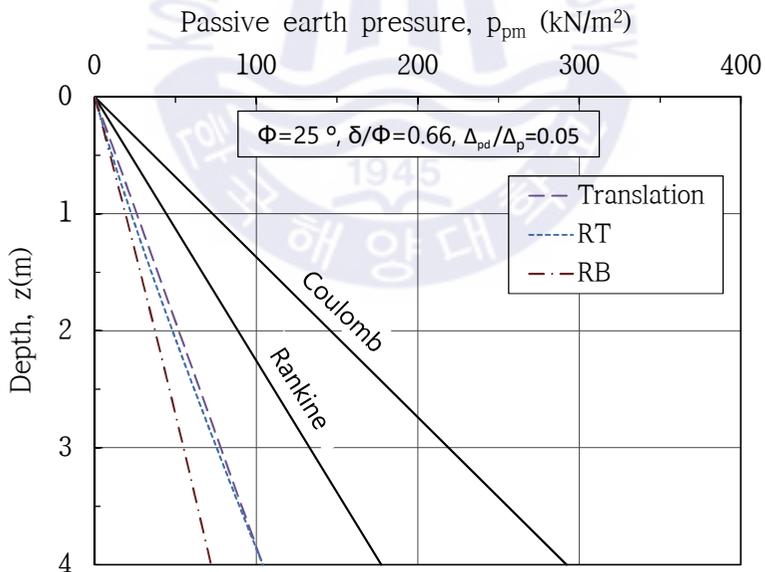
내부마찰각의 크기에 따라 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ ) 0.016m, 0.008m, 0.004m인 경우에 대하여 세 가지 벽체 거동모드를 적용하여 거동모드에 따른 수동측토압을 계산하여 수동토압의 발생경향과 Rankine과 Coulomb의 한계변위(파괴)상태 수동토압과 비교하여 나타내었다. 계산 결과는 (1) 벽체심도에 따라 설계 수동측변위에서 발휘되는 수동측토압 분포를 흙의 내부마찰각( $\phi$ )에 따라 각각 나타내고 (2) 발휘되는 수동토압 합력을 내부마찰각 변화에 따라 나타내었으며 (3) 각 내부마찰각에서 발휘되는 수동측토압 합력을 Rankine의 한계변위상태 수동토압 합력과 비율로 비교하여 각각 정리하였다.

### (1) 벽체심도에 따라 발휘되는 수동측토압분포

Fig. 5.4 ~ Fig. 5.6에서 Rankine과 Coulomb은 파괴상태 수동토압이고 나머지 값들은 H=4.0m인 강성벽체의 각 거동모드에 대한 심도별 토압이다. (a)는 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )가 0.004H(0.016m)인 경우 (b)는 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ ) 0.001H(0.004m)일 때이다. 흙의 내부마찰각  $\phi = 25^\circ$ ,  $\delta/\phi = 0.66$ 인 조건에서 계산된 Fig. 5.4의 (a), (b) 모두 발휘된 수동측토압은 심도에 따라 거의 직선적인 분포를 나타내며 흙의 내부마찰각( $\phi$ ) 30°와 35°에서도 동일한 결과를 보였다. 즉 벽체의 거동모드(이동, RT, RB)에 관계없이 벽체의 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )가 0.016m 또는 0.004m와 같이 작은 경우 강성벽체에 작용하는 심도별 토압분포는 지표는 0이고 하부로 내려갈수록 거의 선형적으로 증가하는 결과를 보였다.

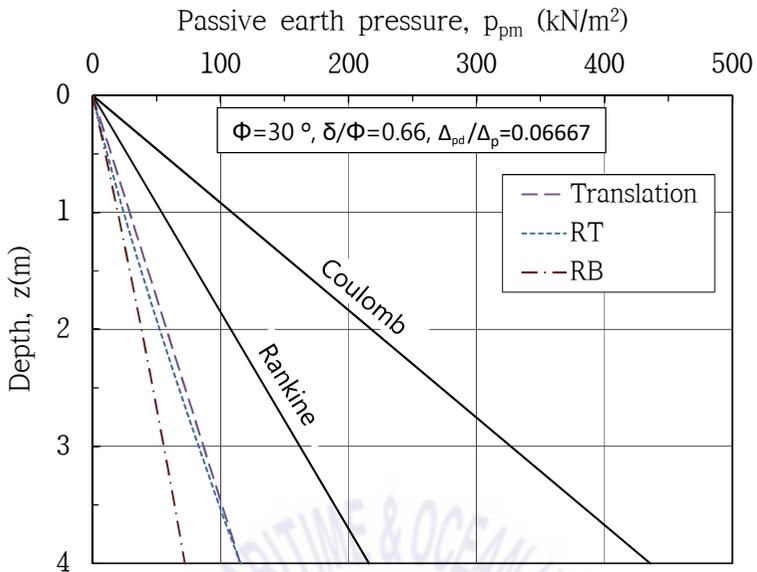


(a)  $\Delta_{pd} = 0.016m$  (loose cohesionless)

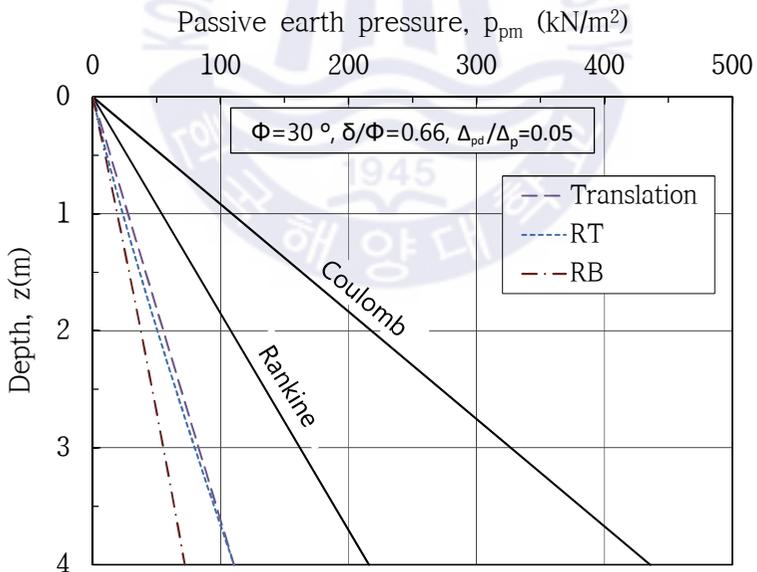


(b)  $\Delta_{pd} = 0.004m$  (dense cohesionless)

Fig. 5.4 Mobilized passive earth pressure for various wall movements at  $\phi = 25^\circ$

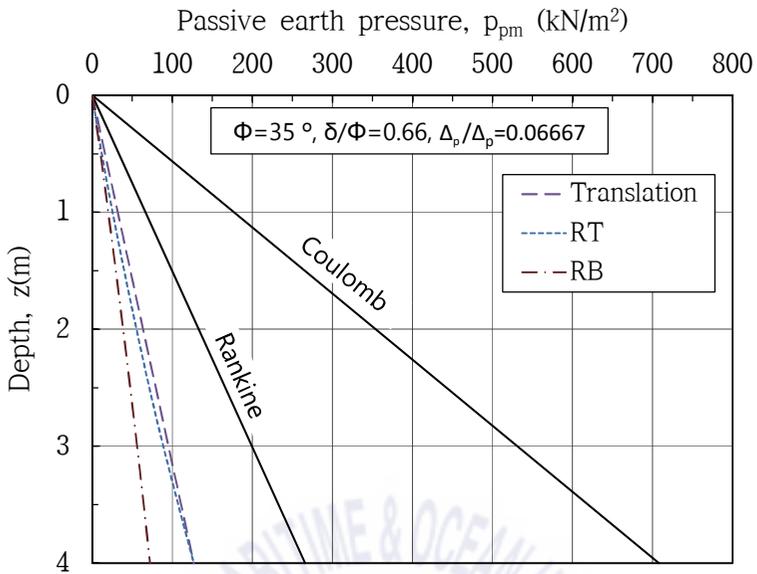


(a)  $\Delta_{pd} = 0.016m$  (loose cohesionless)

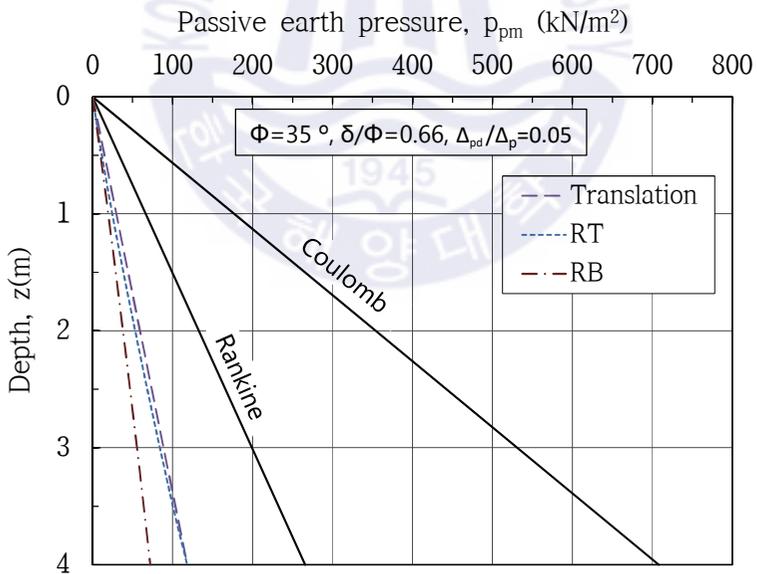


(b)  $\Delta_{pd} = 0.004m$  (dense cohesionless)

Fig. 5.5 Mobilized passive earth pressure for various wall movements at  $\phi = 30^\circ$



(a)  $\Delta_{pd} = 0.016m$  (loose cohesionless)

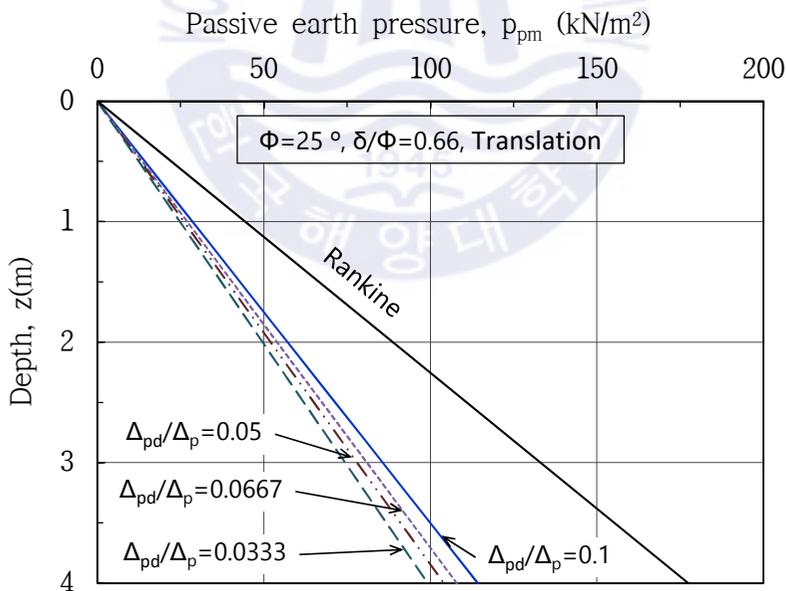


(b)  $\Delta_{pd} = 0.004m$  (dense cohesionless)

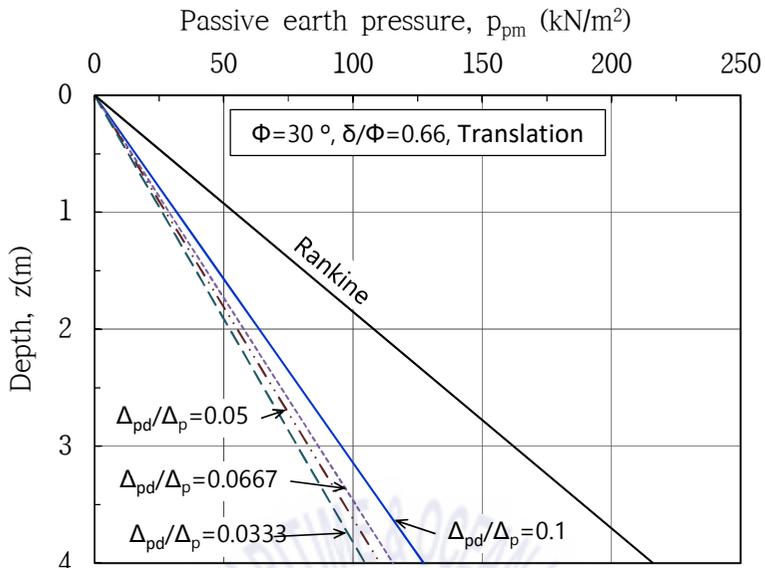
Fig. 5.6 Mobilized passive earth pressure for various wall movements at  $\phi = 35^\circ$

벽체의 세 가지 거동모드에 대하여 계산한 결과 이동모드와 RB모드의 경우 작은 변위에서 벽체깊이를 따라 거의 직선적인 토압분포를 나타내며 RT모드의 경우는 상대적으로 직선에 가까운 곡선을 나타내는 것을 확인하였다.

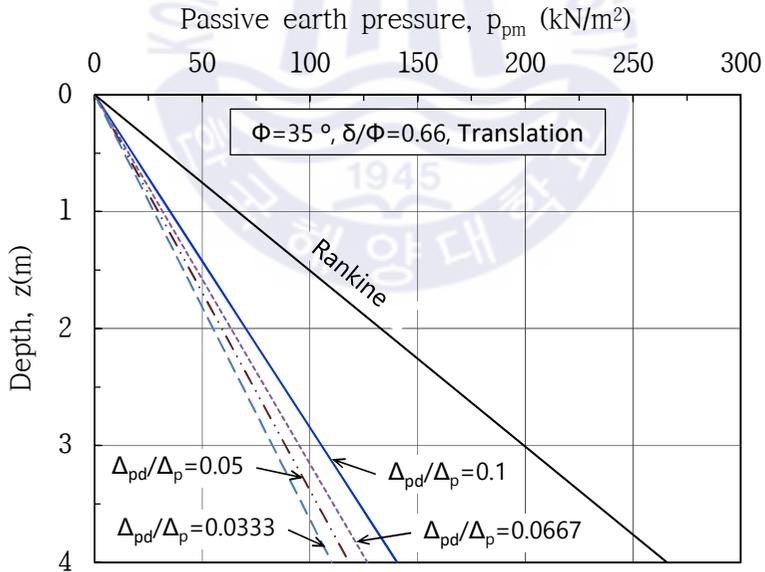
추가적으로 강성벽체의 높이를 4.0m로 동일하게 가정하고 세 가지 벽체 거동모드에 대하여 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )를 0.008m(0.002H)로 하고 수동토압발생 한계변위인  $\Delta_p$ 는 느슨한 사질토 0.24m(0.06H)와 조밀한 사질토 0.08m(0.02H)의 두 경우에 대하여 적용하였다.  $\Delta_{pd}/\Delta_p = 0.0333$ 과  $\Delta_{pd}/\Delta_p = 0.1$ 일 때를 계산하여 앞서 계산한  $\Delta_{pd}/\Delta_p = 0.06667$ 과  $\Delta_{pd}/\Delta_p = 0.05$ 의 결과와 함께 Fig. 5.7 ~ Fig. 5.9에 나타내었다. 하단고정회전(RB)모드의 계산결과(Fig. 5.9) RB모드에서는 벽체에 작용하는 토압이 작아 내부마찰각( $\phi$ )과 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )의 크기에 관계없이 거의 비슷한 수동측토압 값을 보였다.



(a)  $\phi = 25^\circ$

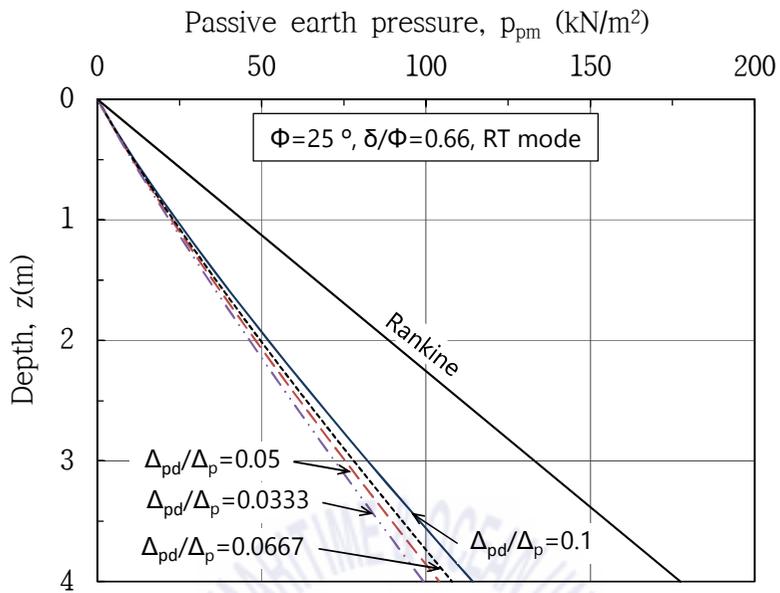


(b)  $\phi = 30^\circ$

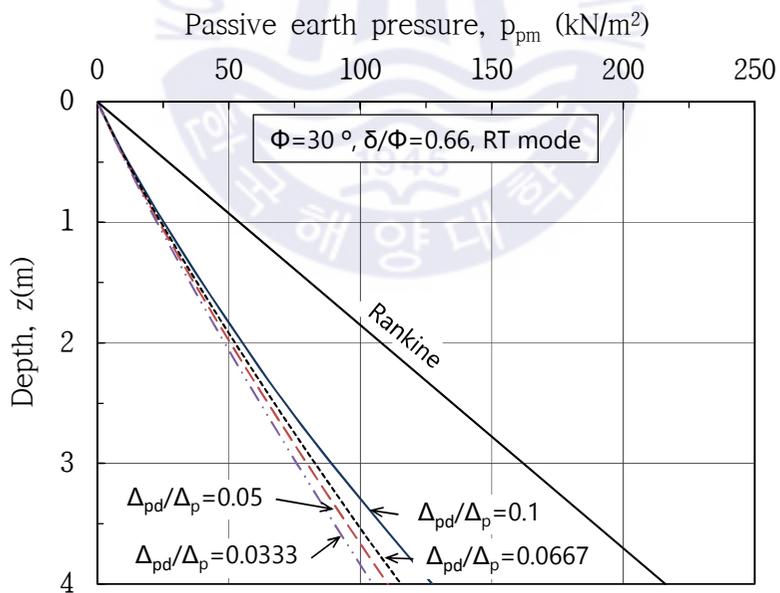


(c)  $\phi = 35^\circ$

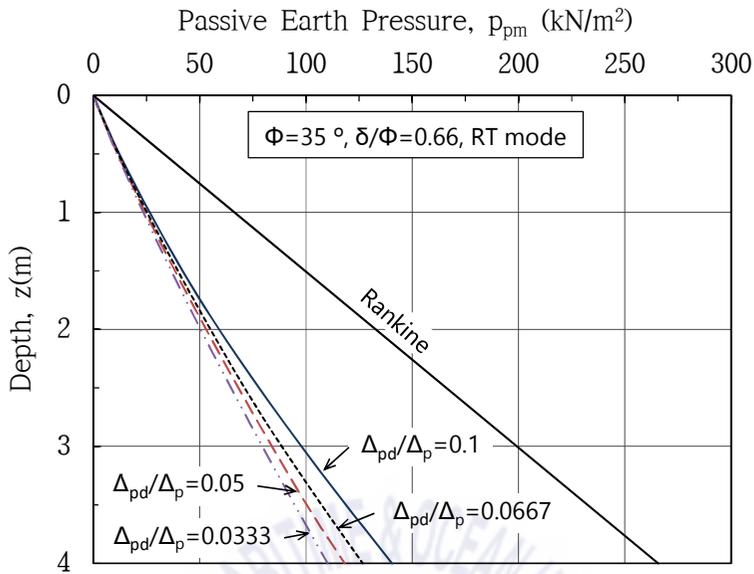
Fig. 5.7 Mobilized passive earth pressure for wall displacement in translation mode



(a)  $\phi = 25^\circ$

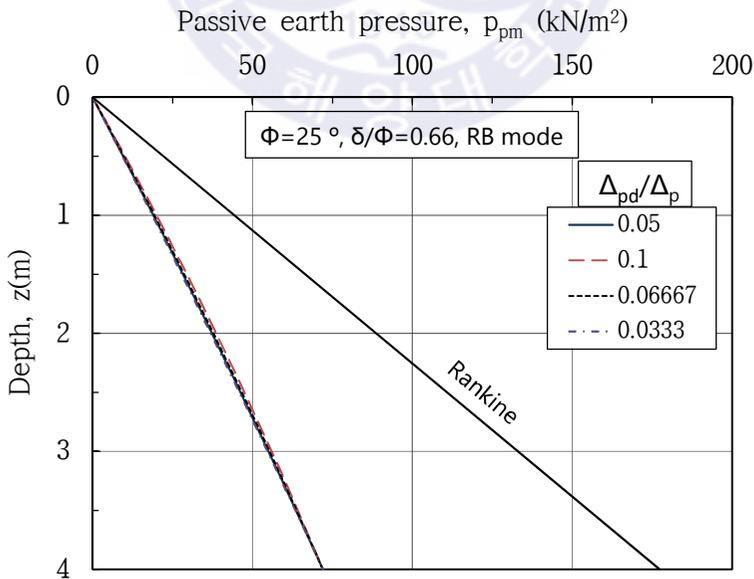


(b)  $\phi = 30^\circ$

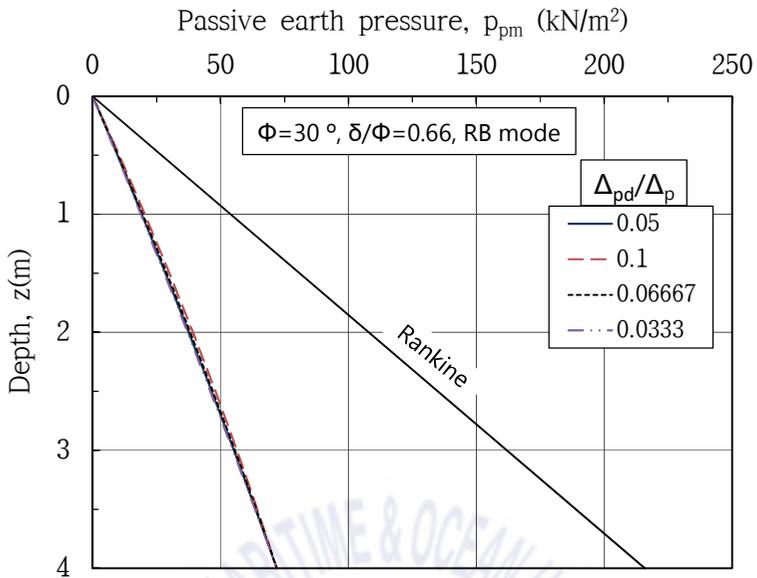


(c)  $\phi = 35^\circ$

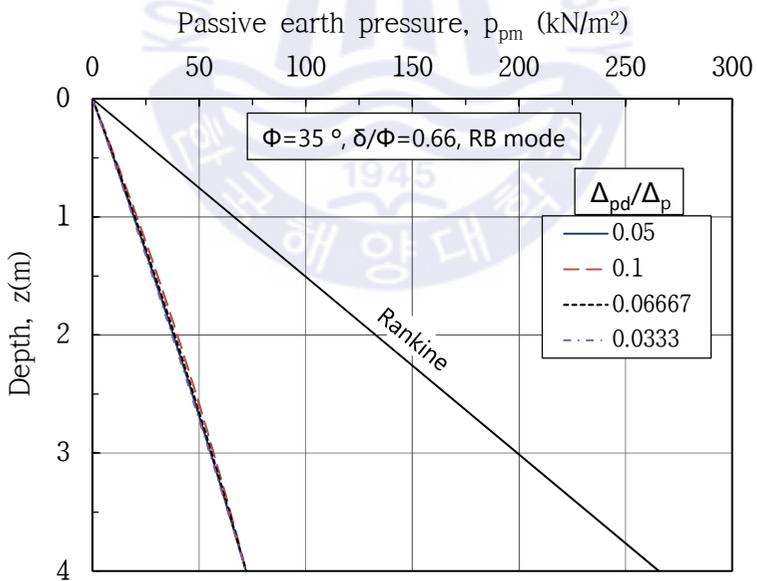
Fig. 5.8 Mobilized passive earth pressure for wall displacement in RT mode



(a)  $\phi = 25^\circ$



(b)  $\phi = 30^\circ$



(c)  $\phi = 35^\circ$

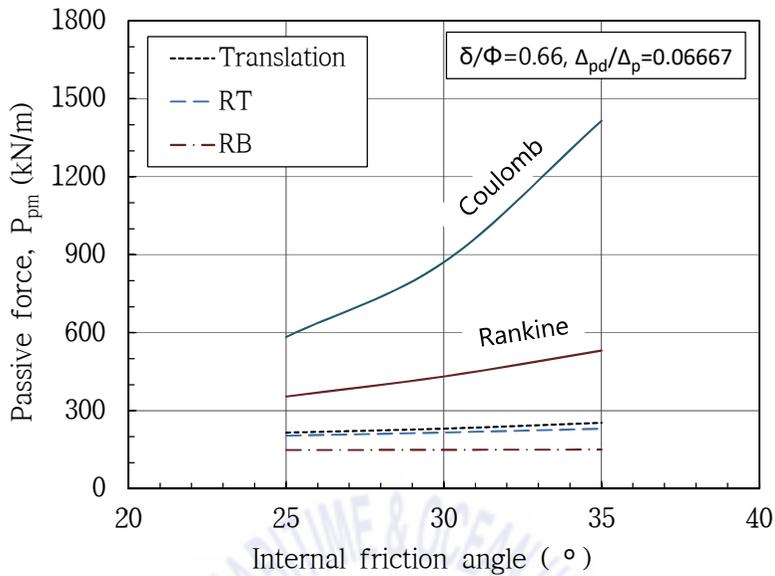
Fig. 5.9 Mobilized passive earth pressure for wall displacement in RB mode

## (2) 내부마찰각 변화에 따라 발휘되는 수동측토압 합력

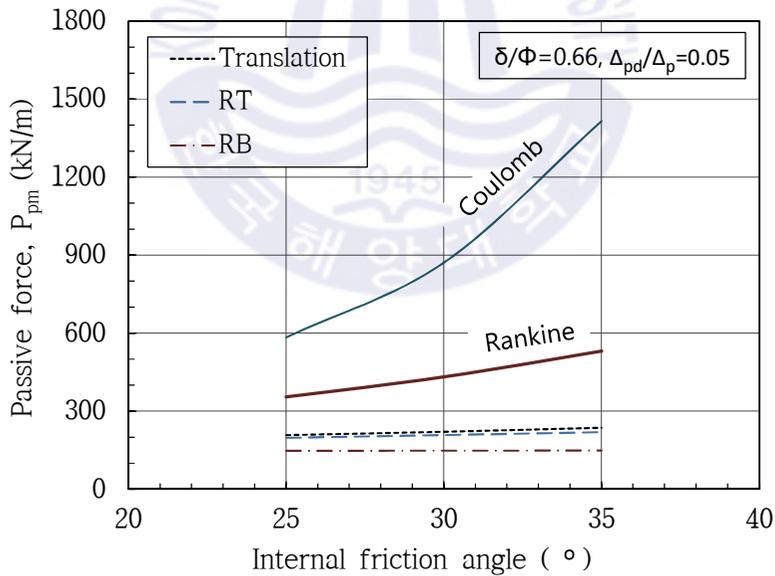
내부마찰각의 변화에 따라 Subba Rao식으로 계산된 수동측토압 합력을 Rankine과 Coulomb의 한계변위상태 수동토압 합력과 비교하였다. 벽체의 거동 모드에 따라 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ ) 0.016m와 0.004m인 두 경우에 대하여 Fig. 5.10에 나타내었다. Table 5.3은 설계 수동측변위에 대한 수동측토압 계산결과를 정리한 것으로 Fig. 5.10에서 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )가 작은 경우는 벽면마찰각을 고려한 수동토압 합력임에도 불구하고 벽면마찰각을 고려하지 않는 Rankine의 한계수동토압 합력보다 약 절반 가까이 적은 것으로 평가되었다. 계산된 세 가지 거동모드 중 하단고정회전(RB)모드에서 발휘되는 수동측토압 합력( $P_{pm}$ )이 가장 작게 평가되었다. Table 5.3의 Rankine과 Coulomb의 토압은 한계변위( $\Delta_p$ ) 수동토압 합력을 나타낸 것이다.

