



工學博士 學位論文

원형수직구 지지재의 건설단계별 거동특성 및 평가방안 제안

Behavior of Cylindrical Wall in Construction Stage Supporter at Each Construction Stage and Its Evaluation Method



2010年6月

韓國海洋大學校 大學院

土木環境工學科

尹 哲 熙

목 차

목차	····· i
표 목차	······ iv
그림 목차	V
기ㅎ 및 약어	····· Viii
	VIII
ADSTRACT	Х
요약	····· xii
1장. 서론	
1.1 연구의 배경	
1.2 연구의 동향	
1.3 국내·외 수직구 설계지침 고찰	
1.3.1 국내 설계지침	
1.3.2 국외 설계지침 및 시방기준	
1.4 국내·외 수직구 설계시공 사례	
1.4.1 국내 사례	
1.5 연구의 내용 및 범위	
2장. 원형수직구 작용 외력	
2.1 원형수직구 배면지반의 거동	
2.1.1 아칭효과	
2.1.2 상부 지반응력상태	
2.1.3 하부 암반응력상태	
2.1.4 토압 산정방법	
2.1.5 기존 토압산정식의 고찰	
2.2 수압	
2.3 상재압	

2.4 선행하중	31
2.4.1 버팀대 선행하중공법의 필요성	32
2.4.2 버팀대 선행하중공법 연구 동향	35
2.5 소결	38

4장. 원형수직구 가설시 시공단계 해석	······74
4.1 시공단계별 구조해석	······74
4.1.1 구조해석 모델	
4.1.2 구조해석시 고려한 하중	
4.2 원형수직구 Type-1 구조해석	
4.2.1 구조해석 모델	
4.2.2 Ring Beam 구조해석 결과	
4.2.3 콘크리트 벽체 구조해석 결과	

4.3 원형수직구 Type-2 구조해석
4.3.1 Ring Beam 구조해석 결과
4.3.2 콘크리트 벽체 구조해석 결과
4.4 원형수직구 Type-1 및 Type-2의 구조해석 결과 비교97
4.5 소결

5장. 원형수직구 지지구조 해체 해석
5.1 원형수직구 지지구조 해체 개요
5.1.1 원형수직구 해체
5.2 원형수직구 Type-1
5.2.1 Ring Beam 구조해석 결과
5.2.2 콘크리트 벽체 구조해석 결과104
5.3 원형수직구 Type-2 ······107
5.3.1 Ring Beam 구조해석 결과
5.3.2 콘크리트 벽체 구조해석 결과
5.4 원형수직구 Type-1 및 Type-2의 구조해석 결과 비교…114
55人才
J.J 工程 114
5.5 또결····································
5.5 모절 6장. 원형수직구 매개변수 해석
5.5 도실 6장. 원형수직구 매개변수 해석 6.1 구조해석 모델링 개요
5.5 도실 114 6장. 원형수직구 매개변수 해석 115 6.1 구조해석 모델링 개요 115 6.2 원형수직구 형상비 및 Ring Beam 간격에 따른 구조해석 · 116
5.5 도실 114 6장. 원형수직구 매개변수 해석 115 6.1 구조해석 모델링 개요 115 6.2 원형수직구 형상비 및 Ring Beam 간격에 따른 구조해석 · 116 6.3 Ring Beam 제원에 따른 구조해석 결과 120
5.5 도실 114 6장. 원형수직구 매개변수 해석 115 6.1 구조해석 모델링 개요 115 6.2 원형수직구 형상비 및 Ring Beam 간격에 따른 구조해석 · 116 6.3 Ring Beam 제원에 따른 구조해석 결과 120 6.4 소결 125
5.5 도실 114 6장. 원형수직구 매개변수 해석 115 6.1 구조해석 모델링 개요 115 6.2 원형수직구 형상비 및 Ring Beam 간격에 따른 구조해석 · 116 6.3 Ring Beam 제원에 따른 구조해석 결과 120 6.4 소결 125
5.5 도실 114 6장. 원형수직구 매개변수 해석 115 6.1 구조해석 모델링 개요 115 6.2 원형수직구 형상비 및 Ring Beam 간격에 따른 구조해석 · 116 6.3 Ring Beam 제원에 따른 구조해석 결과 120 6.4 소결 125 7장. 결 론 126
5.5 도실 114 6장. 원형수직구 매개변수 해석 115 6.1 구조해석 모델링 개요 115 6.2 원형수직구 형상비 및 Ring Beam 간격에 따른 구조해석 · 116 6.3 Ring Beam 제원에 따른 구조해석 결과 120 6.4 소결 125 7장. 결 론 126

표 목차

표	1-1. 국내 수직구 설계지침	•• 5
표	1-2. 국외 수직구 설계지침 및 시방기준	•• 6
표	1-3. 일본 설계지침 내용 