Table 5.3 Calculation results for mobilized passive force in various wall movement mode

Amount of displacement, $\Delta_{pd}$	Wall movement	Mobilized passive force, $P_{pm}$ (kK/m)		
		$\phi = 25^\circ$	$\phi = 30^\circ$	$\phi = 35^\circ$
0.016m ( $\Delta_{pd}/\Delta_p=0.0667$ ) Loose cohesionless	Translation	215.86	230.98	253.44
	RT	204.07	216.12	230.96
	RB	148.69	149.61	150.56
0.004m ( $\Delta_{pd}/\Delta_p=0.05$ ) Dense cohesionless	Translation	208.08	220.90	236.45
	RT	197.54	208.23	219.35
	RB	147.26	148.22	148.91
Rankine		354.80	432.00	531.38
Coulomb		584.08	871.59	1,415.67



(a)  $\Delta_{pd} = 0.016m$  (loose cohesionless)



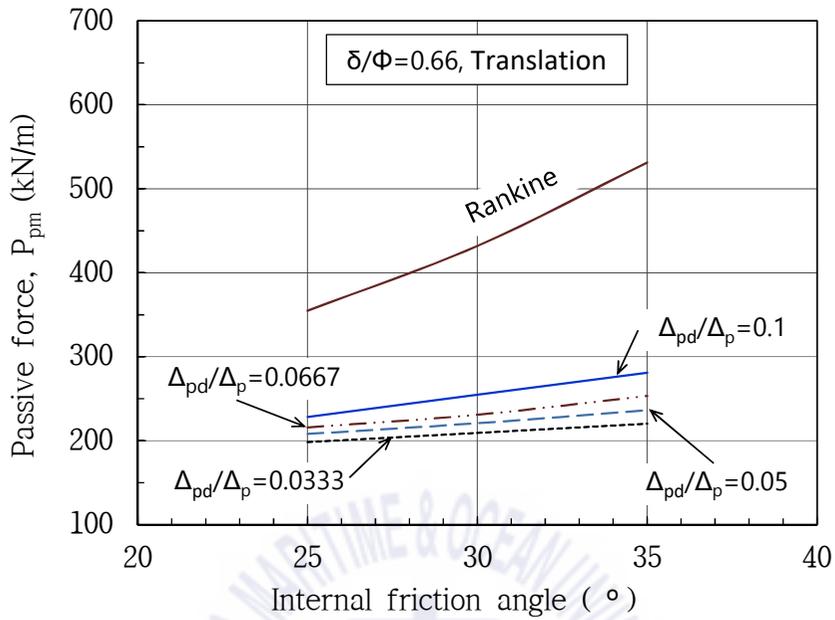
(b)  $\Delta_{pd} = 0.004m$  (dense cohesionless)

Fig. 5.10 Mobilized passive force for various internal friction angle and wall movements

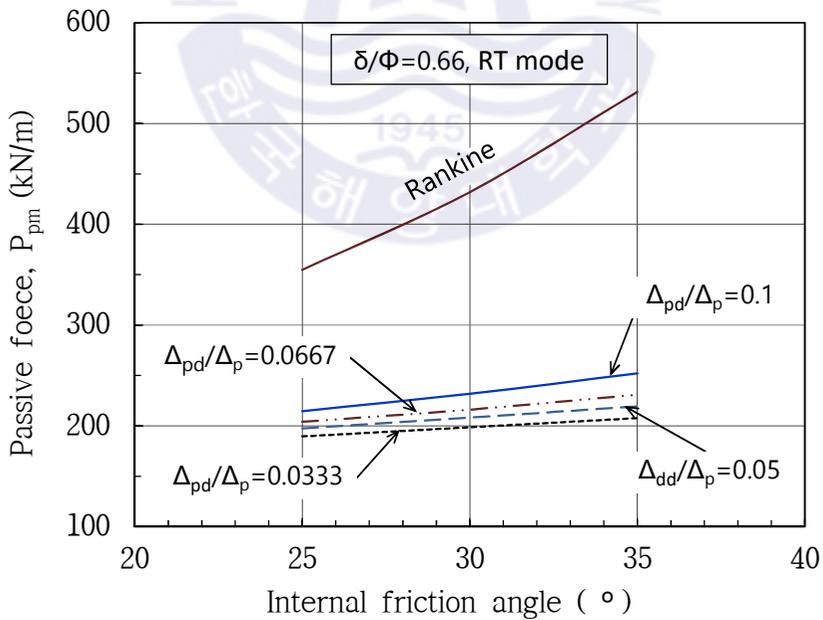
추가적으로 세 가지 거동모드에서 수동토압 발생 한계변위( $\Delta_p$ )가 조밀한 사질토 0.08m(0.02H)와 느슨한 사질토 0.24m(0.06H)인 경우 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ ) 0.008m(0.002H)에 대하여 계산하였다. Table 5.4에서 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )가 일반적인 벽체허용변위인 0.002H(0.008m)인 경우 지반의 조밀한 정도와 내부마찰각에 따라 발생하는 수동토압 합력의 크기는 이동모드에서는 13% ~ 22%정도 차이를 보이며 상단고정회전(RT)모드에서는 13% ~ 22%정도 차이를 보이고 하단고정회전(RB)모드에서는 3% ~ 4%정도로 거의 차이가 없는 것으로 계산되었다. Fig. 5.11는 Table 5.3과 Table 5.4을 함께 나타낸 그래프이다. (a)의 이동모드에서는 Rankine의 한계수동토압 대비 최대 64% 수준을 보였고 (b)의 하단고정모드(RB)에서는 Rankine의 토압 대비 최대 43% 수준을 보였으며 (c)의 하단고정모드(RB)모드에서는 내부마찰각에 상관없이 거의 동일한 값을 보였다.

Table 5.4 Calculation results for mobilized passive force in wall displacement of 0.002H

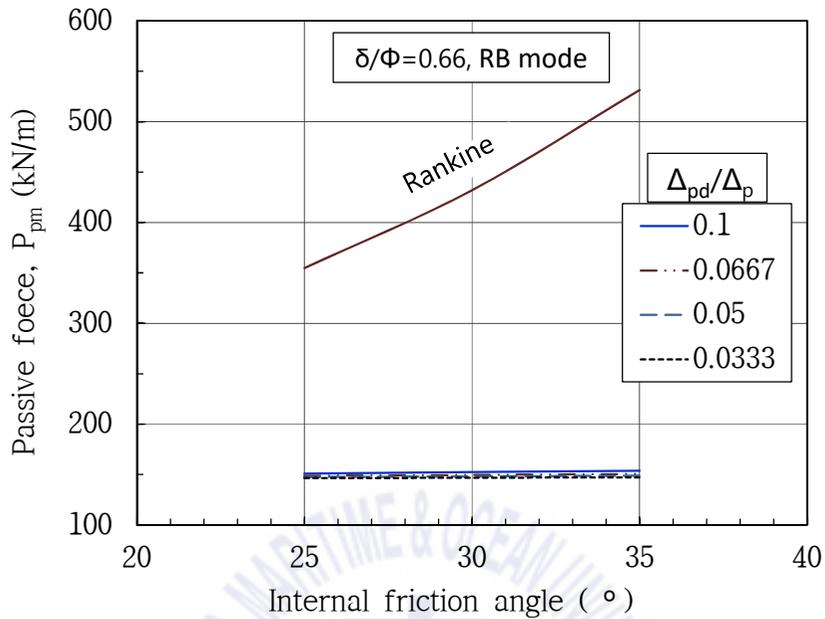
Amount of displacement, $\Delta_{pd}$	Wall movement mode	Mobilized passive force, $P_{pm}$ (kK/m)		
		$\phi = 25^\circ$	$\phi = 30^\circ$	$\phi = 35^\circ$
0.008m ( $\Delta_{pd}/\Delta_p=0.0333$ ) Loose cohesionless ( $\Delta_p=0.24m$ )	Translation	198.43	209.38	220.32
	RT	189.51	198.60	207.71
	RB	146.36	146.82	147.27
0.008m ( $\Delta_{pd}/\Delta_p=0.1$ ) Dense cohesionless ( $\Delta_p=0.08m$ )	Translation	228.53	254.74	281.09
	RT	214.64	231.85	252.14
	RB	151.03	152.42	153.77
Rankine		354.80	432.00	531.38



(a) Translation mode



(b) RT mode



(c) RB mode

Fig. 5.11 Mobilized passive earth pressure for various internal friction angle

### (3) Rankine의 한계변위상태 수동토압 합력과 비교

벽면마찰각을 고려하지 않는 Rankine의 한계변위상태 수동토압이 벽면마찰각을 고려하는 Coulomb의 한계변위상태 수동토압과 비교하여 작은 값을 나타내므로 실무에서는 안전측으로 Rankine의 수동토압을 적용하여 설계하는 경우가 대부분이다. 그러나 수동토압이 발생하는 한계변위는 구조물의 안정성을 초과하는 변위가 발생하여야 하는 경우가 대부분이고 실제 수동파괴면은 직선이 아닌 복합파괴면(곡선과 직선이 함께 나타나는)이므로 직선으로 파괴면을 가정한 Rankine의 한계변위상태 수동토압을 설계에 그대로 적용하는 것은 매우 불안정한 설계가 될 수밖에 없다. 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )를 0.001H, 0.002H, 0.004H로 적용하여 계산한 심도별 토압분포와 토압 합력의 분석결과 실제 벽체에 발휘되는 수동토압은 Rankine의 한계변위상태 수동토압보다 작은 것을 알 수 있었다.

내부마찰각의 크기에 따라 계산된 Rankine의 한계변위상태 수동토압을 100%로 하고 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )를 0.001H, 0.002H, 0.004H로 적용한 Subba Rao 식의 계산결과와 비교하여 비율로 나타내었다. 수동토압 합력비( $R$ )는  $R(\%) = (\text{계산된 수동측토압} / \text{Rankine 수동토압}) \times 100$ 으로 계산된다. Table 5.5에 내부마찰각과 변위에 따른 수동토압 합력비( $R$ )를 나타내었다. Fig. 5.12는 벽체의 세 가지 거동모드와 내부마찰각에 따라 두 가지의 설계 수동측변위 0.001H (0.004m)와 0.004H(0.016m)에 대해 나타낸 것이다. Fig. 5.13은 벽체 이동모드 Fig. 5.14는 상단고정회전(RT)모드 Fig. 5.15는 하단고정회전(RB)모드에서 내부마찰각에 따른 네 가지의 설계 수동측변위비( $\Delta_{pd}/\Delta_p$ ) 0.1, 0.05, 0.0333, 0.0667에 대해 나타낸 것이다. Fig. 5.12에서 벽체 거동모드와 지반의 내부마찰각에 따른 수동토압 합력비( $R$ )는 Rankine의 한계변위상태 수동토압 합력 대비 28 ~ 61% 수준을 나타내었으며 벽체 이동모드에서 61%로 가장 크고 하단고정회전(RB)모드에서의 수동토압 합력비( $R$ )는 내부마찰각  $\phi = 25^\circ$ 에서 42%,  $\phi = 30^\circ$ 에서 35%,  $\phi = 35^\circ$ 에서 28%로 가장 작은 값을 나타냈다.

네 가지 설계 수동측변위비에 대하여 벽체 이동모드를 비교한 Fig. 5.13에서는 변위비가  $\Delta_{pd}/\Delta_p = 0.1$ 로 가장 큰 경우  $\phi = 25^\circ$ 일 때 Rankine의 한계변위상태 수동토압 합력 대비 가장 큰 64% 수준을 나타내었고 변위비  $\Delta_{pd}/\Delta_p = 0.0333$ 로 가장 작은 경우는  $\phi = 35^\circ$ 일 때 Rankine의 한계변위상태 수동토압 합력 대비 가장 작은 41% 수준을 나타내었다. Fig. 5.14은 벽체 상단고정회전(RT)모드에서 네 가지 설계 수동측변위를 비교한 결과로 변위비  $\Delta_{pd}/\Delta_p = 0.1$ 인 경우  $\phi = 25^\circ$ 일 때 Rankine의 수동토압 합력 대비 가장 큰 56% 수준을 나타내었고 변위비  $\Delta_{pd}/\Delta_p = 0.0333$ 인 경우  $\phi = 35^\circ$ 일 때 Rankine의 수동토압 합력 대비 가장 작은 39% 수준을 나타내었다. 벽체 하단고정회전(RB)모드에서 네 가지 설계 수동측변위를 비교한 Fig. 5.15에서는 수동측변위비( $\Delta_{pd}/\Delta_p$ )와 내부마찰각( $\phi$ )에 관계없이 거의 유사한 수동측토압을 보였으며  $\phi = 25^\circ$ 에서 Rankine의 수동토압 합력 대비 가장 큰 약 42% 수준을 나타내었고,  $\phi = 35^\circ$ 에서 Rankine의 수동토압 합력 대비 가장 낮은 약 28% 수준을 나타내었다.

내부마찰각에 대한 벽면마찰의 비를  $\delta/\phi = 0.66$ 로 일정하게 가정하면 지반의 내부마찰각이 커질수록 Rankine의 한계변위상태 수동토압과 본 논문에서 적용한 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )에 의한 수동측토압의 차이가 커지는 것을 알 수 있다. 그 이유는 내부마찰각이 증가함에 따라 계산된 수동측토압 합력( $P_{pm}$ )의 증가가 Rankine의 한계변위(극한)상태 수동토압 합력의 증가량과 비교하여 상대적으로 작으므로 Fig. 5.11 ~ Fig. 5.15 에서는 내부마찰각 증가에 따라 수동토압 합력비( $R$ )의 차이가 큰 것으로 나타난다.

Table 5.5 Passive force ratio ( $R$ )

Wall movement	$\Delta_p$ (m)	Amount of displacement $\Delta_{pd}$ (m)	$\Delta_{pd}/\Delta_p$	Passive force ratio $R$ (%)		
				$\phi = 25^\circ$	$\phi = 30^\circ$	$\phi = 35^\circ$
Translation	0.08 (0.02H)	0.004(0.001H)	0.05	59	51	44
		0.008(0.002H)	0.1	64	59	53
	0.24 (0.06H)	0.008(0.002H)	0.0333	56	48	41
		0.016(0.004H)	0.0667	61	53	48
RT	0.08 (0.02H)	0.004(0.001H)	0.05	56	48	41
		0.008(0.002H)	0.1	60	54	47
	0.24 (0.06H)	0.008(0.002H)	0.0333	53	46	39
		0.016(0.004H)	0.0667	58	50	43
RB	0.08 (0.02H)	0.004(0.001H)	0.05	42	34	28
		0.008(0.002H)	0.1	43	35	29
	0.24 (0.06H)	0.008(0.002H)	0.0333	41	34	28
		0.016(0.004H)	0.0667	42	35	28

where, 0.001H : Wall displacement at active state in dense cohesionless soil  
0.004H : Wall displacement at active state in loose cohesionless soil  
0.002H : Allowable wall displacement(0.2%H)  
 $\Delta_{pd}$  : Amount of passive displacement (0.016m, 0.004m and 0.008m)

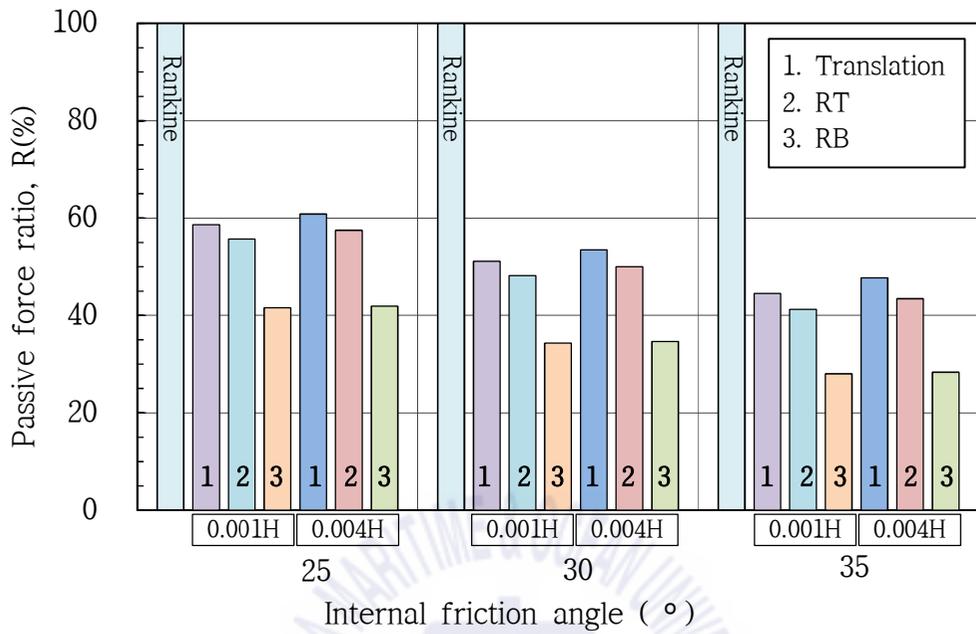


Fig. 5.12 Passive force ratio ( $R$ ) for various wall movements

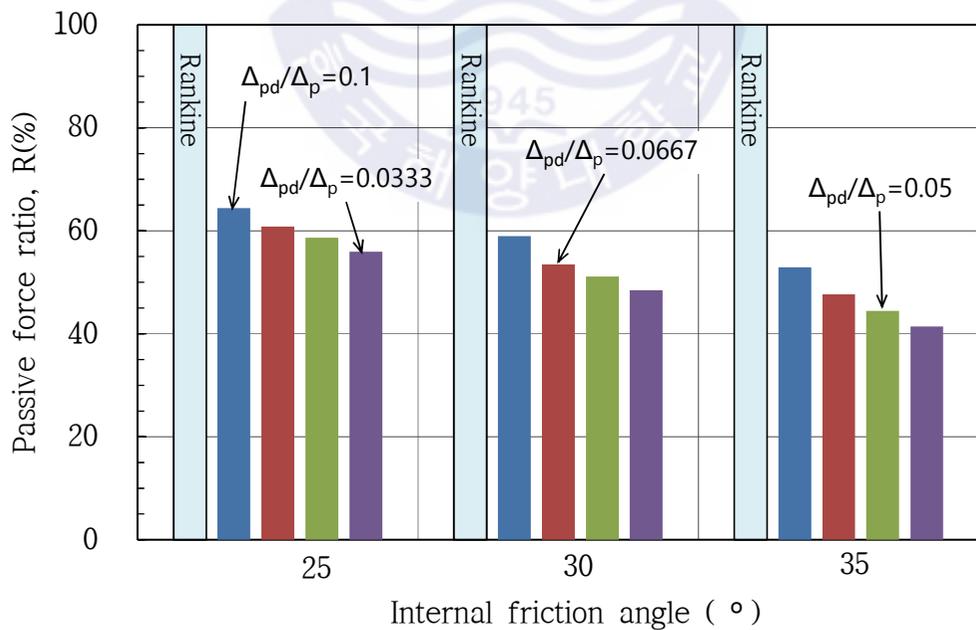


Fig. 5.13 Passive force ratio ( $R$ ) for translation mode

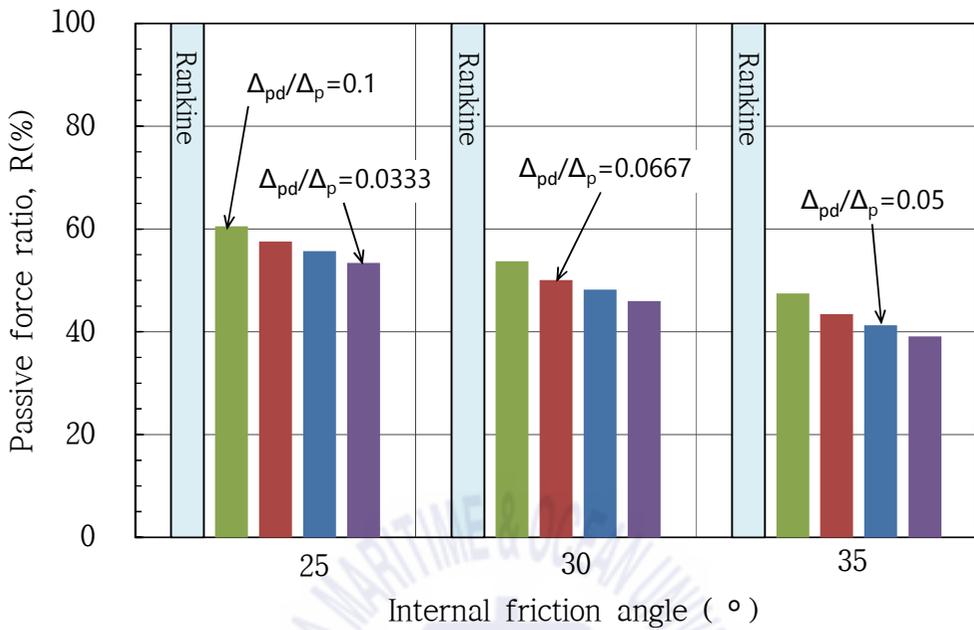


Fig. 5.14 Passive force ratio ( $R$ ) for RT mode

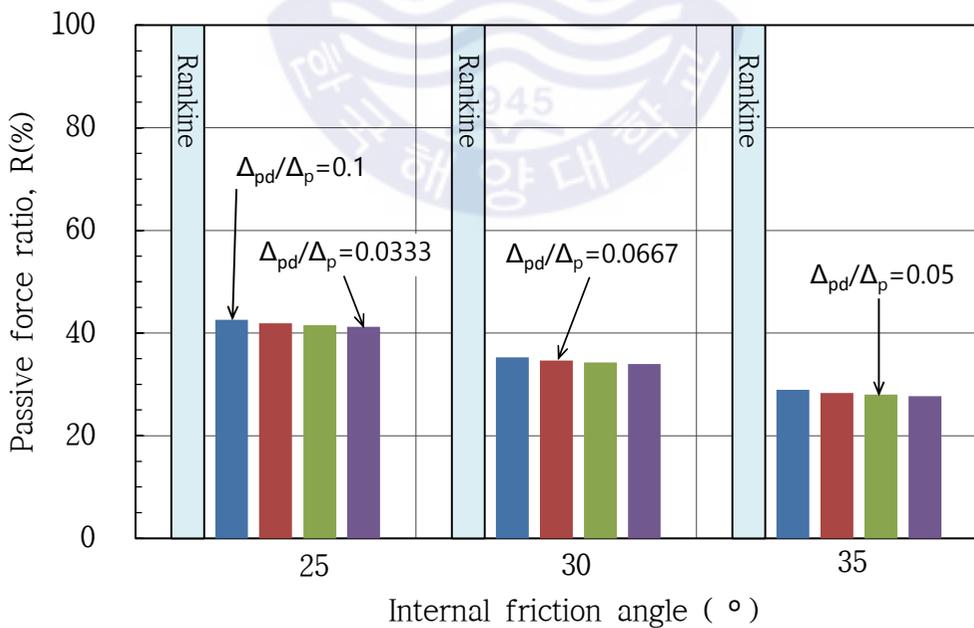


Fig. 5.15 Passive force ratio ( $R$ ) for RB mode

### 5.2.3 고찰

현재까지도 옹벽과 같은 흙막이 벽체 구조물의 수평변위에 대한 기준은 명확하게 제시된 것이 없으며 벽체높이(H)의 0.2%를 수평변위에 대한 안정성 판단 기준으로 제시하는 것이 일반적이다. 대략적인 허용수평변위  $0.002H(0.2\%H)$ 는 Canadian Foundation Engineering Manual (Canadian Geotechnical Society, 2006)에서 제시하는 느슨 및 조밀한 사질토의 주동토압발생 한계변위인  $0.004H$ 와  $0.001H$ 의 범위 이내에 있다. 또 Lambe and whitman(1969)의 시험결과에 의하면 주동토압이 발생하는  $-0.5\%$ 의 한계변위와 동일한 변위가 반대방향인 수동측으로  $0.5\%$  발생할 경우 수동측에 발생하는 토압은 한계변위상태 수동토압의 약 절반정도 된다.

비점착성 사질토에서 수동토압이 발생하는 한계변위는 구조물의 안정성이 확보되는 변위를 초과하여 발생하는 경우가 대부분이므로 설계에서 한계변위상태의 수동토압을 적용하는 것은 불안정한 설계가 된다. 그러므로 구조물의 안정성이 확보되는 허용수평변위에 대응되어 발휘되는 수동측토압을 산정하여 적용하는 것이 필요하다. 지중에 설치된 강성벽체가 수평으로 변위할 때 벽체의 한쪽 면은 주동영역이 되고 반대편은 수동영역이 되므로 실무에서 적용가능한 수동측토압을 발생시키는 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )는 주동토압발생 한계변위 이내로 보는 것은 적절하다고 판단된다. 그러므로 임의 변위에서 수동측토압 산정을 위한 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )는 다양한 현장 및 실내시험에 의한 결과로부터 정리되어 Canadian Foundation Engineering Manual (Canadian Geotechnical Society, 2006)에 제시된 주동토압발생 한계변위를 적용하는 것은 합리적이다. 단 지반의 조밀한 정도에 따른 주동토압 한계변위가 통상적인 벽체의 수평변위 안정성 판단의 기준인  $0.002H$ 를 초과하는 경우는  $0.002H$ 를 설계 수동측변위로 적용하여 수동측토압을 구하는 것이 합리적이라 판단된다.

실제 현장에서 발생하는 벽체변위의 크기를 명확하게 예측 할 수는 없으나 본 논문에서 제시된 벽체의 허용수평변위 관리기준인  $0.002H$  또는 그 이하의 주동한계변위를 사용하여 수동측토압(수동저항력)을 계산하여 안정성 검토에 적용하는 것을 추천한다. 만약 실제 현장에서 벽체의 변위가 지속적으로 발생

하더라도 설계에 적용한  $0.002H$  또는 그 이하의 주동한계변위에서 수동측토압이 발휘되어 저항하므로 구조물의 안정성은 확보 될 수 있기 때문이다.

설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )를 4.2절에서 제시된 Subba Rao식에 적용하여 계산한 결과 내부마찰각( $\phi$ )의 크기에 따라 차이는 있으나 허용수평변위에서 사용가능한 수동측토압( $P_{pm}$ )은 Rankine의 한계변위상태 수동토압과 비교하여 벽체 이동 모드에서 최대 64% 수준이고 상단고정회전(RT)모드에서 최대 56% 수준이며 하단고정회전(RB)모드에서 최대 42% 수준으로 나타났다. 즉 벽면마찰각을 고려하지 않아 Coulomb의 한계변위( $\Delta_p$ ) 수동토압보다 안전측으로 판단하여 실무에서 사용하여오던 Rankine의 수동토압은 한계변위( $\Delta_p$ )에서의 토압이므로 통상적인 허용수평 변위인  $0.002H$ 에 대응되어 발휘되는 수동측토압은 Rankine의 수동토압 대비 60% 이하로 실제로는 수동측토압이 과대평가되어 불안전측이었다는 것을 알 수 있었다.

제6장에서는 본 장에서 검토되어 결정된 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )인  $0.001H$  ( $0.004m$ ),  $0.004H$ ( $0.016m$ )에 대한 Subba Rao식의 계산결과를 변형계수에 따른 수치해석결과와 비교하여 주동토압이 발생하는 한계변위에서 나타나는 파괴면의 형상과 Subba Rao식의 적정성을 판단하고자 한다.

## 제 6 장 수치해석과 계산결과분석

### 6.1 안정계산과 수치해석에서의 토압

고전적 토압이론식을 이용하는 안정해석에서는 계획하는 구조물에 작용하는 토압을 산정하기 위하여 지반의 강도정수, 정지토압, 주동토압 그리고 수동토압을 계산하고 그 값을 외력으로 하여 안정해석을 수행한다. 따라서 고전 토압이론에 의한 안정해석에서는 외력을 결정하고 전단문제에 대한 안정성만 검토하고 있다. 이러한 고전토압 이론에서 계산되는 외력은 한계변위를 전제하는 상태이므로 수동토압에 대한 변위의 안정성 문제는 구조물의 붕괴를 초래할 수 있는 수준이 될 수도 있다. 특히 탄·소성이론을 적용하는 흙막이벽체의 안정성 검토에서 계산되는 변위는 고전적 토압이론식에 의한 주동토압과 수동토압을 외력으로 설정하였을 때의 한계변위이므로 수동변위의 크기는 문제가 될 수 있다. 반면 수치해석에서는 고전적 토압이론이 아닌 수치해석을 위하여 모델링한 전체 계의 경계부에 별도의 변위에 대한 경계조건을 설정하고 각각의 세부 구조에 대한 해석모델에서는 파괴규준에 따라 세부 구조에서 발생하는 변위 및 응력을 계산한다. 따라서 수치해석에서 계산되어 지는 변위 및 응력은 지반이 소성상태에 이르는 순간에서는 고전이론에 의한 주동토압(주동변위), 수동토압(수동변위)에 해당하는 것이 될 수 있으나 소성상태에 이르지 않은 상태에서의 변위 및 응력은 고전 토압이론에서는 확인할 수 없는 본 논문에서 정의하고 있는 주동측토압(주동측변위), 수동측토압(수동측변위)에 해당한다고 볼 수 있다.

본 장의 수치해석에서는 소성상태에 이르지 않는 임의 수동측변위에서 Subba Roa식으로 산정된 심도별 토압분포와 추정된 변형계수에 의한 수치해석 결과의 토압분포를 비교하고 벽체의 거동모드에 따른 주동 및 수동 파괴면의 형상 등에 대한 경향을 분석하였다.

## 6.2 수치해석 개요

### 6.2.1 Plaxis 2D

본 논문에서 수치해석에 사용한 소프트웨어는 Plaxis 2D이다. 이 소프트웨어는 흙 또는 암석을 포함하는 다양한 지반공학적 문제를 평면변형 또는 축대칭으로 모델링하는 2차원 유한요소해석 프로그램이다. Plaxis 2D에서는 15노드의 삼각형 요소를 주로 사용하며 다른 유한요소 프로그램과 같이 조밀한 메쉬(mesh)를 적용함으로써 오류를 줄일 수 있고 요소망 자동생성 등 매우 쉬운 사용자 인터페이스를 가지고 있다. Plaxis 2D는 복잡한 비선형 거동을 해석하기 위하여 다양한 구성(재료) 모델을 보유하고 있으며 탄·소성 상태에서 평형상태에 도달하기 위한 수렴(convergence)을 돕는 강력한 알고리즘을 보유하고 있고 다양한 재료 모델을 포함하고 있다. 대표적인 모델로는 Hooke의 등방탄성 법칙에 의거하여 콘크리트 벽처럼 흙속의 단단한 물체를 모델링하기 위해 사용되는 Linear elastic 모델, 지반응력-변형거동의 기본 특성을 파악하기 위해 설계된 단순한 지반 모델인 Mohr-Coulomb 모델, 보다 정밀도가 높은 지반의 비선형 및 응력의존 거동을 시뮬레이션 할 수 있는 고도의 지반모델인 Hardening soil 모델, 점성토의 시간 의존적인 크리프 거동을 분석하는 데 이용하는 Soft soil creep 모델 등이 있다. 본 논문에서는 강성벽체에 Linear elastic 모델을 사용하고 지반에는 Mohr-Coulomb 모델과 Hardening soil 모델을 사용하여 2차원 수치해석을 수행하였으며 사용된 모델에 대한 간략한 설명은 아래에 기술하였다.

### 6.2.2 해석모델

#### (1) Linear elastic 모델

Hooke의 등방선형 탄성법에 근거한 모델로 선형탄성모델은 흙의 거동을 시뮬레이션하기에 많은 한계가 있으나 흙 속의 강성 구조물을 모델링 하기위하여 주로 사용된다.

## (2) Mohr-Coulomb 모델

일반적으로 사용되는 선형탄성완전소성 Mohr-Coulomb 모델에는 변형계수  $E_s$ , 포아송비  $\nu$ , 점착력  $c$ , 내부마찰각  $\phi$ , 지반의 다이러턴시각  $\psi$ 의 5개 입력 파라미터가 포함된다. 이 모델을 사용하면 지층에 평균적인 일정한 강성이 사용되어 보다 간단한 계산이 가능하다. Mohr-Coulomb의 기준은 Fig. 6.1에 제시되어 있으며 파괴포락선은 Coulomb의 마찰각과 점착력으로 구하고, 응력은 Mohr원으로 나타난다(Emdal et al., 2015).

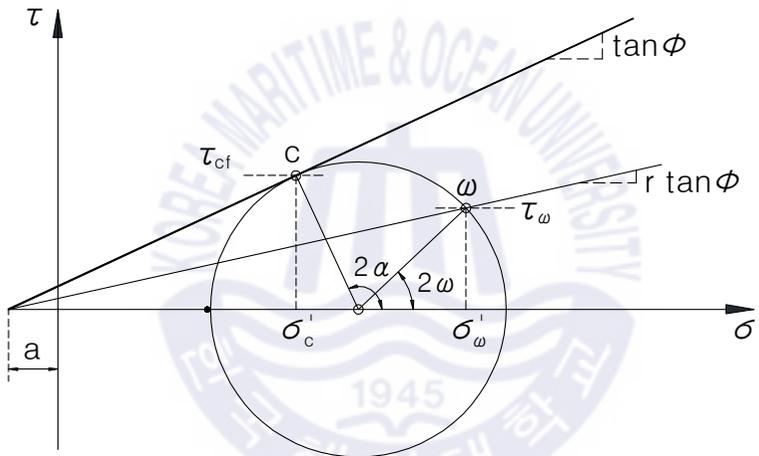


Fig. 6.1 The Mohr-Coulomb failure criterion (Emdal et al., 2015)

## (3) Hardening soil 모델

Hardening soil 모델은 Plaxis에서 사용되고 있는 고급 지반모델로 원래 모래 지반의 거동을 모사하기 위해 제안되었으나 현재는 개발이 더 진행되어 다른 지반종류에도 이용되고 있다. 원 Hardening soil 모델은 Schanz(1998)과 Vermeer et al.(1999)에 의해서 개발되었다. Hardening soil 모델은 경화가 2개의 소성 항복면에 연결된 탄·소성 모델로 첫 번째 항복면은 'cone' 이고 발휘되

는 마찰은 Mohr-Coulomb기준에 따른다. 파괴를 위해 하중을 가하면 ‘cone’ 은 서서히 팽창하고 발휘되는 마찰이 증가하므로 소성변형을 생기게 한다(Nordal, 2017). 두 번째의 면은 ‘cap’ 으로 불리는 구면이다. 그 위치는 선행압밀응력  $p'_c$ 에 의해서 제어되고 ‘cap’ 아래의 하중에서 흙은 여전히 선행압밀 영역이며  $p'$ 이 증가하면 ‘cap’에 도달한다.  $p'$ 이 증가하면 지반의 거동이 변하여 ‘cap’이 팽창하면서 결과적으로 소성체적변형이 발생한다(Nordal, 2017).

Hardening soil 모델은 기본적인 파라미터가 필요하며 Mohr-Coulomb과 마찬가지로 점착력  $c$ , 내부마찰각  $\phi$ , 다이러턴시각  $\psi$ 의 세 가지 지반강도 파라메타로 응력상태를 나타낸다. 이 밖에 복수의 강성 파라미터를 도입하여 전단하중, 체적하중 및 제하중을 제어한다. Plaxis는 3개의 독립된 강성 파라미터인 축차하중 강성  $E_{50}$ , 제하중 강성  $E_{ur}$  및 오이도미터 강성  $E_{oed}$ 을 사용한다. 처음 재하시의 응력-변형 거동은 비선형이며 초기변형계수  $E_i$  대신 미소변형률 계수  $E_{50}$ 을 사용한다.  $E_{50}$ 은 Eq. (6.1)에 나타나 있다(Vermeer et al., 1999).

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{\sigma'_3 + a}{p_{ref} + a} \right)^m \quad (6.1)$$

$E_{50}^{ref}$  은 표준 배수삼축압축시험에서 하중 증가시 기준구속압  $p^{ref}$ 에 대응하는 기준변형계수이며 실제 강성  $E_{50}$ 은 삼축압축시험에서의 구속압력이며 최소주응력인  $\sigma'_3$ 에 따라 달라진다. 구속압에 대한 계수  $m$ (일반적으로 0.5)은 흙의 응력의존성을 나타낸다.  $E_{50}^{ref}$ 은 삼축압축시험의 응력-변형 곡선에서 최대전단강도  $q_f$ 의 50%로 정해지며 Fig. 6.2에 나타내었다(Vermeer et al., 1999).

재하와 제하의 경우 변형계수  $E_{ur}$ 을 기준 변형계수  $E_{50}^{ref}$ 와 함께 사용하며 Eq. (6.2)참조하면  $E_{ur}^{ref}$ 는 재하 또는 제하시 기준 구속압  $P^{ref}$ 에 대응하는 기준 변형계수는 Eq. (6.2)와 같다.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{\sigma'_3 + a}{p_{ref} + a} \right)^m \quad (6.2)$$

재하와 제하의 경로는 순수하게 비선형 탄성으로 모델화된다(Vermeer et al., 1999). 재하와 제하에서 포아송의 비  $\nu_{ur}$ 은 낮은 값이며 통상 0.1~0.2 범위에 있다. 재하동안 소성 변형이 생기고 제하시 보다 작은 하중이 만들어진다(Nordal, 2017). 그러므로 대부분의 경우  $E_{ur}^{ref}$ 는 Plaxis의 기본값인  $3E_{50}^{ref}$ 으로 설정된다. 정규압밀영역에서 강성은 Eq. (6.3)의  $E_{ref}^{oed}$ 로 주어지며, 이 계수는 압밀시험의 첫 재하에 대한 접선 강성이다.  $E_{oed}$ 는  $\sigma'_1$ 에 의존한다.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{\sigma'_1 + a}{p_{ref} + a} \right)^m \quad (6.3)$$

Mohr-Coulomb 모델과 달리 Hardening soil 모델은 응력 증가에 따른 강성의 증가를 고려하고 있으며 Fig. 6.3은 Hardening soil 모델에서의 전단경화면 ‘cone’ 과 ‘cap’ 항복면을 나타내고 있다.

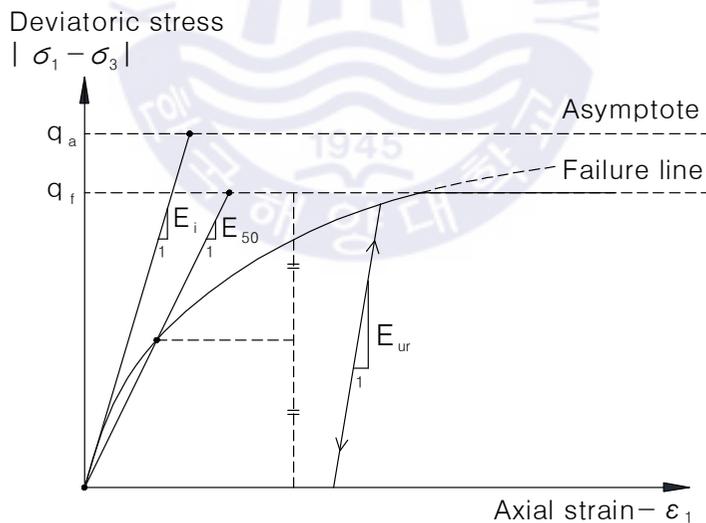


Fig. 6.2 Hyperbolic stress-strain relation in primary loading for a standard drained triaxial test (Bentley systems, 2018)

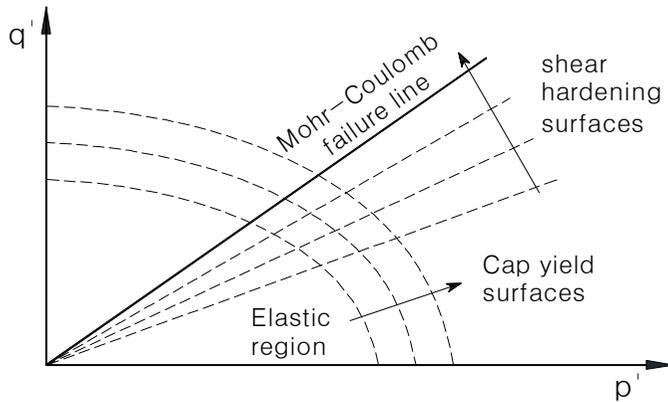


Fig. 6.3 Shear hardening and cap yield surfaces in the Hardening soil model  
(Vermeer et al., 1999)

#### (4) 흙 구조물 상호작용

Plaxis의 중요한 기능 한 가지는 토양과 인접하는 구조물의 상호 작용에 관한 문제를 나타내는 것이다. 사용하는 흙의 종류나 구조물 재료에 따라서는 수동 토압의 크기나 뒤편 내에서 발생하는 파괴면의 형상에 영향을 줄 정도의 마찰이 있다(Bentley systems, 2018). 흙과 마찬가지로 흙과 구조물 인터페이스는 비선형으로 응력 의존적인 거동을 나타낸다. 준선형 모델이나 비선형 모델을 포함한 다양한 인터페이스의 거동을 모사하기 위하여 모델이 개발되고 있다. Plaxis에서 인터페이스 접합 요소는 토괴와 인접한 벽체구조물 사이의 상호작용을 탄·소성거동에 근사하기 위해 사용된다. 강도저감계수인  $R_{inter}$ 를 기본 인터페이스 요소특성으로 하여 벽면마찰과 흙 강도와의 관계를 흙의 점착력과 내부마찰각으로 나타내어 Eq. (6.4)로 정의된다.

$$R_{inter} = \frac{\tan \delta}{\tan \phi} \quad (6.4)$$

여기서,  $\delta$ 는 벽체/인터페이스 마찰각,  $\phi$ 는 흙의 내부마찰각이다.

## 6.3 수치해석 조건

본 절은 4.3절에서 수행된 임의변위에서 발휘되는 수동측토압의 계산에서 사용된 지반조건을 동일하게 적용하여 벽체변위에 따른 토압관계를 Plaxis 2D 프로그램을 사용하여 수치해석적으로 분석하였다. 해석에 사용되는 검토조건은 계산에서 사용된 기본적인 지반정수(Table 4.9)와 동일하게 하고 해석을 위해 추가되는 특정지반정수들은 실무에 적용되는 범위내에서 합리적으로 가정하여 해석을 수행하였다.

### 6.3.1 해석조건

유한요소해석을 위한 경계조건은 해석결과에 영향을 미치지 않도록 강성벽체의 높이(H)를 기준으로 좌·우측으로 각각 3H이상 하부로는 2H이상으로 구성하여 충분히 확장하였고 해석단면 구성은 Fig. 6.4에 나타내었다. Plaxis의 mesh option에는 Coarse, Medium, Fine, Very fine의 mesh 크기를 조정할 수 있는 기능이 있으며 Duncan and Mokwa(2001)에 의하면 하중-변위곡선에서 Coarse mesh는 Very fine mesh를 사용한 결과와 비교하여 9% 차이가나고 Medium, Fine, Very fine mesh를 사용한 결과는 매우 유사하다고 보고하였으며 Shamsabadi(2006)는 Plaxis를 지반공학에서 사용하는데 Medium mesh를 적용하는 것은 적합하다고 제안하였다. 본 논문에서는 계산시간과 정밀도의 적절한 균형을 잡을 수 있는 Medium mesh를 사용하여 해석을 수행하였다. 지하수위는 없는 것으로 가정하였으며 지반과 벽체면의 벽면마찰은 Plaxis에서 제공하는 인터페이스( $R_{inter}$ ) 요소를 적용하여 계산과 같은 벽면마찰을 고려하였다. 경계조건은 좌·우측 x방향고정 하부 y방향고정으로 적용하고 벽체의 거동은 이동(translation), 상단고정회전(RT), 하단고정회전(RB)의 세 가지로 하였다. 벽체에 균일한 변위를 유지하기위해 변위 제어법으로 해석을 수행하였다. 해석에 사용된 강성벽체는 Linear elastic 모델을 사용하고 지반은 Mohr-Coulomb과 Hardening soil 모델 두 가지를 사용하여 각각의 경우에 대하여 비교하여 실무에서 적용성이 좋은 Mohr-Coulomb 모델을 주요 해석에 사용하였으며 모델결정

의 자세한 해석 내용은 6.3.3에 나타내었다.

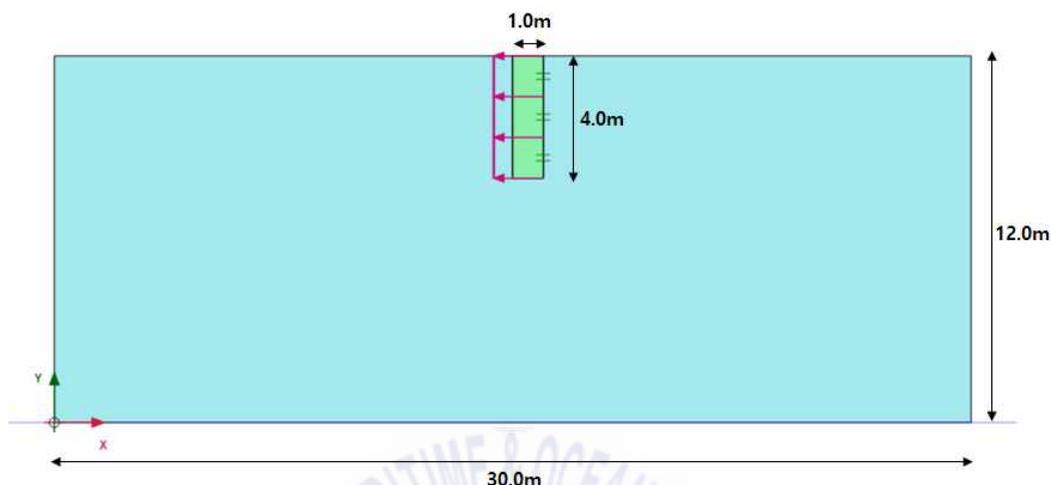


Fig. 6.4 Analysis modelling in plaxis

### 6.3.2 적용지반정수

본 연구의 수치해석에 적용되는 지반정수는 현장 흙시료에 대한 직접 실내시험 결과를 사용하는 것이 아니므로 4.2절에서 제시된 Subba Rao식의 심도별 토압 계산 결과와 비교·분석하기 위해서는 수치해석결과에 영향을 미치는 추가적인 지반정수의 결정이 우선적으로 필요하다. 흙의 단위중량( $\gamma$ ), 내부마찰각( $\phi$ ), 벽면마찰각( $\delta$ )은 계산과 수치해석에 공통으로 사용되므로 동일하게 적용하고 프와송비( $\nu$ )는 Table 6.1의 문헌에 제시된 값을 참고하여 실무에서 주로 사용되는 범위에서 적용하였다. 특히 수치해석결과의 하중-변위 관계에 큰 영향을 미치는 변형계수( $E_s$ )의 결정을 위하여 Subba Rao식의 계산 결과값에 근접하는 경향을 보이는 변형계수를 예비해석을 통해 결정하였다. 예비해석 내용은 6.3.3절에 상세하게 나타내었다. 본 해석에 적용된 Mohr-coulomb 모델의 변형계수( $E_s$ )는 느슨한 사질토의 경우 17.0 ~ 40.0 MPa이며 조밀한 사질토의 경우 63.0 ~ 160.0 MPa로 분석되었고 벽체강성이 해석결과에 영향을 미치지 않도록 모델벽체의 탄성계수는 충분히 크게 사용하였다. 수치해석에 사용된 지반정수는 Table 6.2에 정리하여 나타내었다.

Table 6.1 Typical ranges for elastic parameters of various materials

Material (soil type)	Young's modulus, $E_s$ (MPa)		Poisson's ratio, $\nu$	
	Bowles(1997)	Das(2011)	Hunt(2006)	Das(2011)
Loose sand	10.00 ~ 25.00	10.35 ~ 24.15	0.20 ~ 0.35	0.20 ~ 0.40
Medium dense sand	-	17.25 ~ 27.60	-	0.25 ~ 0.40
Dense sand	50.00 ~ 81.00	34.50 ~ 55.20	0.30 ~ 0.40	0.30 ~ 0.45
Sand and gravel (loose ~ dense)	50.00 ~ 200.00	69.00~ 172.50	-	0.15 ~ 0.35
Concrete	-	-	0.15 ~ 0.25	-

Table 6.2 Input parameters for modeling

Item	Liner elastic model	Mohr-coulomb model	Hardening soil model
Material	Wall	Soil	Soil
Unit weight, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	23.4	18.0	18.0
Internal friction angle, $\phi$ (°)	25, 30, 35	25, 30, 35	30
Cohesion, $c$ (MPa)	-	0.0	0.0
Young's modulus, $E_s$ (MPa) Loose / Dense cohesionless	30,000	17.0~40.0 / 63.0~160.0	-
Secant modulus, $E_{50}^{ref}$ (MPa) Loose / Dense cohesionless	-	-	19.0 / 68.0
Tangent modulus, $E_{oed}^{ref}$ (MPa) Loose / Dense cohesionless	-	-	19.0 / 68.0
Un/reloading stiffness, $E_{ur}^{ref}$ (MPa) Loose / Dense cohesionless	-	-	38.0 / 136.0
Dilatancy angle, $\psi$ (°)	-	0.0	0.0
Poisson's ratio, $\nu$	0.2	0.3	0.3

### 6.3.3 하중-변위 거동에 대한 예비해석

제5장에서 제안한 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )를 사용하여 Subba Rao식으로 계산된 수동측토압( $p_{pm}$ ) 결과와 수치해석의 비교·분석을 위해서는 수치해석에 사용되는 지반정수 중 하중-변위 관계에 가장 큰 영향을 미치는 적정 변형계수에 대한 결정이 우선 필요하다. 결정된 변형계수를 사용하여 선형탄성완전소성의 거동을 보이는 단순 지반해석 모델인 Mohr-Coulomb 모델과 비선형 및 응력 의존적 지반거동을 해석할 수 있는 Hardening soil 모델에 해석결과를 검토하여 본 해석에 적합한 지반모델을 결정하고자 예비해석을 수행하였다. 벽체의 변위를 고려하기 위하여 수치해석에서는 변위제어법을 사용하여 벽체를 일정하게 변위시키면서 그때 작용되는 하중을 하중-변위 곡선으로 표현하였다. 벽체 이동모드에서는 벽체 높이의 중심부에서 발생하는 변위를 기준으로 하중-변위 곡선을 나타내었고 상단고정회전(RT)모드에서는 벽체 최하단의 변위 하단고정회전(RB) 모드에서는 벽체 최상단의 변위를 적용하여 하중-변위 곡선결과를 분석하였다.

#### (1) 변형계수의 결정

수치해석을 위한 변형계수 결정에 하중-변위 곡선을 활용하였다. 우선 제5장에서 결정된 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )에서 발생하는 수동토압 합력을 수치해석결과와 함께 토압-변위 곡선 그래프에 그려 수치해석의 변형계수( $E_s$ ) 값만 변화시켜가며 반복적으로 해석을 수행하였다. 수치해석결과 각 변형계수 값에 해당하는 토압-변위 곡선 중 Subba Rao식 계산 결과 값에 가장 근접하는 토압-변위 곡선에 해당하는 변형계수를 본 수치해석에 적용하는 변형계수로 결정하였다. Fig. 6.5는 내부마찰각  $30^\circ$  인 경우에 대하여 나타낸 것으로 두 점은 제안된 Subba Rao식으로 계산된 느슨한 사질토의 벽체변위 0.016m와 조밀한 사질토의 벽체변위 0.004m에 대한 계산토압이고 곡선은 각 변형계수에 따른 수치해석 결과의 토압-변위 곡선이다. 내부마찰각  $25^\circ$  와  $35^\circ$  인 경우에 대해서도 동일한 반복법으로 수치해석에 적용할 변형계수( $E_s$ )를 결정하였으며 그 값은 Table 6.4에 정리하였다.

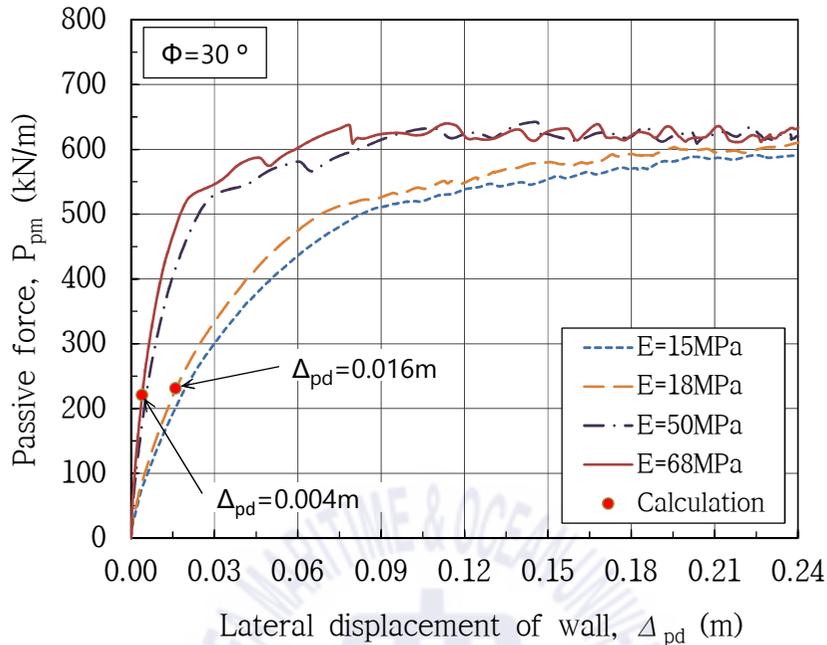


Fig. 6.5 Load-displacement curve due to young's modulus at  $\phi = 30^\circ$

## (2) Mohr-Coulomb과 Hardening soil 모델

Mohr-Coulomb 모델로 결정한 변형계수( $E_s$ )를 이용하여 Hardening soil 모델에 적용되는 세 가지 강성계수인 축차하중 강성( $E_{50}^{ref}$ ), 오이도미터 강성( $E_{oed}$ ), 제하중 강성( $E_{ur}^{ref}$ )을 결정하여 지반모델에 따른 하중-변위 관계곡선을 내부마찰각  $30^\circ$  인 경우에 대하여 해석하여 Fig. 6.6에 그래프로 나타내었다. Hardening soil 모델은 비선형 및 응력 의존적 지반거동을 해석할 수 있는 고급 지반모델로 실제 지반에서 발생하는 비선형적인 거동을 잘 나타낼 수 있다는 장점이 있으나 정확한 해석을 위해서는 실내시험을 통한 강성계수의 산정이 필요하다. 그러나 실무에서 사질지반에 대한 삼축압축시험 등을 실시하여 해당 지반의 강성계수를 상세하게 결정하는 작업은 일반적이지 않으므로 실제 실무에서는 Hardening soil 모델을 적용하는 경우 세 가지 강성계수를 가정하여 사용하는 것이 일반적이다.

본 논문에서도 해석지반에 대한 삼축압축시험 등을 수행하지 않아 문헌에서 제시된 경험적인 변형계수( $E_s$ )를 사용하여 일반적인 범위 이내에서 각 강성계수를 가정하여 해석한 결과를 Fig. 6.6에 나타내었다. 해석결과 한계변위상태의 수동토압은 Mohr-Coulomb 모델이 Hardening soil 모델과 비교하여 약 10%이내의 범위에서 크게 나타났으나 본 논문에서 얻고자 하는 한계변위상태 이전의 작은 변위에서 나타나는 하중-변위 관계곡선의 형태는 Mohr-Coulomb 모델과 Hardening soil 모델 두 가지 모두 거의 유사한 거동을 보였다. 그러므로 본 논문에서는 실용적인 측면에서 Mohr-Coulomb 모델을 사용하여 수치해석을 수행하였다.

Fig. 6.6은 내부마찰각  $30^\circ$  인 경우에 대한 것으로 두 점은 제안된 Subba Rao 식으로 계산된 느슨한 사질토의 벽체변위 0.016m와 조밀한 사질토의 벽체변위 0.004m에 대한 계산토압이고 하중-변위 관계곡선은 Mohr-Coulomb 모델과 Hardening soil 모델의 각 변형계수 값에 따른 해석결과를 나타낸 것이다.

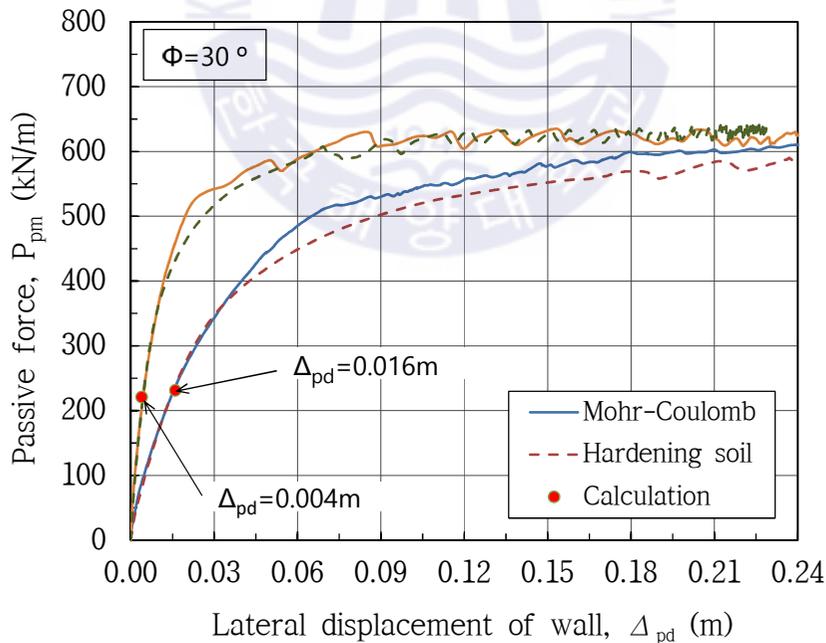


Fig. 6.6 Comparison of analysis model at  $\phi = 30^\circ$

## 6.4 수치해석결과와 Subba Rao식의 비교분석

6.3.3에서 수행된 예비해석 자료를 바탕으로 내부마찰각  $25^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $35^\circ$  인 경우에 대하여 Subba Rao식으로 계산된 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )에서 발휘되는 수동토압 합력( $P_{pm}$ )과 하중-변위 관계곡선을 비교하여 수치해석을 위한 적정 변형계수( $E_s$ )를 우선 결정하였다. 세 가지 벽체 거동모드에 대하여 결정된 변형계수( $E_s$ )와 Mohr-Coulomb 모델을 이용하여 수치해석을 수행한 결과를 본 절에 나타내었다.

### 6.4.1 Subba Rao식 계산결과에 따른 변형계수 결정

Table 6.3은 세 가지 벽체거동모드에 대한 해석 case를 나타낸 것으로 각 거동모드에 따라 세 개의 내부마찰각에 대하여 각각 느슨한 사질토와 조밀한 사질토의 경우에 대한 해석을 수행하여 총 18 case의 해석결과를 본 논문에 수록하였다. 각 경우에 대한 해석결과는 Fig. 6.7 ~ Fig. 6.9의 하중-변위 곡선에 나타내었다.

Table 6.3 Analysis case for various wall movements

Wall movement mode	Internal friction angle $\phi$ ( $^\circ$ )	Amount of wall displacement $\Delta_{pd}$ (m)	$\Delta_{pd}/\Delta_p$	Analysis case
Translation	25, 30, 35	0.016 (Loose cohesionless)	0.0667	3 case
		0.004 (Dense cohesionless)	0.05	3 case
RT	25, 30, 35	0.016 (Loose cohesionless)	0.0667	3 case
		0.004 (Dense cohesionless)	0.05	3 case
RB	25, 30, 35	0.016 (Loose cohesionless)	0.0667	3 case
		0.004 (Dense cohesionless)	0.05	3 case

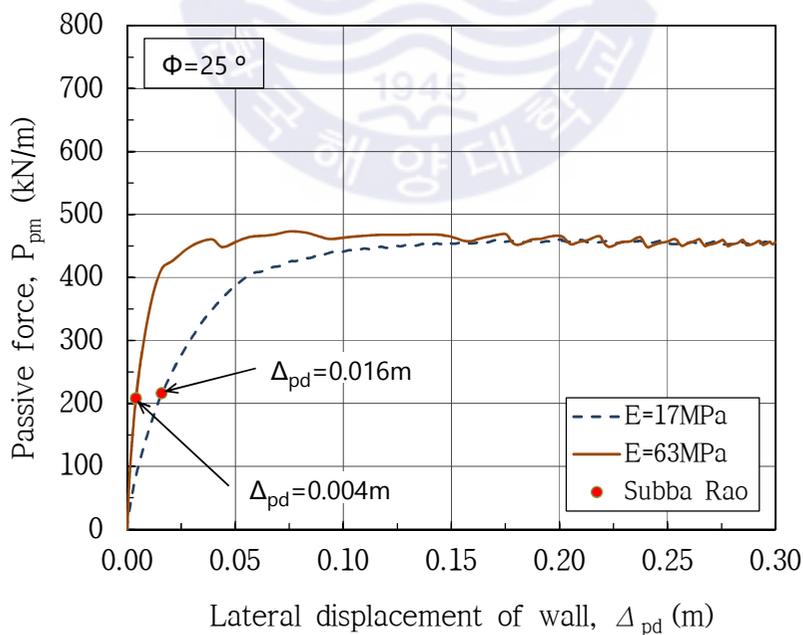
Fig. 6.7(a)은 벽체 이동모드에서 내부마찰각  $25^\circ$  인 경우로 Subba Rao식의 벽체변위 0.016m(loose cohesionless soil)에서 계산된 수동측토압과 일치하는 하중-변위 곡선의 수치해석 적용 변형계수( $E_s$ )는 17.0 MPa이고 벽체변위 0.004m(dense cohesionless soil)에서 계산된 수동측토압과 일치하는 하중-변위 관계곡선의 수치해석 적용 변형계수( $E_s$ )는 63.0 MPa로 나타났다. 동일한 방법으로 Fig. 6.7(b)의 벽체 이동모드에서 내부마찰각  $30^\circ$  인 경우 벽체변위 0.016m에서 수치해석 적용 변형계수( $E_s$ )는 18.0 MPa이고 벽체변위 0.004m에서 적용 변형계수는 68.0 MPa이었다. Fig. 6.7(c)의 벽체 이동모드에서 내부마찰각  $35^\circ$  인 경우 벽체변위 0.016m에서 적용 변형계수는 21.0 MPa이고 벽체변위 0.004m에서 변형계수는 75.0MPa이다. 동일한 방법으로 상단고정회전(RT)모드와 하단고정회전(RB)모드에 대하여 수치해석을 수행하여 적용 변형계수( $E_s$ )를 구하였다. Fig. 6.8은 벽체 상단고정회전(RT)모드의 결과이고 Fig. 6.9는 벽체 하단고정회전(RB)모드에서의 결과이다. 각 벽체 거동모드에 따라 수치해석에서 결정된 변형계수를 Table 6.4에 나타내었다.

Fig. 6.7 벽체 이동모드의 수치해석결과 내부마찰각에 따른 하중-변위 관계곡선을 나타낸 (a) ~ (c)에서 변형계수(지반의 조밀정도)에 따라 초기 곡선의 기울기 차이는 크나 파괴 이후의 수동토압은 거의 같은 값으로 수렴하는 경향을 보였다. 벽체 상단고정회전(RT)모드의 수치해석 결과인 Fig. 6.8의 (a) ~ (c)의 경우도 파괴이후 수동토압은 수렴하는 경향을 보였다. 벽체 하단고정회전(RB)모드의 수치해석결과인 Fig. 6.9에서는 변형계수(지반의 조밀 정도)에 따라 초기곡선의 기울기 차이는 크며 파괴이후 조밀한 사질토와 느슨한 사질토의 한계수동토압은 약 10% 정도의 차이를 보였다. Table 6.4에서 벽체 이동모드와 상단고정회전(RT)모드에 대하여 결정된 변형계수는 내부마찰각이 증가함에 따라 증가하는 경향을 보였으나 하단고정회전(RB)모드에서는 내부마찰각의 증가에 따라 변형계수가 감소하는 결과를 보였다. 이는 Subba Rao식으로 계산된 내부마찰각의 크기에 따른 수동측토압의 값에는 차이가 거의 없으나 수치해석에서는 내부마찰각 증가로 지반의 강도가 증가되어 지반의 강성이 줄어들어야만 Subba Rao식의 계산값과 수치해석결과가 비슷해지기 때문으로 분석된다.

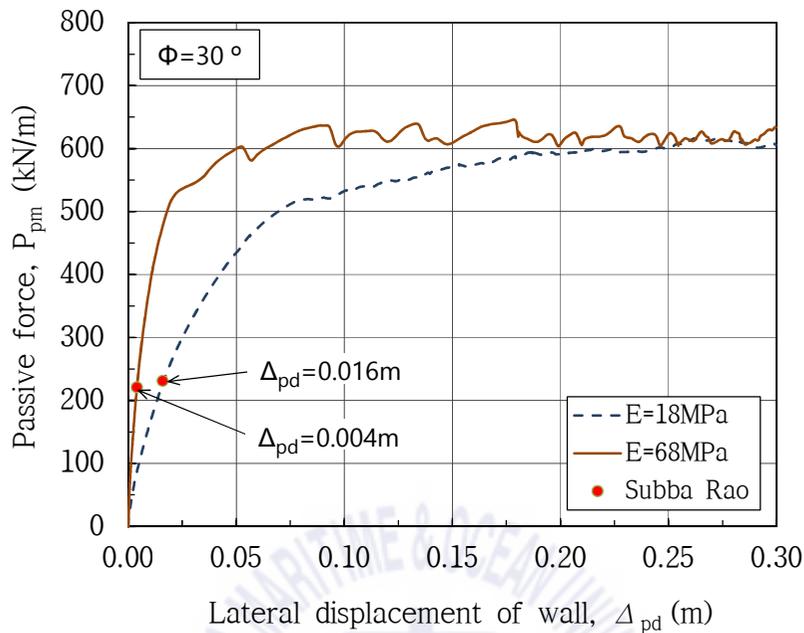
수치해석결과인 Fig. 6.7 ~ Fig. 6.9의 하중-변위 곡선에서 파괴이후 수렴되는 한계(파괴)값은 소성상태 이전의 임의변위에서의 수동측토압을 산정하고자 하는 본 논문의 목적에서 고려하는 부분이 아니므로 수치해석 결과의 하중-변위 곡선에서 나타나는 파괴상태 값은 본 논문에서는 논외로 하는 것으로 한다.

Table 6.4 Determined young's modulus ( $E_s$ )

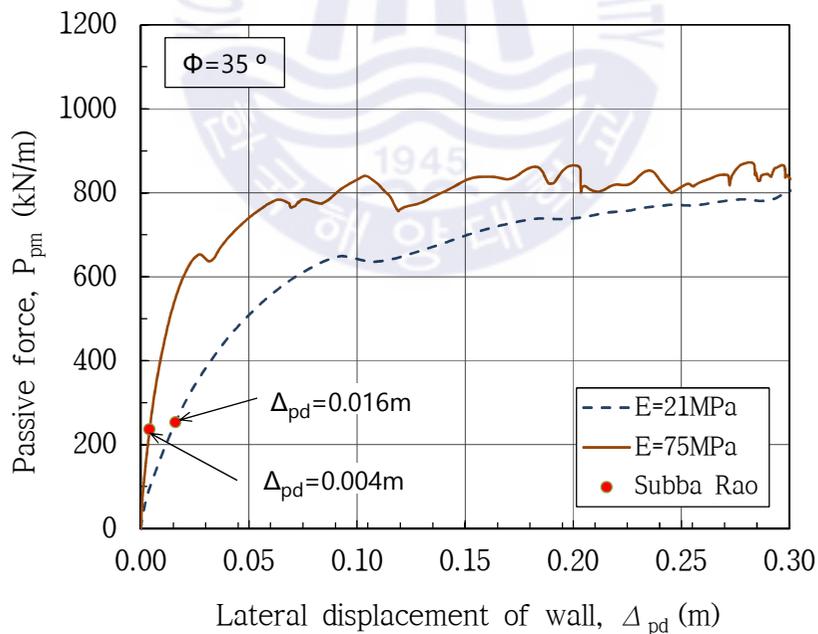
Wall movement mode	Amount of wall displacement $\Delta_{pd}$ (m)	Internal friction angle, $\phi$ (°)		
		25	30	35
Translation	0.016	17.0 MPa	18.0 MPa	21.0 MPa
	0.004	63.0 MPa	68.0 MPa	75.0 MPa
RT	0.016	28.0 MPa	29.0 MPa	31.0 MPa
	0.004	100.0 MPa	105.0 MPa	109.0 MPa
RB	0.016	40.0 MPa	38.0 MPa	37.0 MPa
	0.004	160.0 MPa	150.0 MPa	145.0 MPa



(a)  $\phi = 25^\circ$

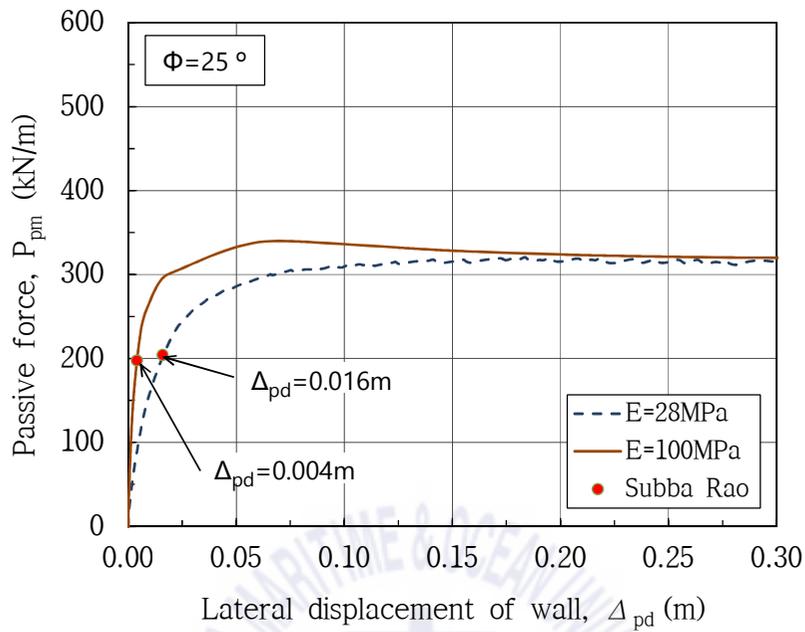


(b)  $\phi = 30^\circ$

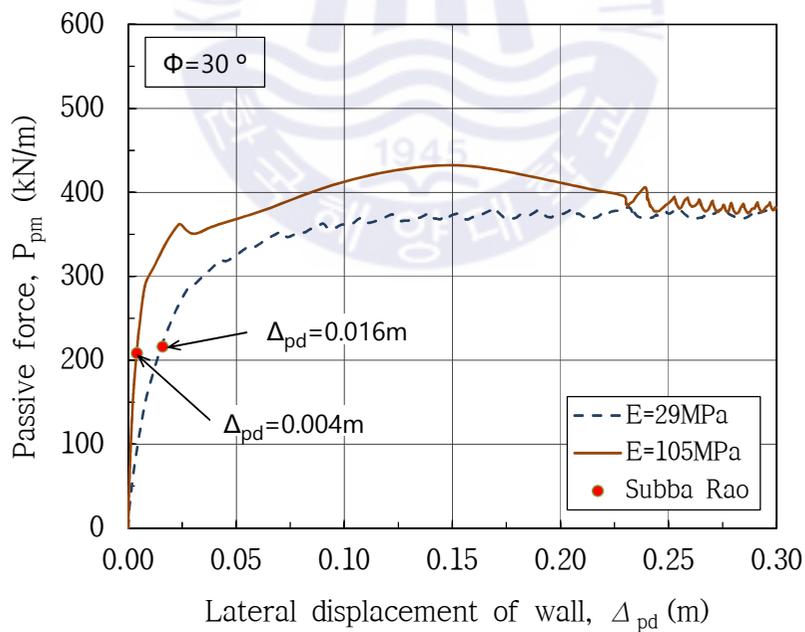


(c)  $\phi = 35^\circ$

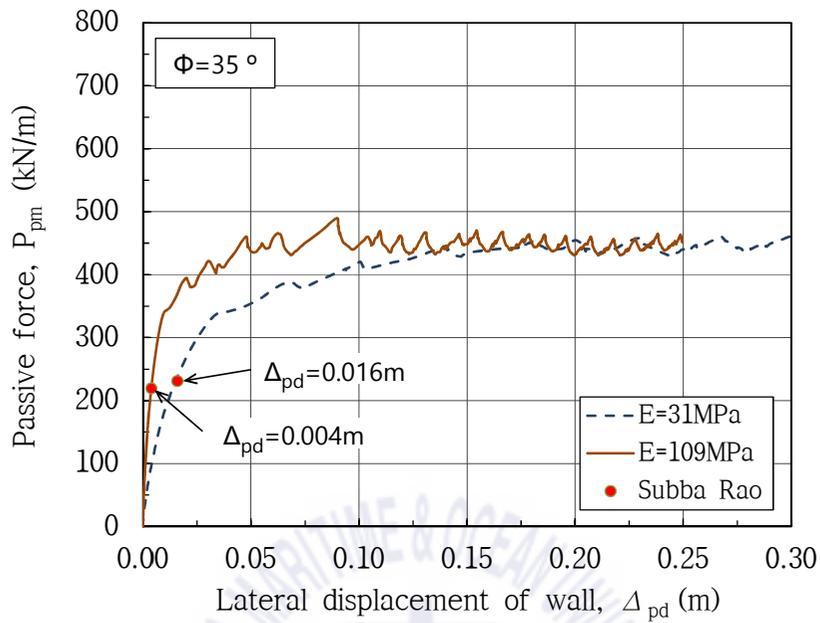
Fig. 6.7 Load-displacement curve of FEM and calculation results in translation



(a)  $\phi = 25^\circ$

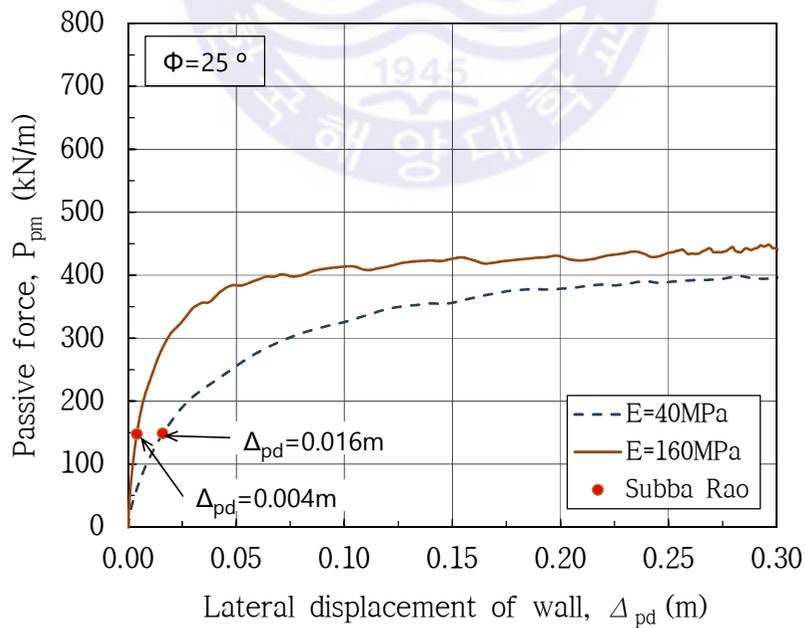


(b)  $\phi = 30^\circ$

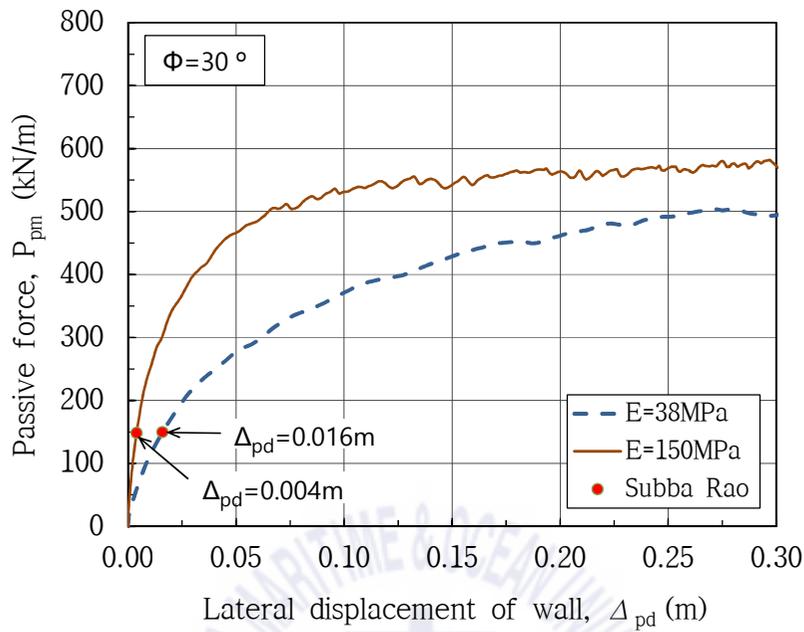


(c)  $\phi = 35^\circ$

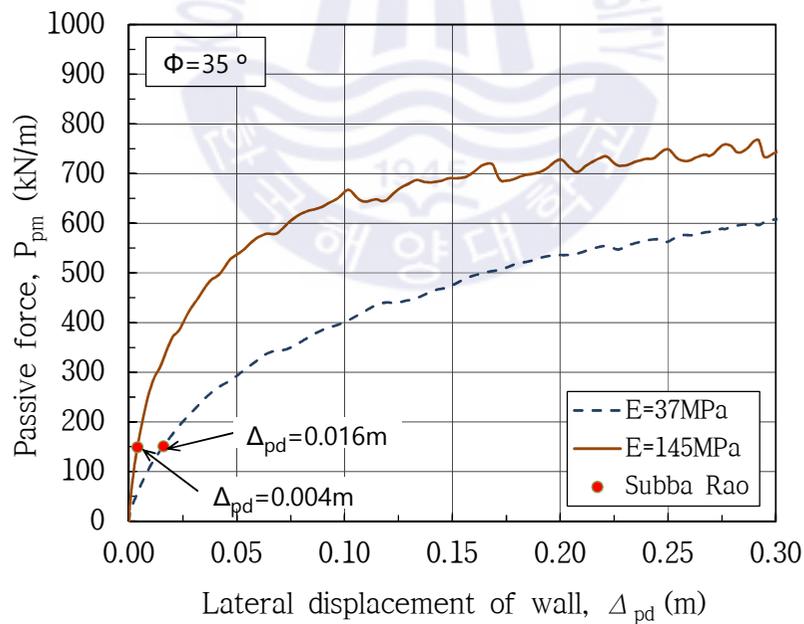
Fig. 6.8 Load-displacement curve of FEM and calculation results in RT mode



(a)  $\phi = 25^\circ$



(b)  $\phi = 30^\circ$



(c)  $\phi = 35^\circ$

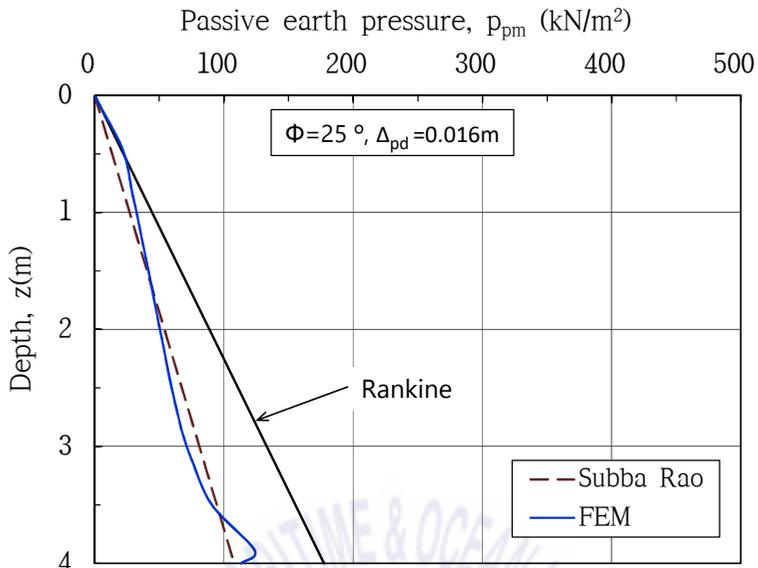
Fig. 6.9 Load-displacement curve of FEM and calculation results in RB mode

## 6.4.2 벽체변위에 따른 심도별 토압분포

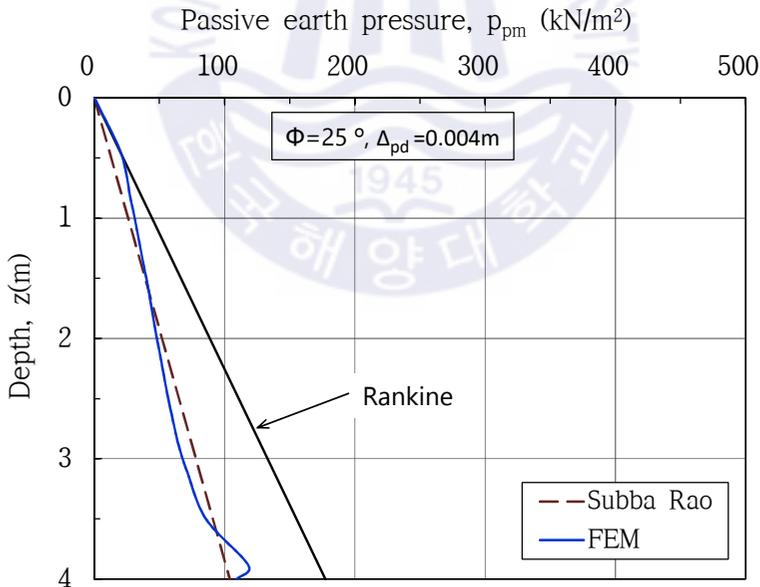
Subba Rao식을 사용하여 5.2절에서 결정된 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )인 0.016m (loose cohesionless soil)와 0.004m(dense cohesionless soil)에서 발휘되는 심도별 수동측토압( $p_{pm}$ )을 계산하여 수치해석 결과의 심도별 토압분포와 비교하였다.

### (1) 벽체 이동모드

벽체 이동모드에서 내부마찰각에 따라 나타난 Fig. 6.10 ~ Fig. 6.12의 (a)는 설계 수동측변위 0.016m(loose cohesionless)인 경우이고 (b)는 설계 수동측변위 0.004m(dense cohesionless)인 경우로 Subba Rao식은 지표면의 토압을 0으로 하고 하부로 갈수록 직선적으로 증가한다. 수치해석결과의 토압분포는 지표에서 약 1.5m 심도 부근까지는 계산된 토압보다 조금 크게 분포하다 그 이하로는 다소 줄어들며 심도 약 3.9m 부터는 다시 증가하는 비선형적인 토압분포를 보인다. 이러한 비선형적인 토압 분포는 Fang et al.(1994)의 벽체 이동모드에서 변위별 토압분포에 관한 모형실험결과와도 유사한 것이다. Fig. 6.13는 수치해석 결과의 한계변위상태일 때 심도별 수동토압분포를 나타낸 것으로 파괴상태에서는 심도에 따라 거의 선형적인 분포를 보인다. Fig. 6.10 ~ Fig. 6.12의 내부마찰각에 따른 벽체변위 0.016m와 0.004m에서 벽체에 작용하는 토압분포가 심도에 따라 선형적인 분포를 보이지는 않으나 수동토압 합력( $P_{pm}$ ) 값은 Subba Rao식 계산결과와 거의 유사한 값을 보인다. 수치해석결과인 Fig. 6.10 ~ Fig. 6.12의 심도별 토압분포를 보면 지표면에 가까운 0m ~ 0.5m심도에서 한계변위 상태인 Rankine의 수동토압과 비슷한 값을 보인다 하부로 갈수록 감소하는 것을 볼 수 있다. 그리고 벽체 최하단부인 4.0m에서 수치해석결과의 수동측토압이 급격히 줄어드는 것은 유한요소해석의 특성상 지반과 구조물간의 강성 차이로 인하여 모서리부에서 발생하는 응력 왜곡현상 때문이다. Fig. 6.10 ~ Fig. 6.12에 함께 그려진 Rankine의 심도별 수동토압은 한계변위상태 수동토압을 나타낸 것으로 Subba Rao식의 계산과 수치해석 결과는 Rankine의 수동토압은 대비 약 50% ~ 60%정도 수준을 나타내었다.

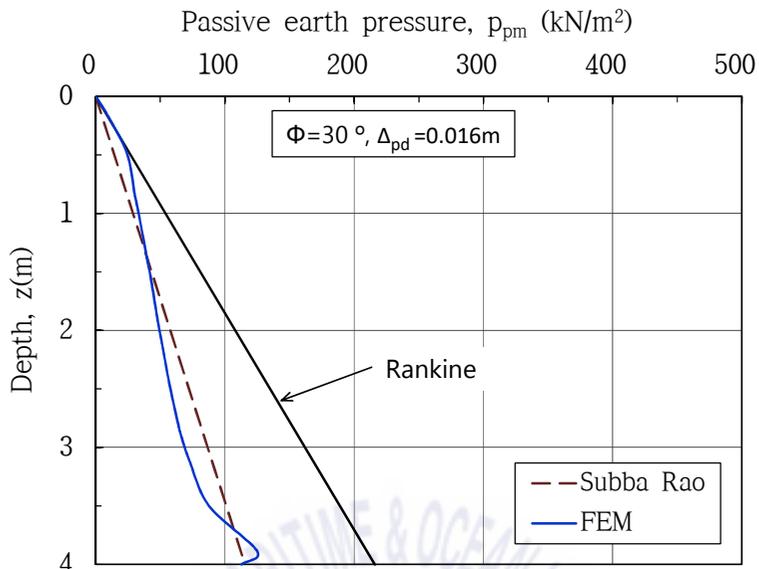


(a)  $\Delta_{pd} = 0.016\text{m}$  (loose cohesionless)

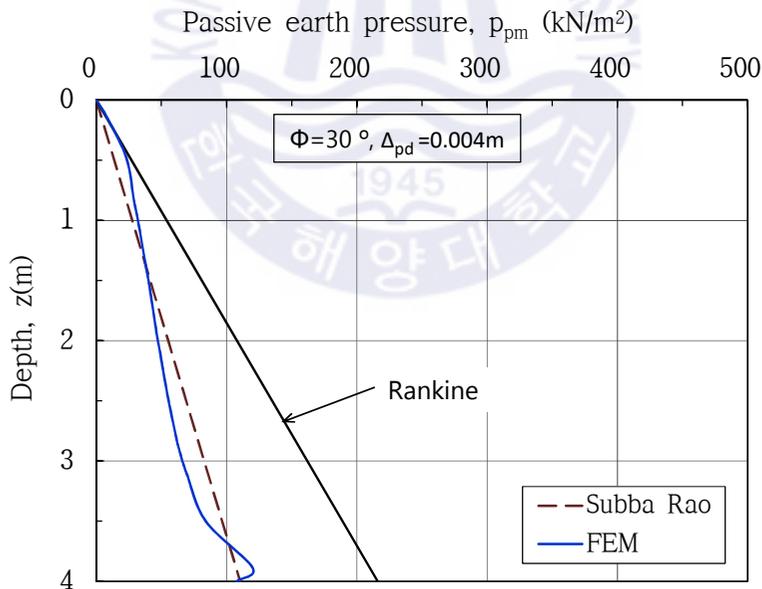


(b)  $\Delta_{pd} = 0.004\text{m}$  (dense cohesionless)

Fig. 6.10 Comparison of passive pressure by FEM and calculation at  $\phi = 25^\circ$  (translation mode)

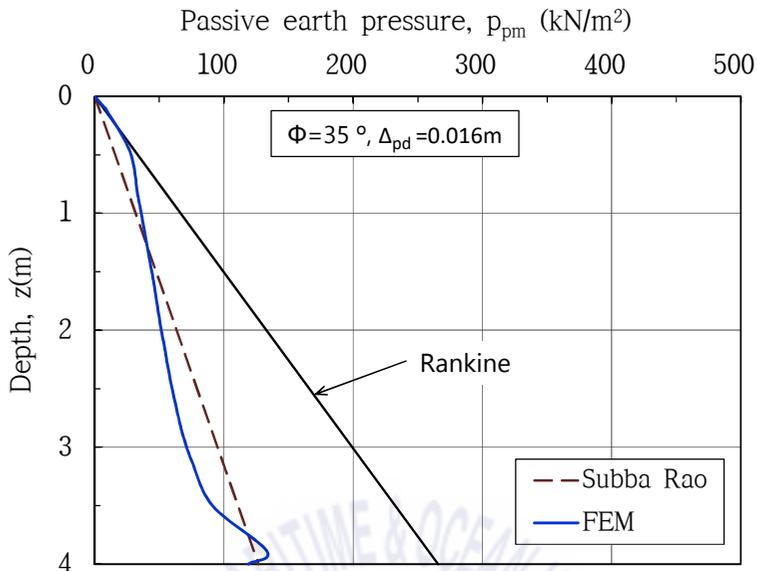


(a)  $\Delta_{pd} = 0.016\text{m}$  (loose cohesionless)

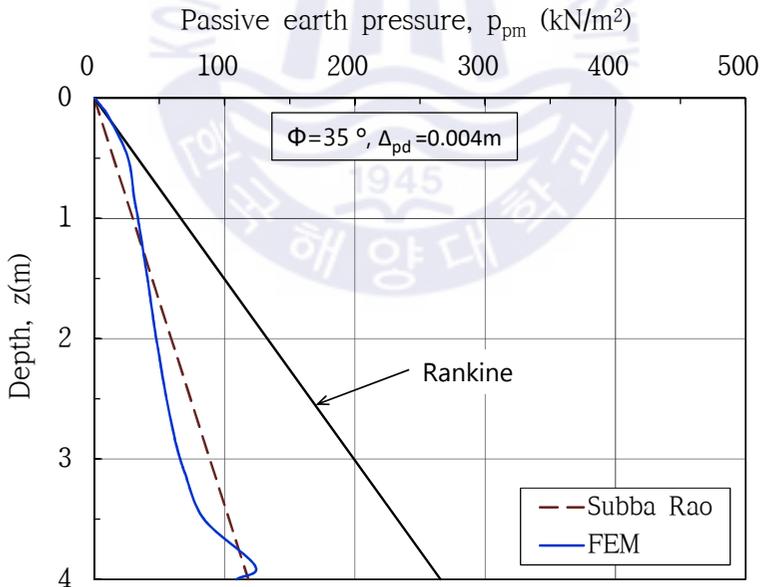


(b)  $\Delta_{pd} = 0.004\text{m}$  (dense cohesionless)

Fig. 6.11 Comparison of passive pressure by FEM and calculation at  $\phi = 30^\circ$  (translation mode)



(a)  $\Delta_{pd} = 0.016\text{m}$  (loose cohesionless)



(b)  $\Delta_{pd} = 0.004\text{m}$  (dense cohesionless)

Fig. 6.12 Comparison of passive pressure by FEM and calculation at  $\phi = 35^\circ$  (translation mode)

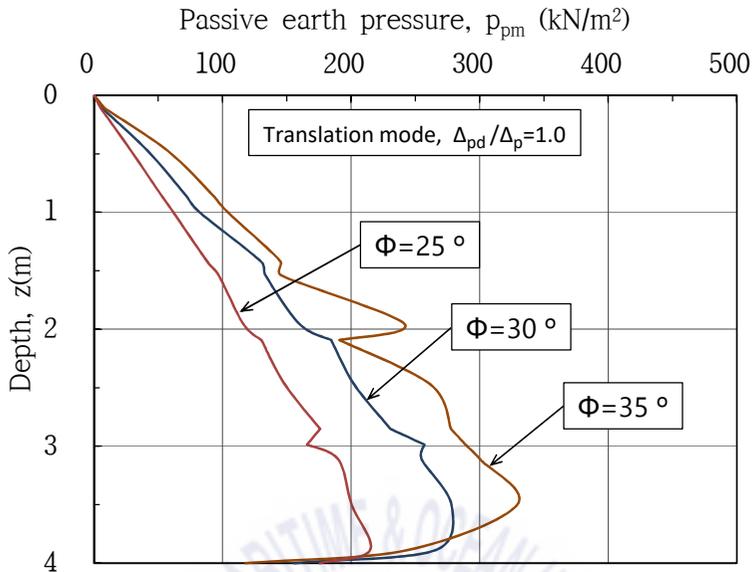
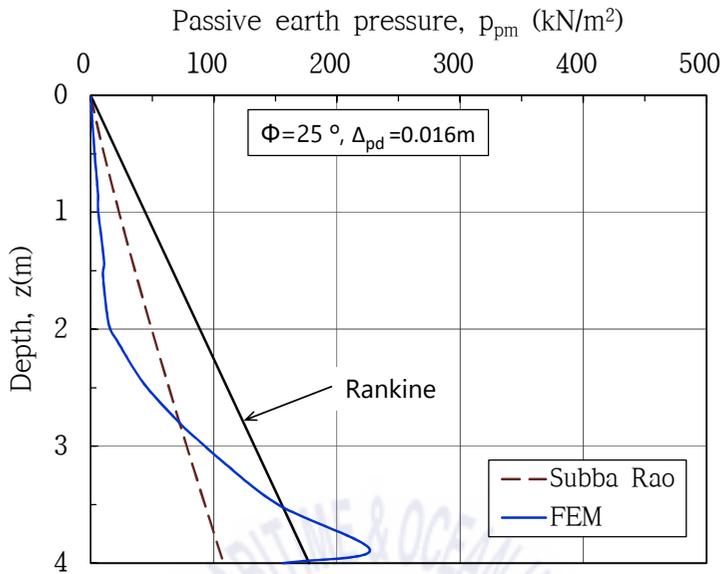


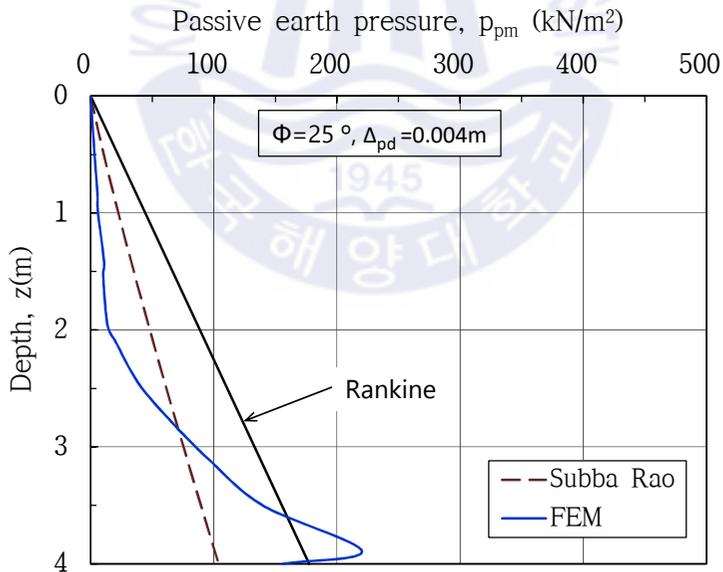
Fig. 6.13 Critical passive earth pressure for depth by FEM (translation mode)

## (2) 벽체 상단고정회전(RT)모드

벽체 상단고정회전(RT)모드에서 내부마찰각에 따라 나타낸 Fig. 6.14 ~ Fig. 6.16의 (a)는 설계 수동측변위 0.016m(loose cohesionless)인 경우이고 (b)는 설계 수동측변위 0.004m(dense cohesionless)인 경우로 Subba Rao식은 지표면의 토압을 0으로 하여 하부로 갈수록 거의 직선적으로 증가한다. 수치해석결과의 토압분포는 지표에서 약 2.0m 심도까지는 토압이 거의 작용하지 않다가 2.0m 하부에서 급격히 증가하는 분포를 보인다. 이는 벽체상단의 변위는 고정이고 하부에서만 변위하므로 벽체의 중심을 기준으로 심도별 토압분포가 급격히 달라지는 것으로 볼 수 있다. 수치해석결과 심도에 따라 벽체에 작용하는 토압분포는 상단고정회전(RT)모드에서 발생하는 전형적인 토압분포의 형태로 Fang et al.(1994)의 상단고정회전모드에서 변위별 토압분포에 관한 모형실험결과와 일치하는 것이다. Subba Rao식의 계산과 수치해석 결과는 Rankine의 한계변위상태 수동토압 대비 약 40% ~ 60%정도 수준을 보인다. Fig. 6.17은 수치해석결과의 느슨한 사질토에 대한 한계변위상태의 수동토압분포를 나타낸 것이다.

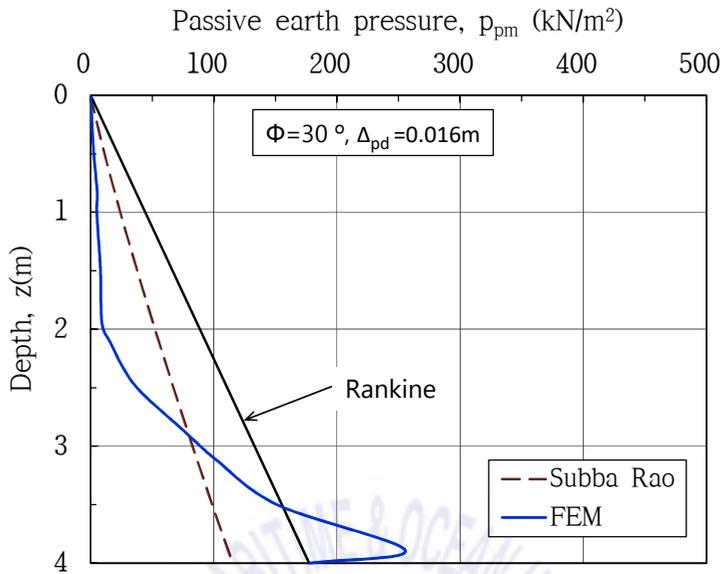


(a)  $\Delta_{pd}=0.016\text{m}$  (loose cohesionless)

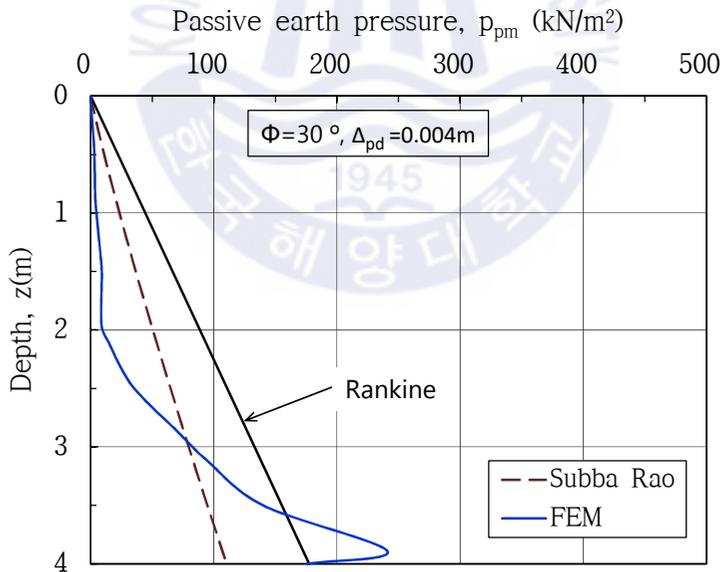


(b)  $\Delta_{pd}=0.004\text{m}$  (dense cohesionless)

Fig. 6.14 Comparison of passive pressure by FEM and calculation at  $\phi = 25^\circ$  (RT mode)

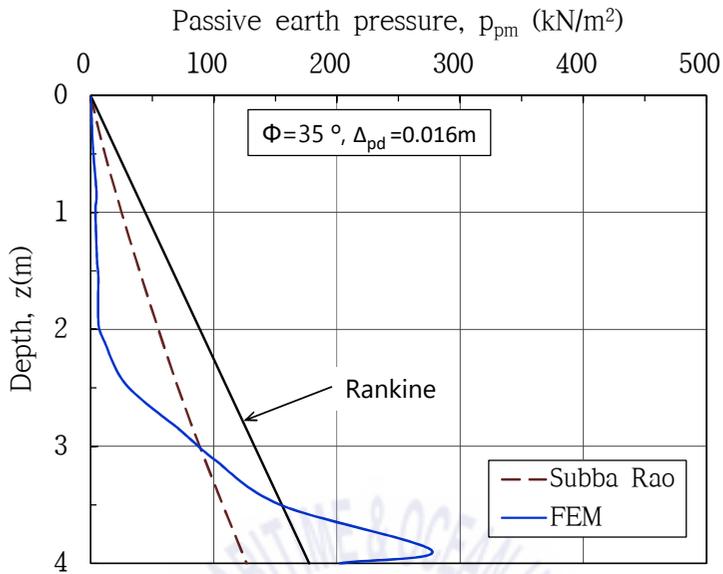


(a)  $\Delta_{pd} = 0.016\text{m}$  (loose cohesionless)

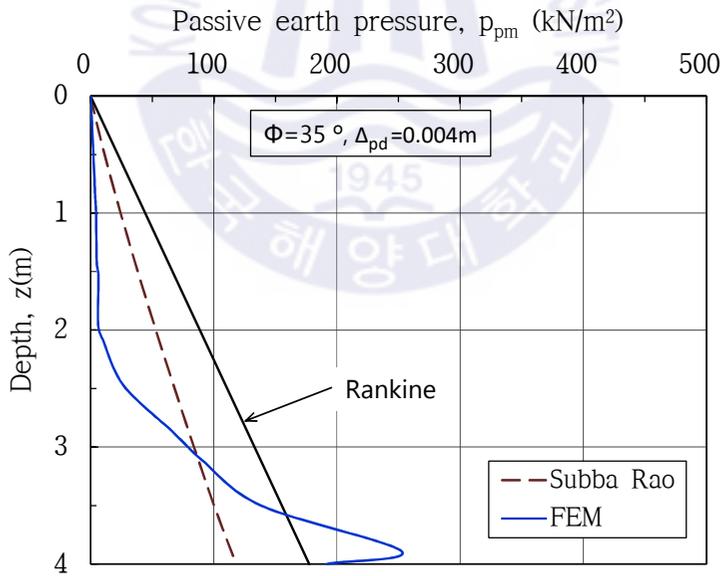


(b)  $\Delta_{pd} = 0.004\text{m}$  (dense cohesionless)

Fig. 6.15 Comparison of passive pressure by FEM and calculation at  $\phi = 30^\circ$  (RT mode)



(a)  $\Delta_{pd} = 0.016\text{m}$  (loose cohesionless)



(b)  $\Delta_{pd} = 0.004\text{m}$  (dense cohesionless)

Fig. 6.16 Comparison of passive pressure by FEM and calculation at  $\phi = 35^\circ$  (RT mode)

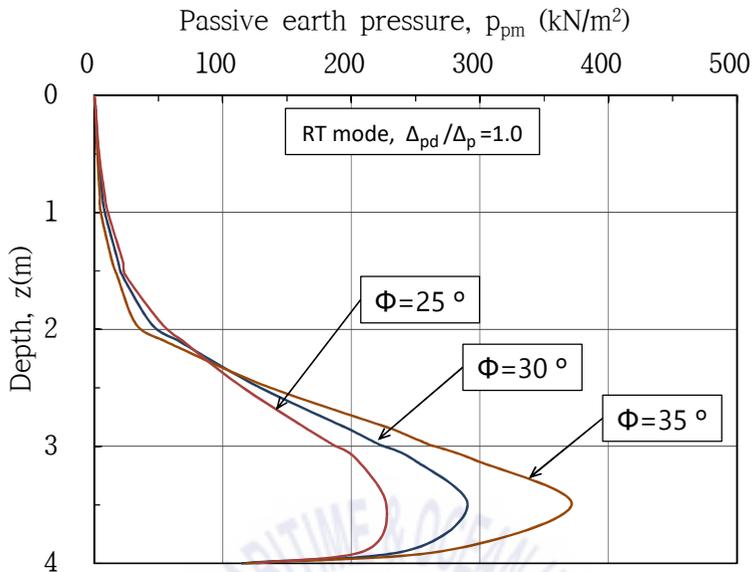
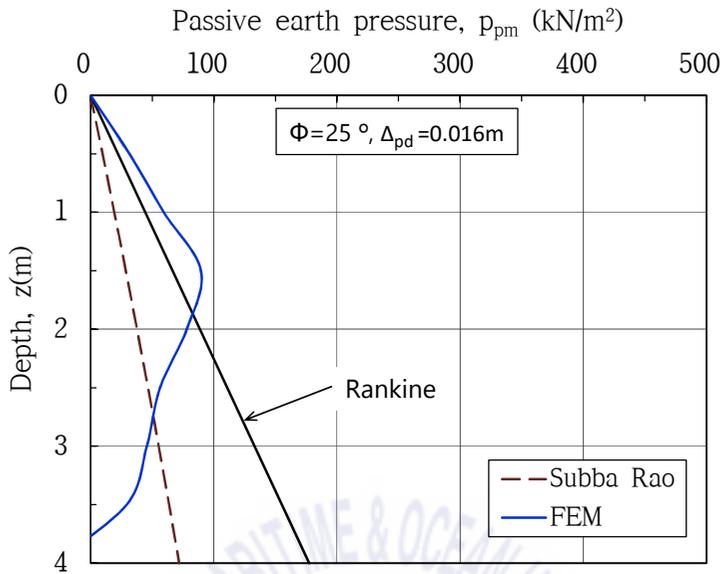


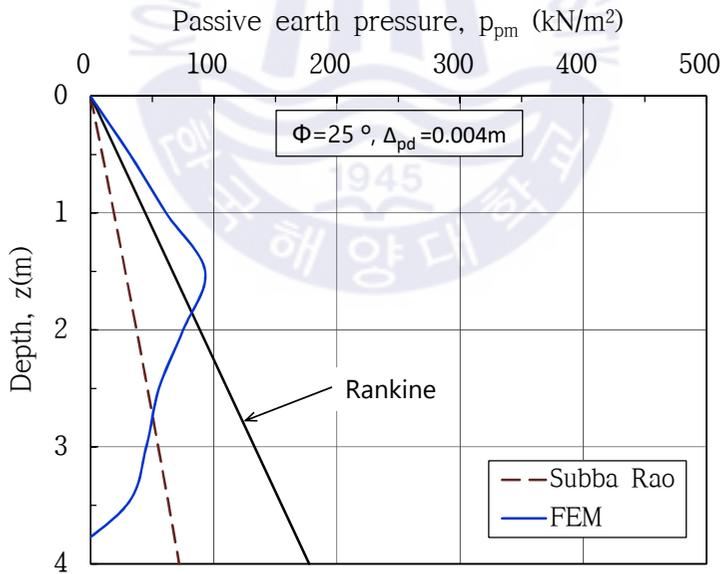
Fig. 6.17 Critical passive earth pressure for depth by FEM (RT mode)

### (3) 벽체 하단고정회전(RB)모드

벽체 하단고정회전(RB)모드에서 내부마찰각에 따라 나타난 Fig. 6.18 ~ Fig. 6.20의 (a)는 0.016m인 경우 (b)는 0.004m인 경우로 Subba Rao식은 지표면의 토압을 0으로 하여 하부로 갈수록 거의 직선적으로 증가한다. 수치해석결과의 토압분포는 지표에서 약 1.5m 심도까지는 수동토압이 증가하다 이후로는 바닥까지 감소하는 토압분포를 보인다. 이는 벽체하단이 고정되어있어 상부에서만 변위가 발생하므로 벽체 상부의 토압이 증가하는 것이다. 수치해석결과 심도에 따라 벽체에 작용하는 토압분포는 Fang et al.(1994)의 하단고정회전모드에 대한 토압분포의 모형실험결과와 매우 유사한 결과이다. Subba Rao식의 계산과 수치해석 결과는 Rankine의 한계변위상태 수동토압과 비교하여 약 30% ~ 40% 정도 수준을 보인다.

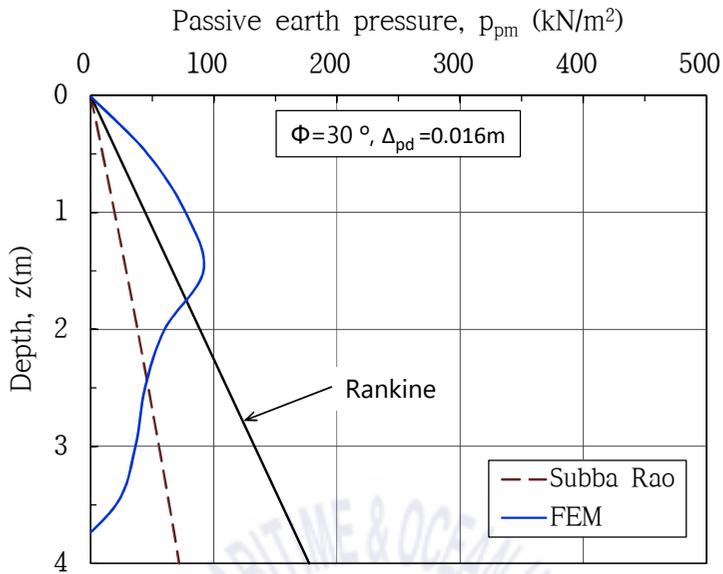


(a)  $\Delta_{pd} = 0.016\text{m}$  (loose cohesionless)

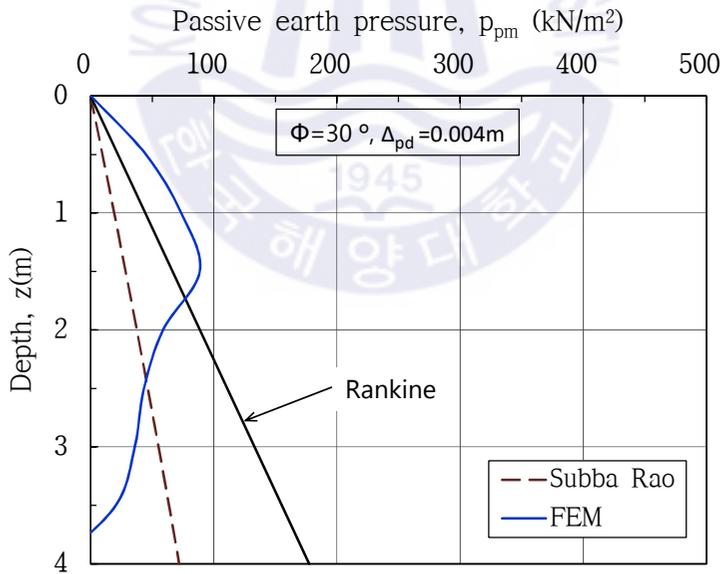


(b)  $\Delta_{pd} = 0.004\text{m}$  (dense cohesionless)

Fig. 6.18 Comparison of passive pressure by FEM and calculation at  $\phi = 25^\circ$  (RB mode)

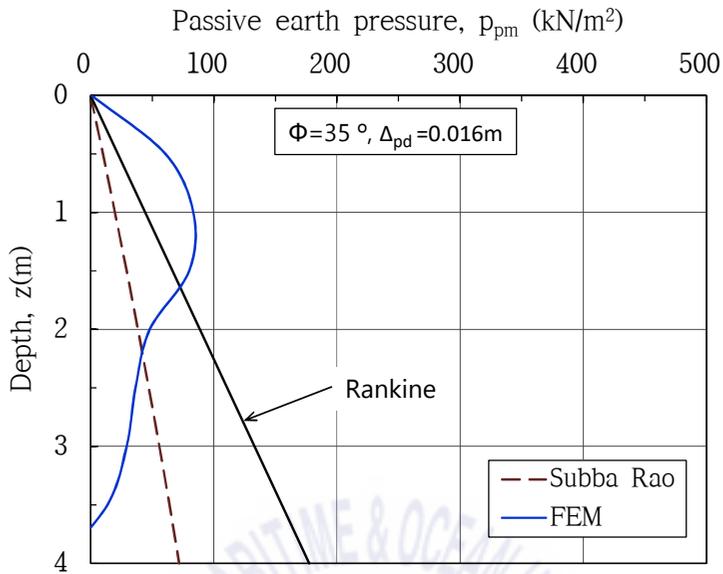


(a)  $\Delta_{pd}=0.016\text{m}$  (loose cohesionless)

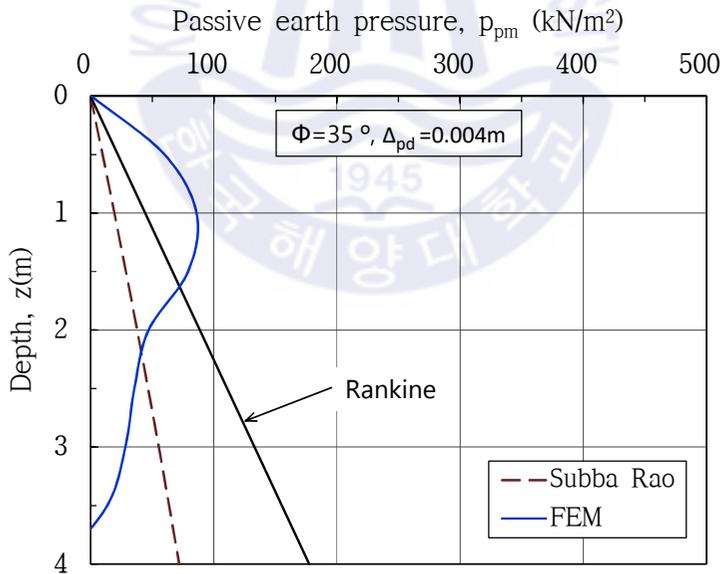


(b)  $\Delta_{pd}=0.004\text{m}$  (dense cohesionless)

Fig. 6.19 Comparison of passive pressure by FEM and calculation at  $\phi = 30^\circ$  (RB mode)



(a)  $\Delta_{pd} = 0.016\text{m}$  (loose cohesionless)



(b)  $\Delta_{pd} = 0.004\text{m}$  (dense cohesionless)

Fig. 6.20 Comparison of passive pressure by FEM and calculation at  $\phi = 35^\circ$  (RB mode)

### 6.4.3 파괴면의 형상

수치해석결과 한계변위상태에서 지반의 수동 및 주동 파괴면의 형상을 파악하기 위하여 벽체의 세 가지 거동모드에 대하여 수동파괴가 발생하는 한계변위를 적용하여 수치해석을 수행하였다. 내부마찰각  $25^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $35^\circ$  일 때 6.4.1에서 결정된 조밀한 사질토와 느슨한 사질토의 변형계수를 적용하였으며 세 가지 거동모드에 대한 해석결과를 변형률 증분(incremental strain)과 총변위(total displacement)로 나타내어 파괴면의 형상을 확인하였다. 벽체는 우측에서 좌측으로 변위하였으므로 그림에서 벽체 우측은 주동파괴면이고 좌측은 수동파괴면이 된다. 2.3절의 Fig. 2.6의 설명에서와 같이 수치해석 결과 나타나는 주동파괴면은 약간의 곡선을 가지나 직선 파괴면에 근접하며 수동파괴면은 곡선과 직선이 함께 나타나는 복합파괴면을 확인할 수 있다.

#### (1) 벽체 이동모드의 파괴면 형상

Fig. 6.21은 벽체 이동모드에 대한 수치해석결과의 변형률증분을 내부마찰각의 크기에 따라 나타낸 것이다. 그림의 (a), (b), (c)는 느슨한 사질토에 대한 해석결과이고 (d), (e), (f)는 조밀한 사질토의 해석결과이다. 각 그림에서 우측 주동파괴면과 좌측의 수동파괴면을 명확하게 구분할 수 있다. Fig. 6.22은 수동한계변위상태에서의 합 변위를 나타낸 것으로 변형률 증분에서와 같은 파괴면을 관찰할 수 있다. 느슨한 사질토에서는 벽체변위에 의해 파괴토체의 외부까지 변위가 일부 전달되는 것을 볼 수 있으며 우측부분은 붉은색의 최대발생변위를 나타내는 것으로 이미 주동파괴상태를 넘어선 과도한 변위가 발생한 것을 알 수 있다. 각 그림의 벽체면 좌측에서 회전비틀림 요소가 일부 관찰된다. Fig. 6.23은 Canadian Foundation Engineering Manual(Canadian Geotechnical Society, 2006)에서 제시한 느슨하고 조밀한 비점착성 흙의 주동토압발생 한계변위인  $0.016m(0.004H)$ 와  $0.004m(0.001H)$  만큼의 변위를 벽체에 작용시켜 해석한 지반의 변형률증분 결과를 내부마찰각에 따라 나타낸 것이다. 벽체우측에서는 주동한계변위에 도달한 전단변형률의 파괴면이 확실히 관찰되나 좌측의 수

동측에서는 전단변형이 발생할만한 수동변위가 발생되지 않은 상태인 것을 알 수 있다. 이 수치해석결과로 5.1절에서 결정한 주동토압이 발생하는 주동한계변위를 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )로 보는 것은 합리적이라는 것을 알 수 있다. Fig. 6.26의 상단고정회전(RT)모드에서의 해석결과도 같은 경향을 볼 수 있다.

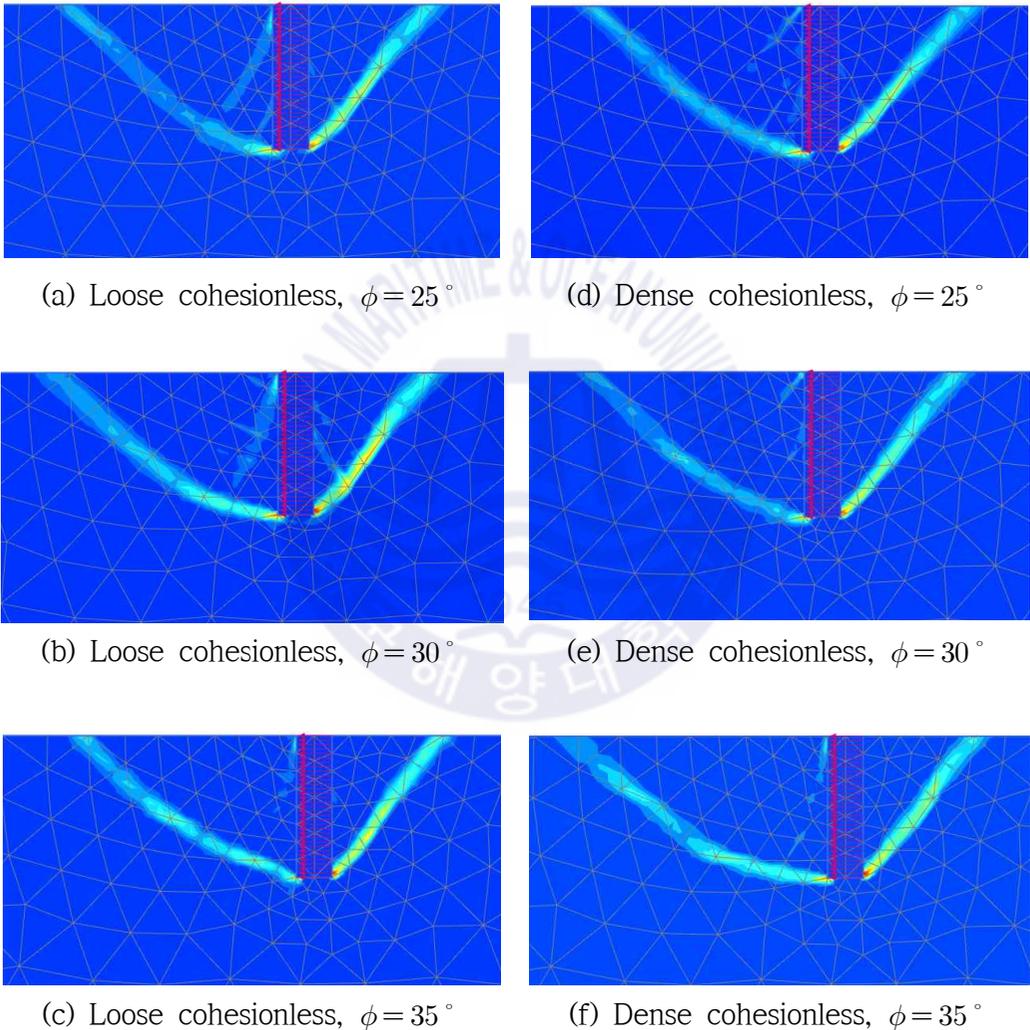
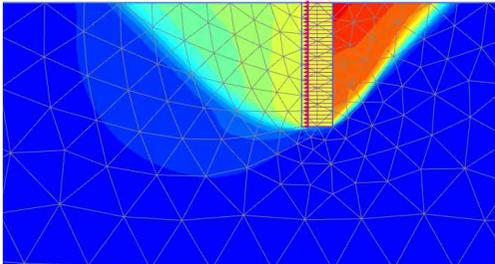
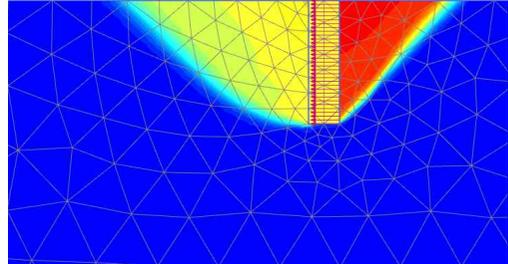


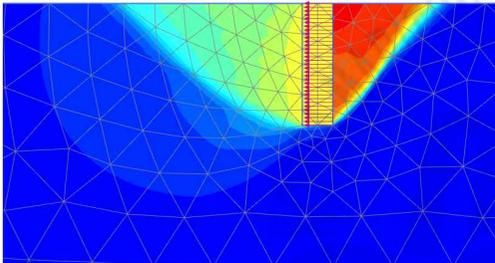
Fig. 6.21 Incremental strains for critical passive displacement at translation mode



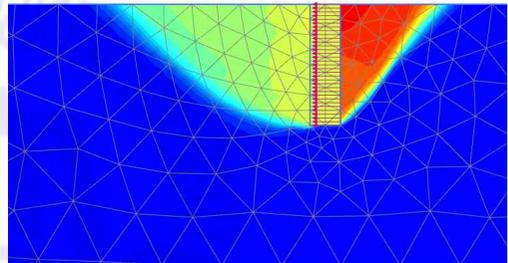
(a) Loose cohesionless,  $\phi = 25^\circ$



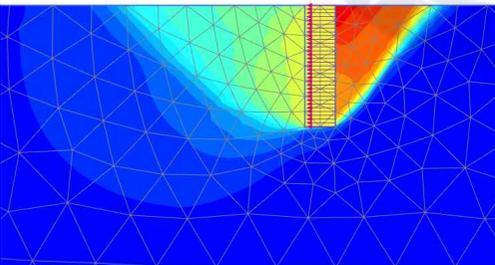
(d) Dense cohesionless,  $\phi = 25^\circ$



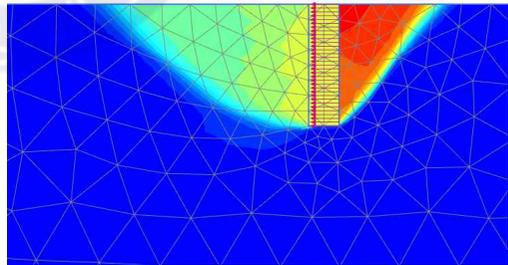
(b) Loose cohesionless,  $\phi = 30^\circ$



(e) Dense cohesionless,  $\phi = 30^\circ$

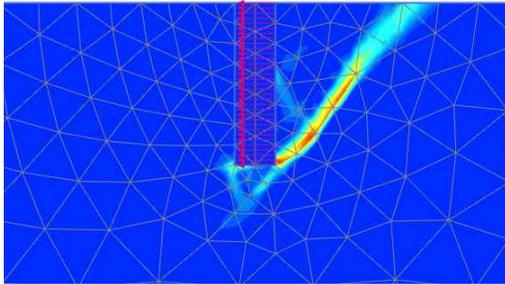


(c) Loose cohesionless,  $\phi = 35^\circ$

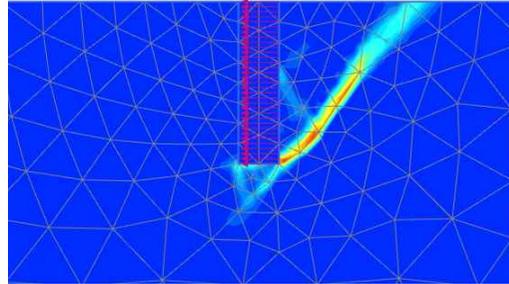


(f) Dense cohesionless,  $\phi = 35^\circ$

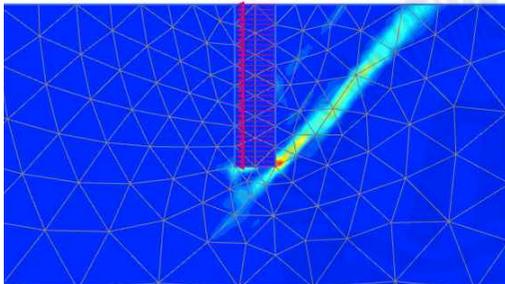
Fig. 6.22 Total displacement for critical passive displacement at translation mode



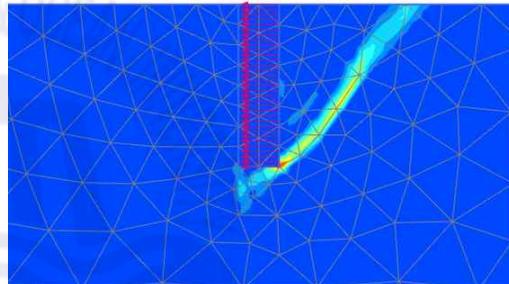
(a)  $\Delta_{pd}=0.016\text{m}$ ,  $\phi = 25^\circ$



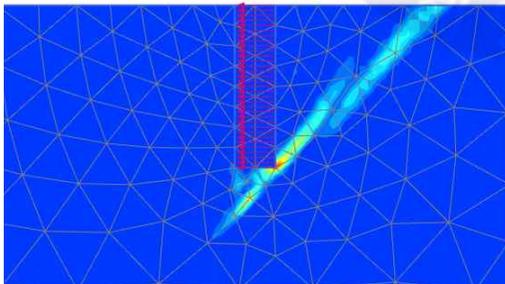
(b)  $\Delta_{pd}=0.004\text{m}$ ,  $\phi = 25^\circ$



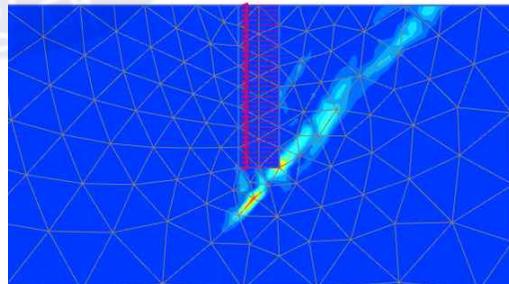
(c)  $\Delta_{pd}=0.016\text{m}$ ,  $\phi = 30^\circ$



(d)  $\Delta_{pd}=0.004\text{m}$ ,  $\phi = 30^\circ$



(e)  $\Delta_{pd}=0.016\text{m}$ ,  $\phi = 35^\circ$



(f)  $\Delta_{pd}=0.004\text{m}$ ,  $\phi = 35^\circ$

Fig. 6.23 Incremental strains for  $\Delta_{pd}=0.016\text{m}$  and  $\Delta_{pd}=0.004\text{m}$  at translation mode

## (2) 벽체 상단고정회전(RT)모드의 파괴면 형상

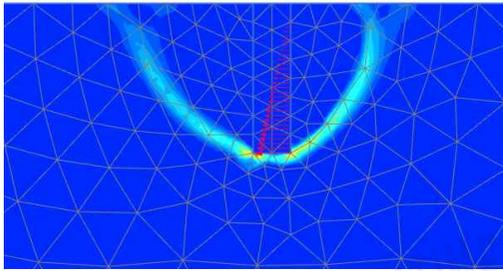
Fig. 6.24는 상단고정회전(RT)모드에 대한 수치해석결과를 내부마찰각의 크기에 따라 변형률증분으로 나타낸 것이다. (a), (b), (c)는 느슨한 사질토에 대한 결과이고 (d), (e), (f)는 조밀한 사질토의 수치해석결과이다. 각 그림에서 우측의 주동파괴면과 좌측의 수동파괴면을 명확하게 구분할 수 있다. 벽체 변위는 상부를 고정으로 하고 하부의 우측에서 좌측으로 변위하므로 파괴 흠뻑기의 크기가 이동모드에 비하여 작고 파괴면은 뚜렷하게 곡선파괴면을 보인다.

Fig. 6.25은 수동 한계변위상태에서의 합 변위를 나타낸 것으로 변형률증분에서와 같은 파괴면을 관찰할 수 있다. 벽체의 하부가 변위하므로 하부에서 더 큰 변위량이 관찰되며 (a), (b), (c)의 느슨한 사질토에서는 (d), (e), (f)의 조밀한 사질토와 비교하여 파괴토체를 경계로 파괴면의 외부로 변위가 일부 전달되는 것을 볼 수 있다. 이것은 지반의 강성차이에 의한 것으로 판단된다. 우측부분은 붉은색으로 최대발생변위를 나타내는 것으로 이미 주동파괴상태를 넘어선 변위인 것을 알 수 있다.

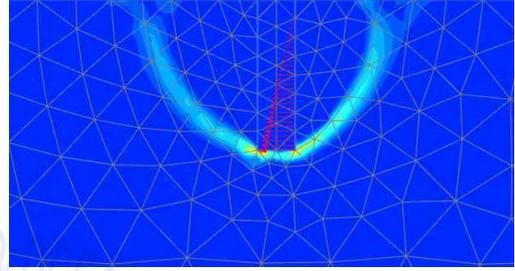
## (3) 벽체 하단고정회전(RB)모드의 파괴면 형상

Fig. 6.27는 하단고정회전(RB)모드에 대한 변형률증분 결과로 (a), (b), (c)는 느슨한 사질토 (d), (e), (f)는 조밀한 사질토에 대한 수치해석결과이다. 각 그림에서 우측의 주동파괴면과 좌측의 수동파괴면에서 전단변형률 증분이 여러개로 나타나고 있다. 그 이유로는 벽체의 거동모드가 하단고정이며 상부에서만 우측에서 좌측으로 변위하므로 최초 벽체의 변위에 따라 지표면을 기준으로 일정심도에서 파괴면이 발생하고 변위가 더 커지면서 벽체 하부의 더 깊은 곳의 토체에서 파괴면이 발생하는 것으로 파괴면이 벽체 하부로 발달되어 가능 과정이라고 할 수 있다. 벽체가 변위하면서 주동 및 수동 파괴면과 상부에서 하부로 교차하는 전단변형률 증분이 관찰되는데 이것은 회전비틀림 요소이다. Fig. 6.28은 수동 한계변위상태에서의 합 변위를 나타낸 것으로 변형률 증분에서와 같은 파괴면을 관찰할 수 있다. 벽체의 상부가 변위하므로 상부의 지표에서 더 큰

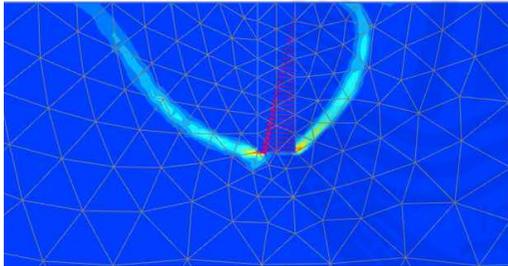
변위량이 관찰되며 (a), (b), (c)의 느슨한 사질토에서는 (d), (e), (f)의 조밀한 사질토와 비교하여 파괴토체를 경계로 파괴면의 외부로 변위의 범위가 조금 더 넓은 것을 볼 수 있으며, 이 것은 지반의 강성 차이에 의한 것으로 판단된다. 벽체의 우측 상부에서 최대변위가 발생하는 것을 볼 수 있다.



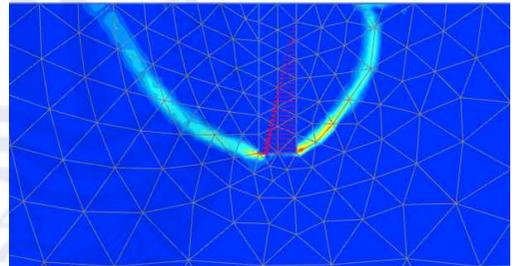
(a) Loose cohesionless,  $\phi = 25^\circ$



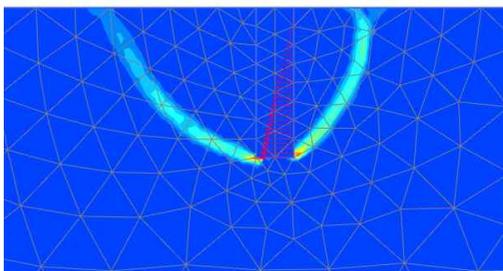
(d) Dense cohesionless,  $\phi = 25^\circ$



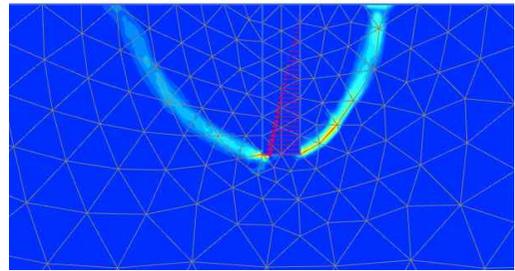
(b) Loose cohesionless,  $\phi = 30^\circ$



(e) Dense cohesionless,  $\phi = 30^\circ$

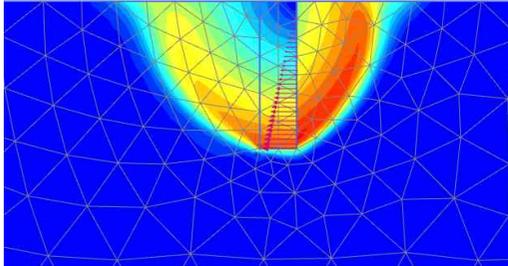


(c) Loose cohesionless,  $\phi = 35^\circ$

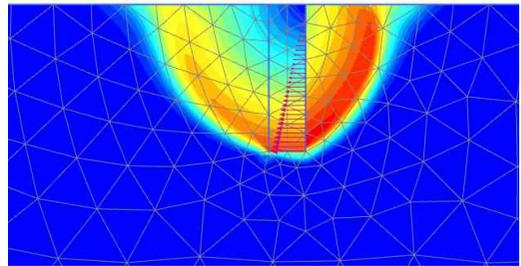


(f) Dense cohesionless,  $\phi = 35^\circ$

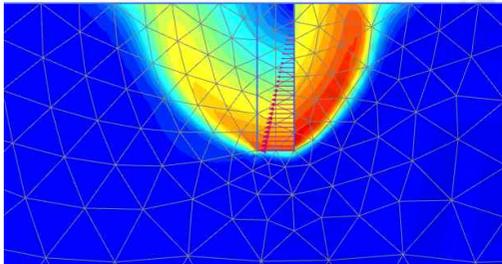
Fig. 6.24 Incremental strains for critical passive displacement at RT mode



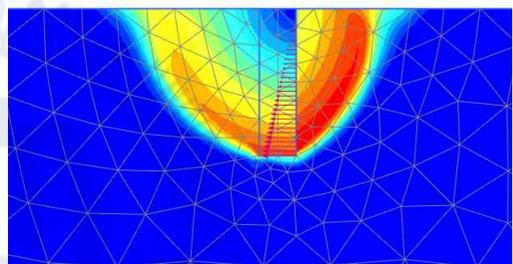
(a) Loose cohesionless,  $\phi = 25^\circ$



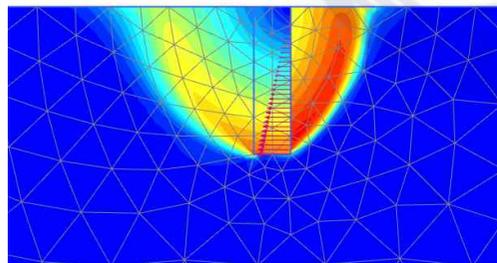
(d) Dense cohesionless,  $\phi = 25^\circ$



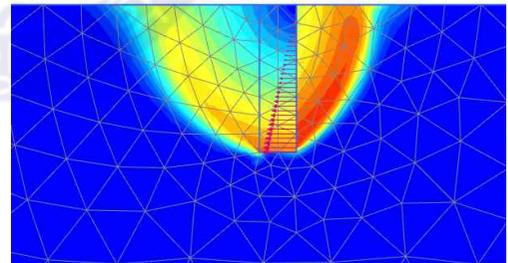
(b) Loose cohesionless,  $\phi = 30^\circ$



(e) Dense cohesionless,  $\phi = 30^\circ$

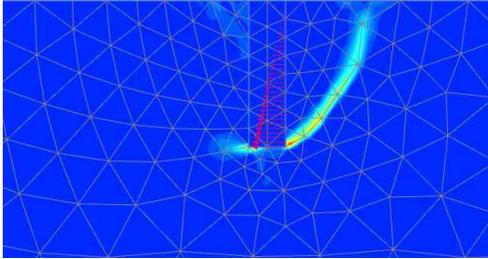


(c) Loose cohesionless,  $\phi = 35^\circ$

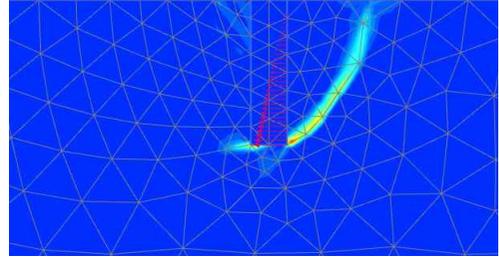


(f) Dense cohesionless,  $\phi = 35^\circ$

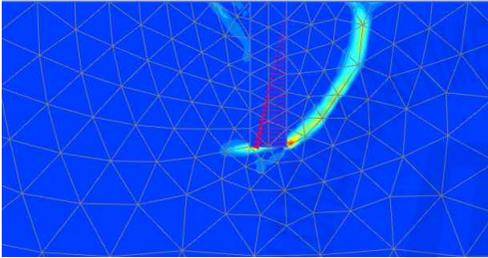
Fig. 6.25 Total displacement for critical passive displacement at RT mode



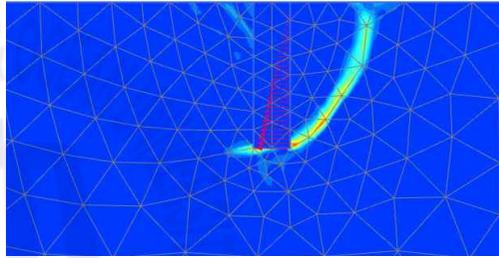
(a)  $\Delta_{pd}=0.016\text{m}$ ,  $\phi=25^\circ$



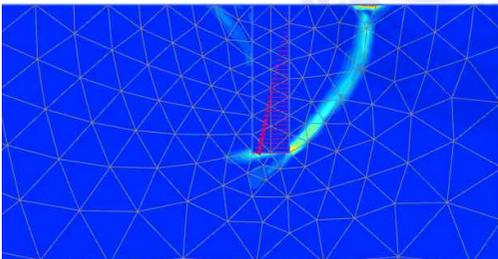
(b)  $\Delta_{pd}=0.004\text{m}$ ,  $\phi=25^\circ$



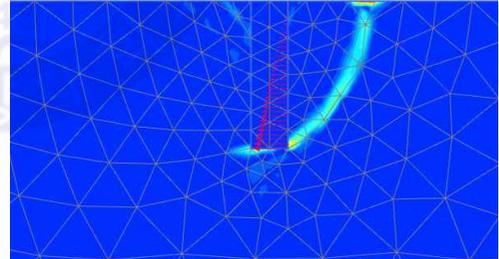
(c)  $\Delta_{pd}=0.016\text{m}$ ,  $\phi=30^\circ$



(d)  $\Delta_{pd}=0.004\text{m}$ ,  $\phi=30^\circ$

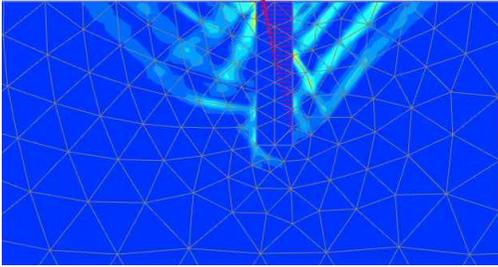


(e)  $\Delta_{pd}=0.016\text{m}$ ,  $\phi=35^\circ$

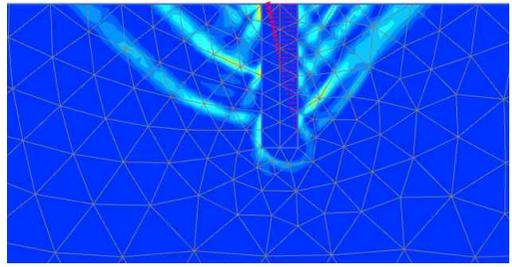


(f)  $\Delta_{pd}=0.004\text{m}$ ,  $\phi=35^\circ$

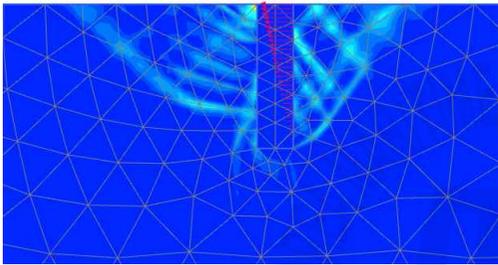
Fig. 6.26 Incremental strains for  $\Delta_{pd}=0.016\text{m}$  and  $\Delta_{pd}=0.004\text{m}$  at RT mode



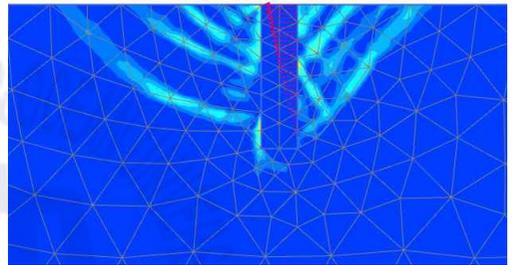
(a) Loose cohesionless,  $\phi = 25^\circ$



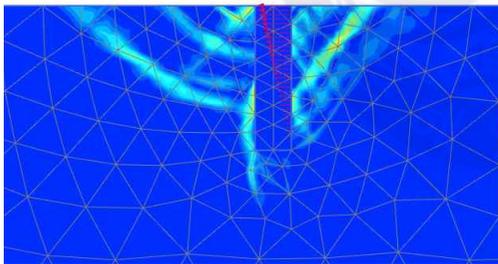
(d) Dense cohesionless,  $\phi = 25^\circ$



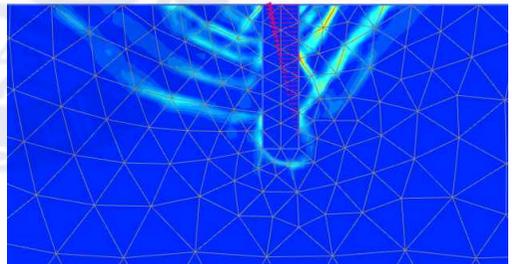
(b) Loose cohesionless,  $\phi = 30^\circ$



(e) Dense cohesionless,  $\phi = 30^\circ$

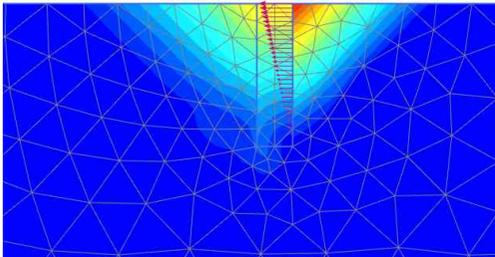


(c) Loose cohesionless,  $\phi = 35^\circ$

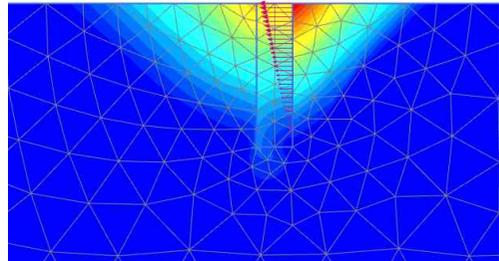


(f) Dense cohesionless,  $\phi = 35^\circ$

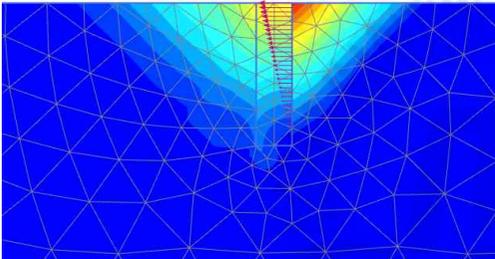
Fig. 6.27 Incremental strains for critical passive displacement at RB mode



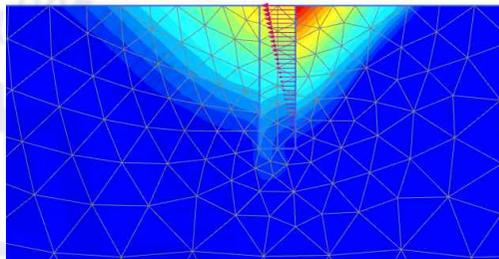
(a) Loose cohesionless,  $\phi = 25^\circ$



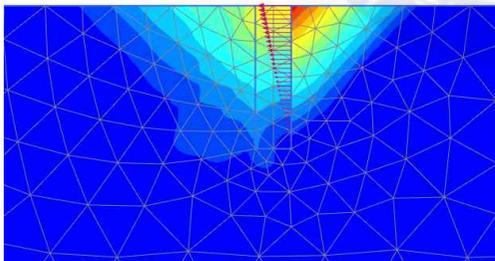
(d) Dense cohesionless,  $\phi = 25^\circ$



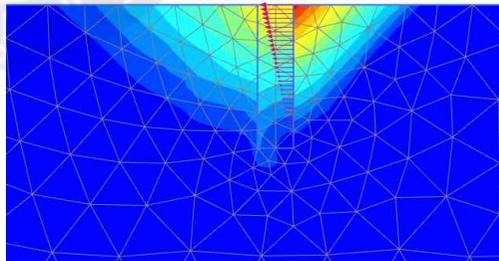
(b) Loose cohesionless,  $\phi = 30^\circ$



(e) Dense cohesionless,  $\phi = 30^\circ$



(c) Loose cohesionless,  $\phi = 35^\circ$



(f) Dense cohesionless,  $\phi = 35^\circ$

Fig. 6.28 Total displacement for critical passive displacement at RB mode

#### 6.4.4 지반변형 형상

수치해석에서 내부마찰각 변화와 지반의 변형계수( $E_s$ ) 변화에 따라 수동토압이 발생하는 한계변위상태(파괴)에서 나타나는 지표면의 변형형상을 벽체의 거동모드에 따라 나타내었다. 벽체 이동모드인 Fig. 6.29에서 주동파괴상태의 지표면 영향범위는 벽체 우측으로 약 4.0m 부근까지 침하가 발생하였으며 좌측 수동파괴상태에서의 지표면 영향범위는 벽체 좌측으로 약 7.0m 부근까지 융기가 발생하는 것으로 나타났다.

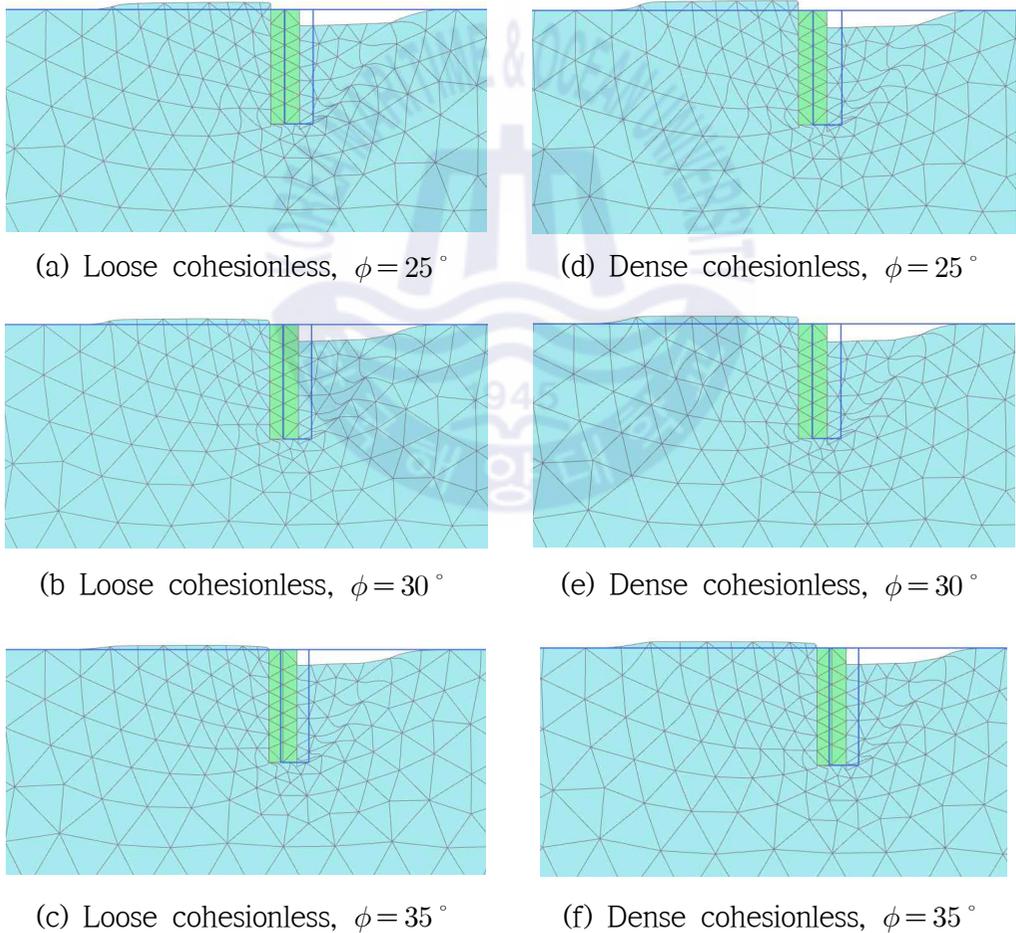


Fig. 6.29 Deformed mesh for critical passive displacement at translation mode

벽체 상단고정회전(RT)모드의 Fig. 6.30에서 주동파괴상태의 지표면 영향범위는 벽체 우측으로 약 4.0m 조금 못 미치는 부근까지 침하가 발생하였으며, 수동파괴상태에서의 지표면 영향범위는 벽체 좌측부분에서 약 5.0m 부근까지 융기가 발생하는 것으로 나타났다. 내부마찰각의 크기와 지반의 강성(조밀한 정도)에 따라 조금의 차이는 있으나 전체적으로 비슷한 지점까지 영향범위를 보였다.

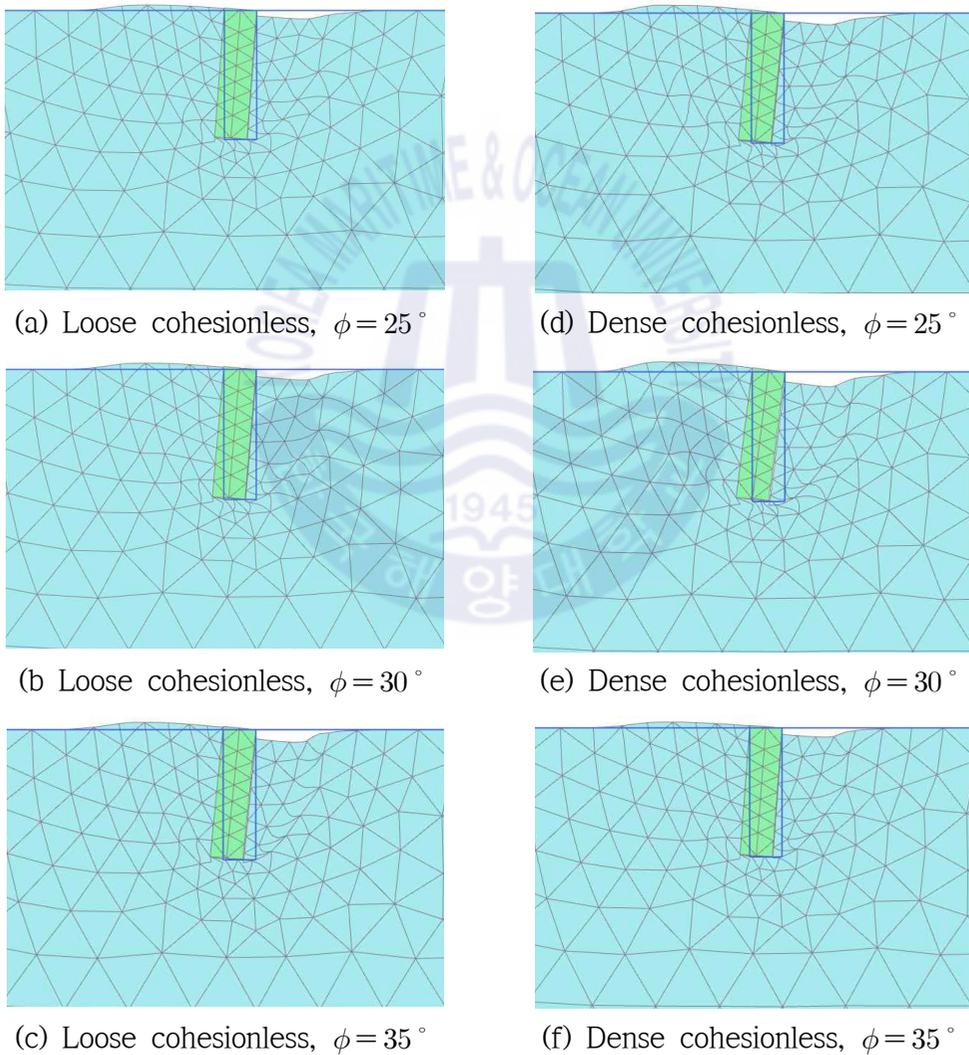
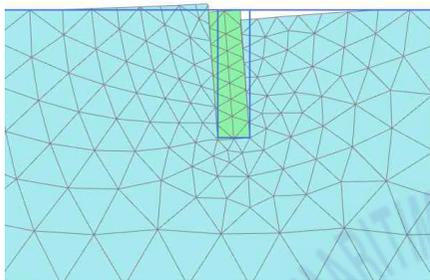
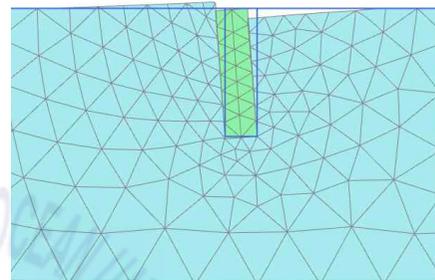


Fig. 6.30 Deformed mesh for critical passive displacement at RT mode

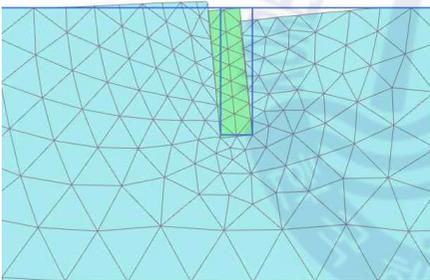
Fig. 6.31의 벽체 하단고정회전(RB)모드에서 주동파괴구간의 지표면 영향범위는 벽체 우측으로 약 4.0m 부근까지 침하가 발생하였으며 수동파괴구간의 지표면 영향범위는 벽체 좌측으로 약 5.0m 부근까지 융기가 발생하는 것으로 나타났다. 내부마찰각의 크기와 지반의 강성(조밀한 정도)에 따라 조금의 차이는 있으나 전체적으로 비슷한 지점까지 영향범위를 보였다.



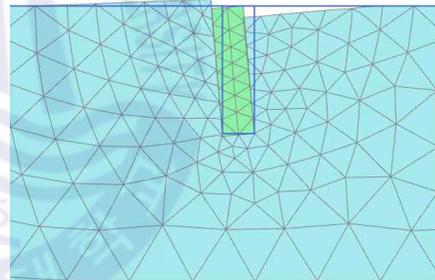
(a) Loose cohesionless,  $\phi = 25^\circ$



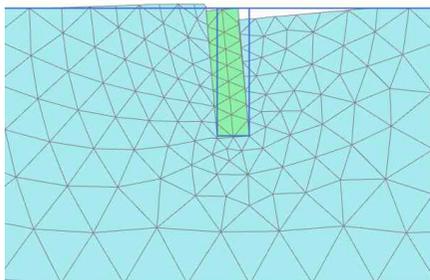
(d) Dense cohesionless,  $\phi = 25^\circ$



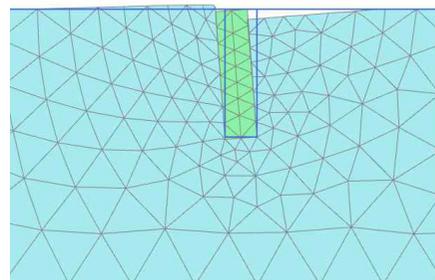
(b) Loose cohesionless,  $\phi = 30^\circ$



(e) Dense cohesionless,  $\phi = 30^\circ$



(c) Loose cohesionless,  $\phi = 35^\circ$



(f) Dense cohesionless,  $\phi = 35^\circ$

Fig. 6.31 Deformed mesh for critical passive displacement at RB mode

### 6.4.5 변위단계별 파괴면의 발달

벽체 이동모드 중 느슨한 사질토의 내부마찰각  $\phi=30^\circ$  인 경우에 대하여 수동측변위의 크기가 커짐에 따라 수동파괴면이 발달하는 진행양상을 Fig. 6.32에 대표적으로 나타내었다. 수동파괴면은 벽체 하부로부터 Fig. 6.32(a)(b)와 같이 조금씩 소성상태에 도달하다 (c)에서는 벽체가 이동모드이므로 수동측의 파괴면이 직접기초 하부에서 발생하는 썩기형 전단파괴형태의 파괴면을 보이면서 수동파괴면으로 발달한다. 충분한 변위가 발생하는 (d)에서는 완전한 수동파괴면을 보이고 있다. Fig. 6.32(b)에서 A영역은 소성상태에 도달한 영역이며 B영역은 변형은 발생되고 있으나 아직 소성상태에 도달하지 않은 상태로서 (d)에 나타나는 수동파괴면은 벽체가 변위하면서 파괴면 상의 수많은 흙 요소가 점차 소성상태로 도달하다 파괴면 전구간이 소성상태에 도달했을 때의 상태이다.

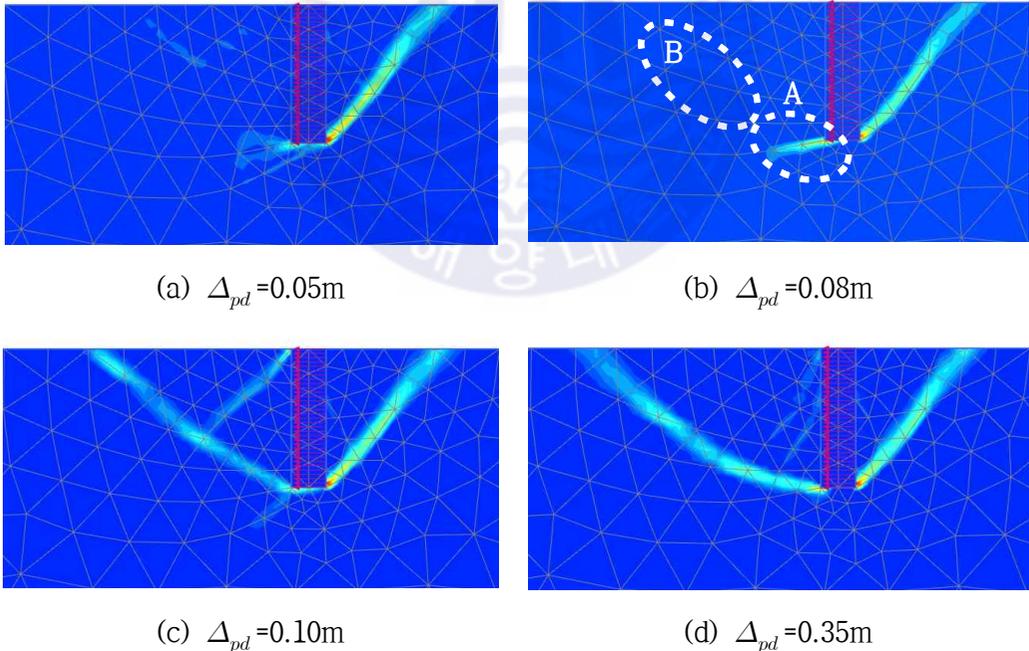


Fig. 6.32 Incremental strains for displacement of wall (translation mode)

#### 6.4.6 하중-변위 관계 분석

6.4.1절에서 결정된 조밀한 지반과 느슨한 지반의 변형계수에 따라 벽체 거동 모드별로 나타낸 수치해석결과의 하중-변위 관계곡선에서 한계변위상태 수동토압 발생 이후의 토압은 벽체이동모드와 상단고정회전(RT)모드의 경우에서 내부마찰각에 따라 거의 같은 값으로 수렴하고 하단고정회전(RB)모드에서는 약 10% 전후의 차이는 발생하나 일정하게 수렴하는 것을 볼 수 있다.

수동토압의 크기만을 생각한다면 한계변위상태 수동토압은 지반의 초기강성(stiffness)과는 크게 관계가 없고 지반의 전단강도에 따라 달라진다고 할 수 있다. 본 논문의 2장에서 설명한 Rankine, Coulomb 그리고 Log spiral 이론에서 수동토압계산에 사용되는 주요 파라메타는 토압계수를 제외하면 강도정수인 점착력( $c$ )과 내부마찰각( $\phi$ ) 그리고 흙의 단위중량( $\gamma$ )이 전부이다. 이러한 기존의 수동토압 이론은 한계변위상태에서의 수동토압 크기만을 산정하는 데 중점을 두었기 때문이며 임의의 변위 크기에 따라 발휘되는 수동측토압은 고려대상이 아니기 때문이다. 하지만 기존 연구자들의 다양한 현장 및 실내 모형실험 결과와 Canadian Foundation Engineering Manual (Canadian Geotechnical Society, 2006), NAVFAC D.M. 7.2(U.S. navy, 1986) 그리고 Eurocode-7(European committee for standardization, 2004) 등의 내용을 보면 벽체의 임의 변위에서 발휘되는 토압을 고려하고자 할 때 가장 중요한 요소는 지반의 상대밀도와 조밀한 정도인 지반의 강성(stiffness)이다. 즉 지반의 강도가 같다 하더라도 지반의 강성(stiffness)에 따라 동일한 임의 변위에서 발휘되는 수동토압의 크기는 다르다는 것이다. Fig. 6.7 ~ Fig. 6.9의 수치해석 결과에 나타나 있듯이 벽체 거동모드와 내부마찰각의 크기에 따라 변형계수에 관계없이 한계수동변위 이상에서는 거의 동일한 한계수동토압으로 수렴한다. 그러나 한계수동변위 이내에서 변위의 크기가 작은 초기변위에서는 지반의 변형계수(강성)에 따라 벽체 변위가 동일하더라도 발생하는 수동측토압의 차이는 크다는 것을 알 수 있다.

#### 6.4.7 고찰

설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )를 적용하여 계산한 Subba Rao식의 수동측토압( $P_{pm}$ )을 수치해석결과의 하중-변위 관계곡선에 그려 변형계수만을 변화시켜가면서 수치해석의 하중-변위 곡선이 Subba Rao식의 계산값에 근접하는 변형계수를 결정하여 본 수치해석에 적용하였다. 분석결과 벽체 이동모드와 상단고정회전(RT) 모드에서는 내부마찰각이 커짐에 따라 지반의 전단강도 증가로 인하여 결정되어지는 변형계수도 조금씩 커지는 것으로 나타났다. 하단고정회전(RB)모드에서는 내부마찰각이 커짐에 따라 변형계수가 조금 줄어드는 경향을 보였다. 이는 Subba Rao식으로 계산된 내부마찰각에 따른 수동측토압의 값은 차이가 거의 없으나 수치해석에서는 내부마찰각 증가로 지반의 강도가 증가되어 지반의 강성이 줄어들어야만 Subba Rao식의 계산값과 수치해석결과가 비슷해지기 때문으로 분석된다.

반경험식인 Subba Rao식에 의해 계산된 수동측토압 합력( $P_{pm}$ )을 적용하여 수치해석에서 결정한 각 내부마찰각에서의 느슨한 사질토와 조밀한 사질토의 변형계수는 Table 6.1의 문헌자료에 제시된 범위 이내이므로 제시한 Subba Rao식은 신뢰할 만한 수준의 임의변위에서 발휘되는 수동측토압을 산정하는 계산식으로 판단된다.

수치해석결과 비점착성 흙에서 내부마찰각이 동일한 경우 지반의 강성(stiffness)을 나타내는 변형계수의 크기에 관계없이 한계변위상태의 수동토압은 거의 같은 값으로 수렴하였으나 한계수동변위 이내의 작은 변위(하중-변위 곡선의 초기 기울기 이내 변위)에서는 변형계수에 따라 동일한 벽체변위에서도 발휘되는 수동토압 합력( $P_{pm}$ )의 차이가 크다는 것을 알 수 있었다. 이 결과로 알 수 있는 것은 한계수동변위 이내에서는 지반의 강성(stiffness)에 따라 동일한 벽체변위라 하더라도 발휘되는 수동측토압은 차이가 나므로 임의 변위에서의 수동측토압을 계산하기 위해서는 Table. 4.1의 Canadian Foundation Engineering Manual (Canadian Geotechnical Society, 2006)에 제시된 한계변위 처럼 검토대상 지반의 구성성분과 조밀정도를 우선 파악하여야 한다는 것이다.

Table. 4.1에 나타난 비점착성 흙의 수동토압 발생변위는 느슨한 지반이 조밀한 지반보다 3배정도 큰 변위에서 한계수동토압에 도달하는 것을 보여준다. 실제 지반에서 구속압이 동일하다고 가정할 경우 조밀한 지반의 내부마찰각은 클 것이고 느슨한 지반의 내부마찰각은 작게 나타날 것이므로 동일한 내부마찰각에서 조밀한 지반과 느슨한 지반의 토압을 정량적으로 비교하는 것에는 한계가 있다. 그러나 정성적으로 판단 할 때 내부마찰각이 동일한 지반에서 강성(stiffness)의 차이에 따라 같은 변위에서 발휘되는 수동토압은 조밀한 지반이 더 크다는 사실을 확인 할 수 있었다.

## 6.5 발휘되는 수동측토압의 제안

수치해석결과와 반경험적인 Subba Rao식으로 산정된 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )에서 발휘되는 수동측토압( $P_{pm}$ )을 비교하여 Subba Rao식의 적정성을 판단하였다. 본 논문에서는 지반의 조밀정도에 따라 동일한 변위에서 발휘되는 토압의 크기는 다르며 지반이 조밀할수록 동일한 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )에서 발휘되는 수동측토압은 크고 소성상태에 도달하는 변위는 작다는 것을 알 수 있었다. 또한 Subba Rao식과 비교하여 수치해석으로 얻어진 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )에서 나타나는 심도별 벽체의 토압 분포는 벽체의 거동모드에 따라 각각 다른 비선형적인 경향을 보였다. 그리고 심도별 수동토압분포의 형태는 Fang et al.(1994)의 모형실험 결과와 유사한 경향을 보였다. 또한 심도별 수동토압분포는 벽체의 세 가지 거동모드인 이동, 상단고정회전(RT) 그리고 하단고정회전(RB)에서 각각 다르며 하단고정회전모드에서 수동측토압 합력이 가장 작고 이동모드에서의 수동측토압 합력이 가장 컸다.

본 논문에서는 한계수동변위 이내의 수동측변위에서 발휘되는 수동측토압을 구하기 위한 두 가지방법을 제안하였다. 두 방법 모두 Canadian foundation engineering manual (Canadian Geotechnical Society, 2006)을 참고하여 한계수동변위( $\Delta_p$ )를 가장 먼저 정한 후 구하고자 하는 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )를 고려하여 설계 수동측변위비( $\Delta_{pd}/\Delta_p$ )를 산정하여야 한다. 그리고 수동측토압을 산정

하기위하여 제안된 두 가지 방법의 기본 가정은 흙은 비점착성이며 흙 단위중량은  $18 \text{ kN/m}^3$ 이고 벽면마찰각은  $(2/3)\phi$ 인 경우로 제한된다. 발휘되는 수동측토압을 산정하기위한 첫째 방법은 Rankine의 한계변위 수동토압에 감소계수를 곱하는 것으로 간략하게 수동측토압의 크기를 추정할 수 있는 방법이다. 벽체의 높이와 관계없이 고전토압이론인 Rankine의 한계수동토압을 구한 후 제안된 감소계수를 곱하여 설계 수동측변위비( $\Delta_{pd}/\Delta_p$ ) 0.033과 0.01에서 발휘되는 수동측토압( $P_{pm}$ )을 간편하게 추정할 수 있다. 둘째 방법은 제한되지 않은 다양한 변위에서 발휘되는 수동측토압을 추정하기 위한 것으로 설계 수동측변위비( $\Delta_{pd}/\Delta_p$ ) 0.02 ~ 0.1인 범위에서 내부마찰각의 크기에 따른 관계식을 제안하였으며 벽체 높이 4.0m인 경우에 한하여 이 식을 사용하면 다양한 설계 수동측변위비( $\Delta_{pd}/\Delta_p$ )에서 발휘되는 수동측토압( $P_{pm}$ )을 추정할 수 있다.

우선 수동측토압을 산정하는 두 가지 방법의 상세 설명에 앞서 본 논문에서 제시되고 있는 세 가지 벽체 거동모드에 대한 수동측토압의 산정법을 실무에서는 어떠한 벽체 거동에 적용하는 것이 적합한 것인가에 대하여 간략하게 설명하고자 한다. 먼저 옹벽의 경우에 대하여 실제 옹벽의 거동과 제안된 세 가지 벽체 거동모드를 비교하여 설명하면 이동모드는 Fig. 6.33(a)와 같이 옹벽에서 저면활동이 발생하는 경우의 벽체 거동과 유사하다. 상단고정회전(RT)모드는 Fig. 6.33(b)의 지반 지지력 부족으로 인하여 옹벽이 침하하면서 변형되는 경우에 나타나는 거동이고 하단고정회전(RB)모드는 Fig. 6.33(c)와 같이 옹벽이 전도할 때 발생하는 거동이라 할 수 있다. 가설 흙막이의 근입부에 대하여 세 가지 거동모드와 비교하여 설명하면 벽체 이동모드는 Fig. 6.33(d)에서 가설벽체의 근입심도 부족 또는 근입부 지반이 연약지반으로 흙막이 벽체의 최하단이 고정되지 못하는 경우에 대하여 근입부를 포함한 가설벽체가 전면으로 전체적으로 움직이는 거동과 유사하고 상단고정회전(RT)모드는 Fig. 6.33(e)와 같이 흙막이 벽체상부에 하중 등의 수직력이 추가로 작용할 때 흙막이 벽체 하부의 지반지력이 부족하여 흙막이 벽체가 침하하면서 발생하는 거동과 같다고 볼 수 있다. 마지막으로 하단고정회전(RB)모드는 Fig. 6.33(f)과 같이 가설벽체의 근입부가 단단한 지반에 고정된 상태에서 배면하중의 증가로 인하여 벽체에 작용하는 토

압이 증가되거나 굴착 전면에 설치된 버팀대(strut)가 충분한 지지능력을 발휘하지 못하여 가시설 벽체가 굴착측으로 변위하는 상태라 할 수 있다. Fig. 6.33(f)의 벽체 변위는 단계굴착에 의한 일반적인 가시설 벽체의 거동과 유사한 경우이다.

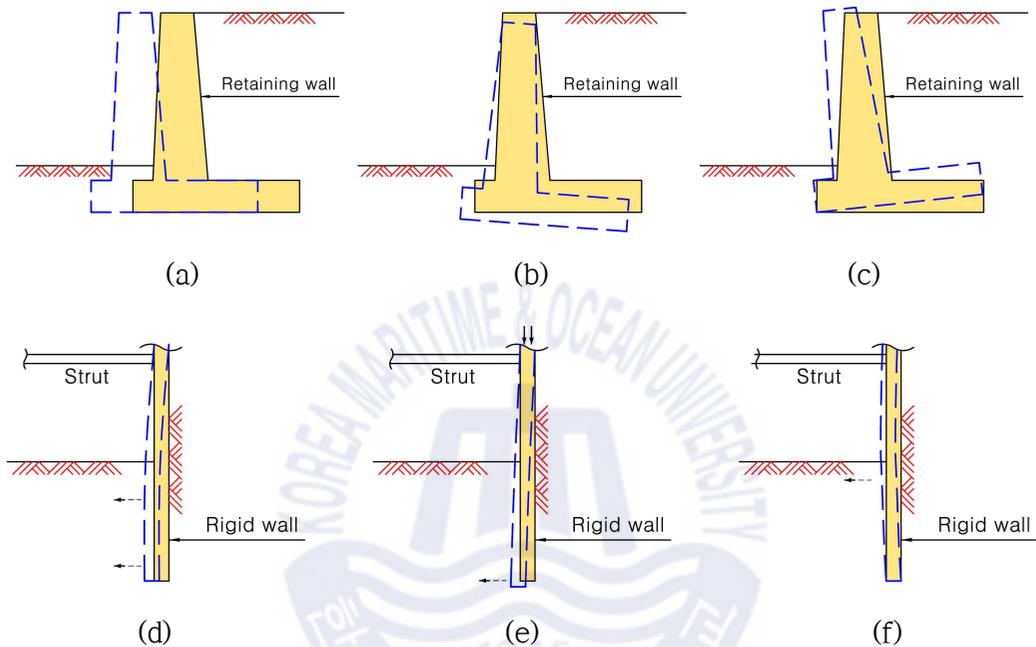


Fig. 6.33 Behavior of earth retaining structure

### 6.5.1 수동측변위의 크기에 대한 고찰

지반(흙) 재료는 사용하고자 하는 강도에 따라 변형의 크기가 다르게 되므로 수동측토압을 발휘시키기 위해서는 지반에서의 변형도 불가피하다. 일반적인 흙막이 구조물의 안정성 검토에서는 대부분 배면토압을 주동토압으로 가정하여 설계한다. 그러므로 본 논문에서는 수동저항이 발생하는 수동측토압 산정을 위해 사용하는 수동측변위를 한계주동변위로 가정하고 수치해석과 Subba Rao식의 비교·검토를 수행하였으며 최종적으로 다양한 설계 수동측변위비( $\Delta_{pd} / \Delta_p$ )에 따라 산정가능한 수동측토압( $P_{pm}$ )의 관계식을 제안하였다. 따라서 본 논문

에서 제안된 수동측토압을 산정하는 관계식을 사용하기 위해서는 계산에 적용할 수동측변위의 크기를 결정하는 것이 필요하다. 흙막이벽체의 설계와 시공시에 적용하여야 하는 수평변위관리기준은 인접구조물의 유·무와 계획되는 흙막이 구조물의 시공법 등에 따라 달라져야 한다. 하지만 현재는 수평변위관리기준을 대부분 0.002H로 적용하여 배면 상부 구조물의 유·무와 흙막이 시공방법에 따른 구분 없이 일률적으로 관리하고 있는 실정이다. 본 절에서는 현장 조건에 따라 설계 시 벽체의 수평변위 기준을 다르게 적용하여야 하는 상황에 대하여 대표적인 두 가지 경우에 대한 예를 들어 설명하였다.

Fig 6.34는 레이크 공법 설계에서 인접구조물의 영향을 고려하여 허용수평변위기준도 달라져야 한다는 것을 나타낸 것이다. 가설흙막이 벽체의 배면에 구조물이 인접한 경우 구조물의 중요도에 따라 허용되는 벽체의 수평변위가 달라져야 한다. 벽체에서 발생하는 수평변위와 동일한 변위가 레이크를 통해 레이크 지지블록으로 전달된다는 가정 하에서 레이크 지지블록의 설계에 적용하여야 하는 설계 수동측변위는 인접구조물의 중요도에 따라 벽체의 허용수평변위를 다르게 적용하여야만 발휘되는 수동측토압(수동저항)의 크기도 다르게 계산되므로 안정한 흙막이가 될 수 있는 것이다. Fig 6.35는 지하연속벽(slurry wall)과 같은 강성 흙막이벽체 공법의 설계에 있어서 버팀 방법에 따라 벽체에 발생하는 허용수평변위기준이 달라져야 한다는 것을 나타낸 것이다. 버팀 방법은 Fig 6.35(a)의 가설 버팀(앵커, 버팀대 등)으로 지지하는 방법과 Fig 6.35(b)의 영구 지하층 슬래브로 지지하는 방법으로 대별 될 수 있다. Fig 6.35(a)의 시공순서는 ① 지하연속벽 시공, ②~③ 단계굴착하면서 가설 지보재를 설치하여 굴착 완료, ④ 건축물 기초시공, ⑤ 가설 버팀을 해체하면서 최하단 지하층 슬래브부터 순차적으로 올라오는 시공순서이다. Fig 6.35(b)의 시공순서는 ① 지하연속벽 시공, ②~⑤ 단계굴착하면서 건축물의 지하층 최상부 슬래브부터 단계적으로 시공하면서 하부로 굴착하여 기초를 마지막에 시공하는 Top down공법에 대한 것이다. Fig 6.35(a)는 단계굴착을 진행하면서 가설 지보재를 설치하므로 지하연속벽의 건전도가 유지되는 범위 내에서 벽체에 수평변위가 발생하더라도 굴착 완료 후 가설 버팀을 해체하면서 건축물의 지하층 영구슬래브를 하부로부터 순

차적으로 시공하여 올라오므로 지하연속벽의 변위를 고려하면서 슬래브를 안정하게 시공 가능한 구조이다. Fig 6.35(b)는 단계굴착과 동시에 본 건축물의 슬래브를 시공하면서 터파기를 하부로 진행하여 영구구조물을 형성해 가는 과정을 거치므로 허용수평변위의 관리기준은 6.35(a)와 비교하면 상대적으로 작게 설정하여야 한다. 이러한 경우 제한적인 허용수평변위 기준에 따라 수동측변위도 작게 적용하여 발휘되는 수동측토압(수동저항) 역시 작게 산정되어야 안전한 흠막이가 될 수 있는 것이다.

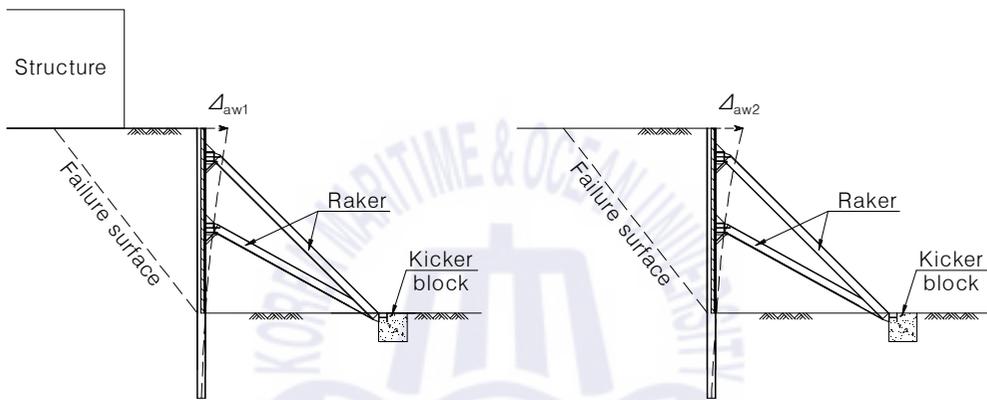


Fig. 6.34 Allowable displacement due to structure position

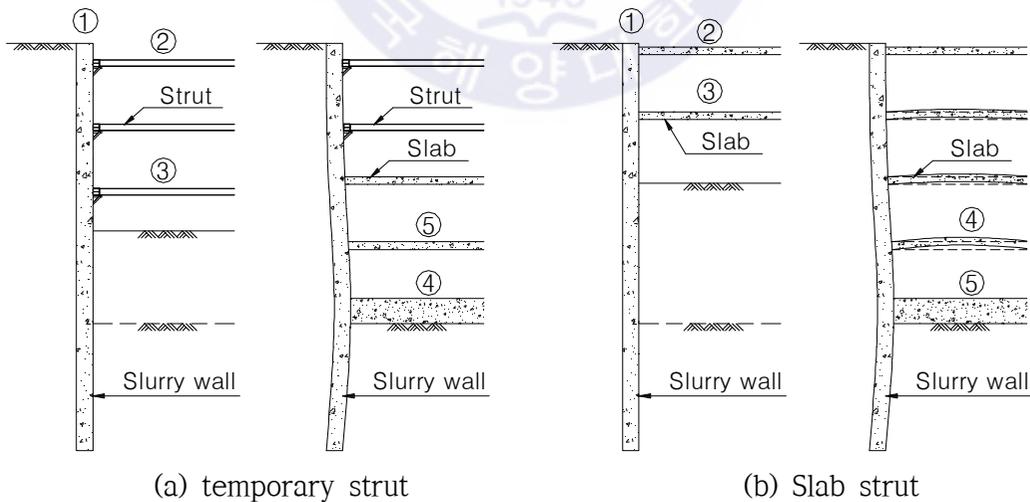


Fig. 6.35 Slurry wall displacement according to the strut type

### 6.5.2 Rankine의 수동토압 감소 방법

Rankine의 수동토압 감소 방법을 실무에서 간편하게 사용 가능하도록 Rankine의 한계수동토압을 기준으로 나타내어 보았다. 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )는 0.002H를 기준으로 하고 한계수동변위( $\Delta_p$ )를 조밀한 지반과 느슨한 지반으로 구분하여 설계 수동측변위비( $\Delta_{pd} / \Delta_p$ ) 0.1과 0.033인 경우에서 Rankine의 한계 수동토압과 비교하여 감소계수( $R_r$ )로 표현하였다. Table 6.5는 벽체의 거동모드에 대하여 내부마찰각에 따른 Rankine의 수동토압 감소계수( $R_r$ )를 나타낸 것이다. 제시된 감소계수( $R_r$ )를 계산되는 Rankine의 한계변위상태의 수동토압에 곱하는 것으로 지반의 조밀한 정도에 따라 수동측 벽체변위 0.002H인 경우에 발휘되는 수동측토압의 크기를 간단하게 파악할 수 있다. 하단고정회전(RB)모드의 경우는 지반의 조밀정도에 관계없이 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ ) 0.002H일 때 거의 동일한 감소율을 보였다. 그 이유는 내부마찰각이 증가하여도 발휘되는 수동측토압의 크기가 비슷하기 때문이다.

Table 6.5 Reduction coefficient ( $R_r$ ) of Rankine's passive force

Wall movement	Internal friction angle $\phi, (^{\circ})$	Reduction coefficient ( $R_r$ )	
		Loose cohesionless soil $\Delta_{pd} / \Delta_p = 0.033$	Dense cohesionless soil $\Delta_{pd} / \Delta_p = 0.1$
Translation	25	0.55	0.64
	30	0.47	0.60
	35	0.42	0.52
Rotation about the top (RT)	25	0.53	0.60
	30	0.45	0.55
	35	0.39	0.47
Rotation about the bottom (RB)	25	0.40	
	30	0.33	
	35	0.27	

Where,  $\Delta_{pd}$  : 0.002H (H=4.0m)  
 $\Delta_p$  : 0.06H (Loose cohesionless soil), 0.02H (Dense cohesionless soil)

### 6.5.3 수동측변위비와 토압 관계식 방법

수동측변위비와 토압 관계식 방법은 내부마찰각의 크기에 따라 계산된 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )에서 발휘되는 수동측토압( $P_{pm}$ )의 상관관계를 분석하여 설계 수동측변위비( $\Delta_{pd}/\Delta_p$ )와 수동측토압( $P_{pm}$ )의 관계를 내부마찰각의 크기에 따라 나타내고 관계식으로 정리하였다. Table 6.6은 내부마찰각 별로 설계 수동측변위비( $\Delta_{pd}/\Delta_p$ )에서 발휘되는 수동측토압( $P_{pm}$ )을 Subba Rao식으로 계산한 결과이다. 벽체의 거동모드에 따라서 계산된 Table 6.6을 사용하여 내부마찰각에 따른 설계 수동측변위비( $\Delta_{pd}/\Delta_p$ )와 수동측토압( $P_{pm}$ )의 관계식을 제안하였다.

Table 6.6 Mobilized passive force for mobilized passive displacement ratio

Wall movement mode	Passive displacement ratio ( $\Delta_{pd}/\Delta_p$ )	Internal friction angle, $\phi$ (°)				
		20	25	30	35	40
		Mobilized passive force, $P_{pm}$ (kN/m)				
Translation	0.1000	211.68	228.53	254.74	281.09	313.78
	0.0333	187.63	198.43	209.38	220.32	232.42
	0.0500	195.26	208.08	220.90	236.45	256.32
	0.0715	203.18	217.87	234.86	257.90	280.94
	0.0240	182.16	191.66	201.17	210.67	220.18
Rotation about the top (RT)	0.1000	200.51	214.64	231.85	252.14	274.36
	0.0333	180.41	189.51	198.60	207.71	216.94
	0.0500	186.84	197.54	208.23	219.35	233.06
	0.0715	193.29	205.76	218.35	234.20	252.06
	0.0240	175.85	183.89	191.91	199.89	207.87
Rotation about the bottom (RB)	0.1000	149.87	151.03	152.42	153.77	155.22
	0.0333	145.88	146.36	146.82	147.27	147.74
	0.0500	146.82	147.51	148.22	148.91	149.61
	0.0715	148.00	149.03	150.02	151.03	152.02
	0.0240	145.34	145.70	146.02	146.38	146.70

Fig. 6.36(a),(b),(c)는 벽체의 거동모드에 따른 수동측변위비( $\Delta_{pd}/\Delta_p$ )와 그때 발휘되는 수동측토압( $P_{pm}$ )의 관계를 내부마찰각에 따라 나타낸 그래프이다. 변위증가에 따라 수동측토압은 증가하고 내부마찰각에 따라 일정한 경향을 보인다. Fig. 6.36(a),(b),(c)에서 각각의 내부마찰각에 대하여 수동측변위비와 발휘되는 수동측토압의 관계를 Eq. (6.1)과 같이 일차식으로 정리하였다. Eq. (6.1)에서 변수  $D$ 는 수동측변위비와 관련되고  $P$ 는 발휘되는 수동측토압과 관계되는 변수이다. 변수  $D$ 와  $P$ 를 Fig. 6.37(a),(b),(c)에서 내부마찰각에 대한 함수로 정리하여 나타내었다. Eq. (6.1)은 벽체의 거동모드와 내부마찰각의 크기에 관계없이 적용되는 상관관계식으로 벽체의 거동모드와 내부마찰각의 크기에 관계되는 변수  $f$ 와  $d$ 를 사용하여 Table 6.7에 제시하였다.

$$P_{pm} = D \times \left( \frac{\Delta_{pd}}{\Delta_p} \right) + P \quad (6.1)$$

여기서,  $P_{pm}$  : 발휘되는 수동측토압

$\Delta_{pd}/\Delta_p$  : 설계 수동측변위비

$D : f_D \phi + d_D$  , 수동측변위비의 내부마찰각에 따른 변수

$P : f_P \phi + d_P$  , 수동측토압의 내부마찰각에 따른 변수

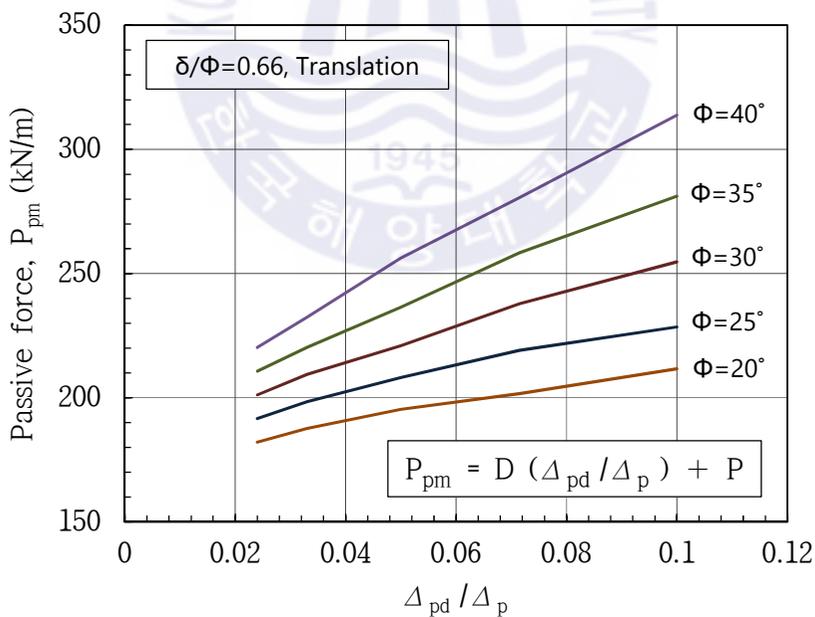
$f$  and  $d$  : 내부마찰각에 따른 변수

Fig. 6.36과 Fig. 6.37로 부터 벽체의 수동측변위비( $\Delta_{pd}/\Delta_p$ )에 따라 발휘되는 수동측토압( $P_{pm}$ )을 구하는 관계식 Eq. (6.1)을 제시하였으며 변수  $f$ 와  $d$ 를 벽체 거동모드에 따라 정리하여 Table. 6.7에 나타내었다. 제안된 관계식 Eq. (6.1)을 사용하는 계산 예를 들어보았다. 벽체 이동모드에서 내부마찰각  $30^\circ$  , 벽체 높이 4m, 한계수동변위( $\Delta_p$ ) 0.02H 그리고 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ ) 0.0008H인 조건에서 발휘되는 수동측토압을 구하면 수동측변위비( $\Delta_{pd}/\Delta_p$ )는 0.04가 되고

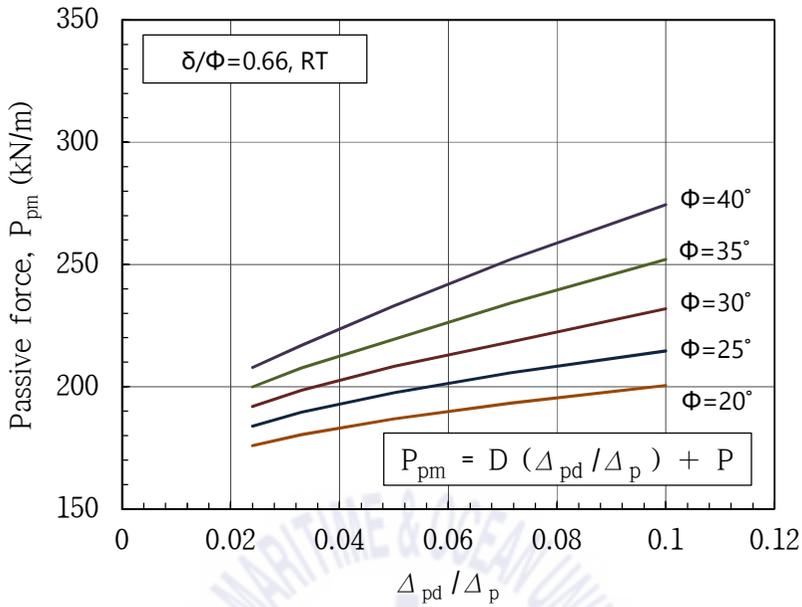
Table 6.7을 사용하여 변수 D와 P를 구하면  $D = 43 \times 30^\circ - 540 = 750$ ,  $P = 30^\circ + 160 = 190$ 이 된다. 구해진 값을 Eq. (6.1)에 적용하면 최종적으로 내부 마찰각과 지반의 조밀정도에 따라 임의 수동측변위에서 발휘되는 수동측토압  $P_{pm} = 750 \times 0.04 + 190 = 220 \text{ kN/m}$ 을 구할 수 있다.

Table 6.7 Parameter D and P

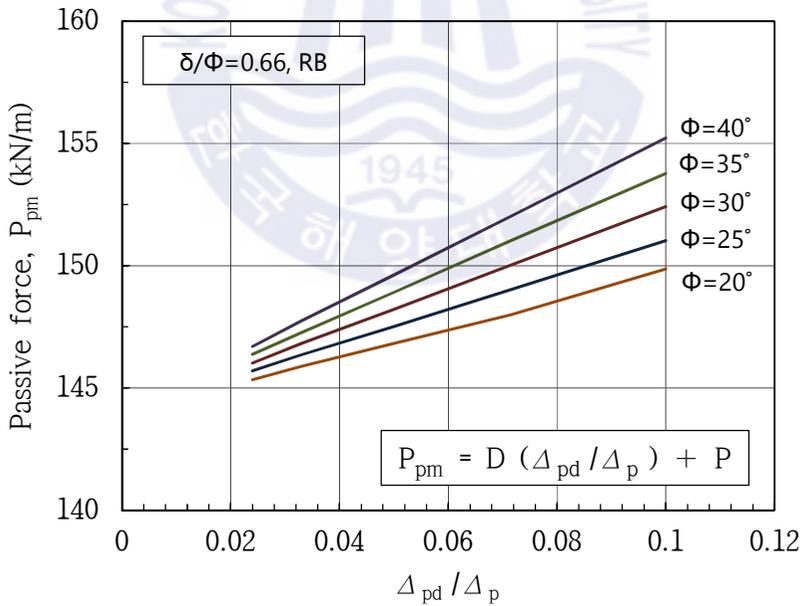
Wall movement mode	Parameter D		Parameter P	
	$f_D$	$d_D$	$f_P$	$d_P$
Translation (TR)	43	-540	1	160
Rotation about the top (RT)	28	-280	1	150
Rotation about the bottom (RB)	2.7	4.0	0	144



(a) Translation mode

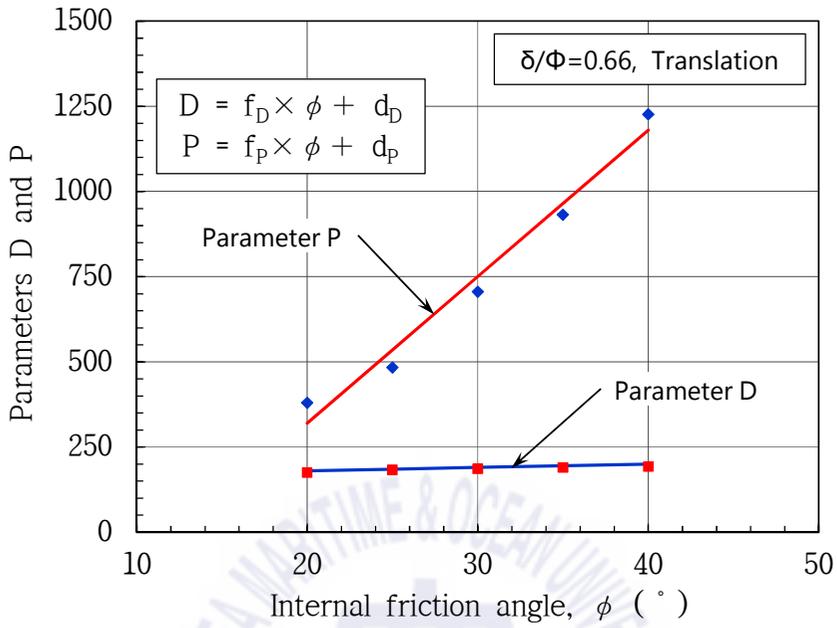


(b) Rotation about the top (RT) mode

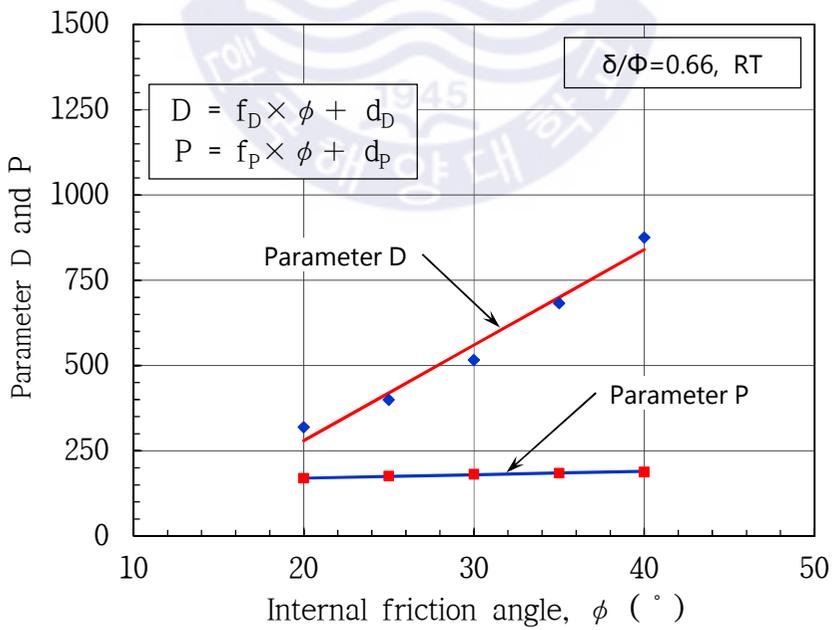


(c) Rotation about the bottom (RB) mode

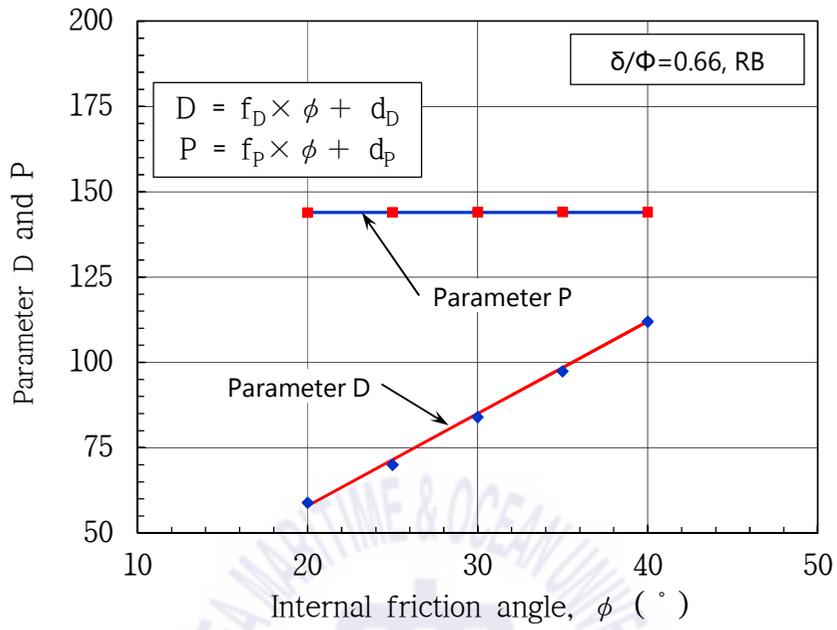
Fig. 6.36 Relationship of mobilized passive displacement ratio and mobilized passive force



(a) Translation mode



(b) Rotation about the top (RT) mode



(c) Rotation about the bottom (RB) mode

Fig. 6.37 Parameter D and P for internal friction angle

## 제 7 장 결 론

### 7.1 결론

본 연구는 흙막이 구조물에 변위가 발생할 때 허용 가능한 횡방향 변위 이내에서 발휘되는 수동측토압( $P_{pm}$ )의 산정방법을 제안하고자 하였다. 그러기 위하여 수동측토압 산정에 대한 기존의 여러 연구자들의 연구 결과를 분석 검토하였다. 특히 임의(특정) 수평변위( $\Delta$ )에서 발휘되는 수동측토압( $P_{pm}$ )을 산정할 수 있도록 제안된 Subba Rao et al.(2004)의 제안식을 주의 깊게 분석하였다. 또한 구조물의 안정성 확보가 가능한 허용수평변위 이내의 임의 변위를 설계 수동측 변위( $\Delta_{pd}$ )로 제안하였다. 제안된 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )에서 발휘되는 수동측토압( $P_{pm}$ )은 Subba Rao식을 이용하여 산정하였으며 수동측토압에 대한 계산값과 수치해석 결과를 비교하여 Subba Rao식의 적정성을 판단하였다. 또한 수치해석을 수행하여 세 가지 벽체 거동모드에 따른 수동 파괴면의 형상도 분석하였다. 연구 결과를 정리하여 본 논문에서는 고전토압이론인 Rankine의 한계수동토압에 감소계수를 적용하는 방법과 수동측변위비( $\Delta_{pd}/\Delta_p$ )와 내부마찰각에 따른 상관관계식에 의한 방법으로 수동측토압( $P_{pm}$ )을 구하는 두 가지 방법을 제안하였다. 본 연구의 결론을 구체적으로 요약하면 다음과 같다.

1) 지중의 강성벽체에 수평변위가 발생하면 벽면의 한 면에서는 주동측토압 반대 면에서는 수동측토압이 동시에 발생한다. 그러므로 벽체의 허용변위 이내에서 발생하는 주동측변위를 수동측토압 계산에 적용하는 것이 적합하므로 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )는 허용변위 이내의 주동상태 한계변위로 보는 것이 합리적이다. 일반적인 경우에 한하여 수동측토압의 계산을 위한 변위는 국·내외 설계기준에서 흙막이벽체의 안정성 판단기준으로 사용하는 주동변위  $0.002H$  ( $H$ 는 벽체높이)를 최대 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )로 사용하는 것을 추천한다. 다만 일반

적인 경우를 벗어난 조건에서의 수동측변위 결정은 인접 구조물의 유·무와 적용된 흙막이공법을 고려하여 별도로 결정하고 이를 수동측토압 산정에 사용하여야 할 것이다.

2) 일반적인 벽체의 허용변위 판단기준인  $0.002H$ ( $H$ 는 벽체높이)에 대응되어 발휘되는 수동측토압을 계산한 결과 Rankine의 한계변위상태 수동토압 대비 60% 이하로 나타나 지금까지 흙막이 벽체의 안정성 설계에서 사용하여오던 한계변위( $\Delta_p$ )에서의 Rankine의 수동토압은 불안전측이었다는 것을 알 수 있었다.

3) 비점착성 사질지반에서 벽체의 거동모드와 벽체의 높이에 관계없이 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )  $0.002H$ 에서 발휘되는 수동측토압( $p_{pm}$ )의 크기는 벽체 이동모드에서 Rankine 수동토압의 42% ~ 64% 수준, 상단고정회전(RT)모드에서는 39% ~ 60% 수준, 하단고정회전(RB)모드에서는 27% ~ 40% 수준을 보였다. 이 비율을 사용하여 Rankine의 한계변위상태 수동토압에 감소계수( $R_r$ )를 적용하여 수동측토압을 산정하는 방법을 제안하였다.

4) 또한 벽체 높이 4.0m인 경우에 한하여 수동측변위비( $\Delta_{pd}/\Delta_p$ )가 0.02 ~ 0.1 범위인 경우 수동측변위비와 내부마찰각의 상관관계를 분석하여 내부마찰각( $\phi$ )  $20^\circ \sim 40^\circ$  범위의 지반에서 수동측변위비( $\Delta_{pd}/\Delta_p$ )에 따라 발휘되는 수동측토압( $p_{pm}$ )을 산정할 수 있는 관계식도 제안하였다. 제안된 관계식은 한계수동변위( $\Delta_p$ )와 설계 수동측변위( $\Delta_{pd}$ )를 결정하고 벽체의 거동모드를 선택하여 수동측토압을 간편하게 산정할 수 있다.

## 7.2 향후 연구를 위한 제언

본 논문과 관련된 향후 추가적인 연구에 대하여 제언하면 다음과 같다.

1) 본 논문에서는 비점착성 흙인 사질토에서의 발휘되는 수동측토압( $p_{pm}$ )에 대해서만 다루었다. 하지만 실제 지반은 어느 정도의 점착력을 포함하고 있으므로 점착력을 고려한 수동측토압의 산정에 대한 연구가 추가적으로 필요하다. 이것은 본 연구 결과를 좀 더 일반적인 흙으로 확대 발전시키는 일반화 방법에 해당된다고 볼 수 있다.

2) 본 논문에서 제안된 설계 수동측변위비( $\Delta_{pd}/\Delta_p$ )에 따른 내부마찰각의 관계식은 제한된 벽체의 높이에 대한 것이므로 다양한 벽체높이에 대하여 적용가능한 관계식을 만들기 위한 연구가 필요하다.

3) 벽면마찰은 수통토압산정에서 큰 영향을 미치는 요소 중 하나이다. 본 연구에서는 일반적인 정(양)의 벽면마찰에 대해서만 다루었는데 부(음)의 벽면마찰이 발생하는 조건에서 발휘되는 수동측토압에 대한 연구가 필요하다.

## 참고문헌

한국건설기술연구원, 2016. *경사 버팀대 지지체 및 앵커의 안전성 기준 연구*, 한국건설기술연구원.

Association Française de Normalisation, 2003. *Eurocode 7: Geotechnical Design*. AFNOR. pp. 120-121.

Baek, Y.S., 2007. *Soil Mechanics*. Goomibook, INC.

Bowles, J.E., 1993. *Foundation Analysis and Design*. Fifth Edition. McGraw-Hill Companies, Inc. p. 125.

Canadian Geotechnical Society, 2006. *Canadian Foundation Engineering Manual*. 4th. *Canadian Geotechnical Society*. pp. 381-382.

Caquot, A. & Kerisel, J., 1948. *Tables de pousse et de butee*. Gauthier-Villars, Paris.

Caquot, A., 1934. *Equilibre des massifs au frottement interne. Stabilité des terres pulvérulents et cohérents*. Gauthier-Villars, Paris.

Chang, Y.O., 2006, *Deep Excavation Theory and Practice*, Taylor & Francis Group.

Coulomb, C.A., 1776. *Essai sur une application des règles de maximis minimis a quelques problèmes de statique, relatifs a l'architecture*. volume 7. Paris: De l'Imprimerie Royale.

Das, B.M., 1987. *Theoretical foundation engineering*. ELSEVIER.

Das, B.M., 2011. *Geotechnical Engineering handbook*. J. Ross Publishing, Inc. pp. 4-25.

- Das, B.M., 2014. *Principles of Foundation Engineering*. Eight edition. CL engineering.
- Duncan, J.M. & Mokwa, R.L., 2001, Passive Earth Pressures: Theories and Tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 127(3), pp. 248-257.
- Fang, Y.S., Chen, T.J. & Wu, B.F., 1994. Passive earth pressures with various wall movements. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 120(8), pp. 1307-1323.
- Federal Highway Administration, 2006. *SOILS AND FOUNDATIONS(reference manual-volume2)*. National Highway Institute. pp. 10-19.
- Hunt, R.E., 2006. *GEOTECHNICAL INVESTIGATION METHODS*. Taylor & Francis Group. p. 210.
- James, R.G. & Bransby, P.L., 1970. Experimental and theoretical investigations of a passive pressure problem. *Geotechnique*, 20(1), pp. 17-37.
- Kerisel, J. & Absi, E., 1990. *Active and Passive Earth Pressure Tables*. Third edition. Taylor & Francis Group.
- Korea construction standards center, 2016. KCS 11 10 15, *KOREA INSTITUTE of CIVIL ENGINEERING and BUILDING TECHNOLOGY*.
- Narain, J., Saran, S. & Nandakumaran, P., 1969. Model study of passive pressure in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 95(4), pp. 969-983.
- Lambe, T.W, & Whitman, R.V., 1979. *Soil Mechanics, SI Version*. JOHN WILEY & SONS, INC. pp. 163~166.
- Lee, S.D., 2016. *Earth pressure theory*. CIR.

- Rankine, W.J.M., 1857. *On the stability of loose earth*. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, 147, pp. 9-27.
- Plaxis, 2018. *Plaxis 2D Reference Manual*.
- Romstad, M.M., 2018. *Passive Earth Pressures and Related Deformations of Bridge Abutments*. Norwegian University of Science and Technology.
- Soubra, A.-H., Macuh, B., 2002. *Active and passive earth pressure coefficients by a kinematical approach*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers e Geotechnical Engineering. 155(2). pp. 119-31.
- Subba Rao, K.S., Nayak, S. & Choudhury, D., 2004. Determination of displacement-related passive earth pressure. *Journal of the Southeast Asian Geotechnical Society*. 35(2), pp. 79-85.
- Terzaghi, K., 1943. *Theoretical soil mechanics*. JOHN WILEY & SONS, INC.
- Terzaghi, K., Peck, R.B. & Mesri, G. 1996. *Soil mechanics in engineering Practice*. Third edition. JOHN WILEY & SONS, INC. pp. 250-258.
- U.S. Navy, (1986). Foundations and earth structures design manual 7.2, *Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command*, p. 13, pp. 60-67.
- Utah Department of Transportation Research Division., 2010. *Numerical Analysis of dense narrow backfill for increasing lateral passive resistance*. Utah Department of Transportation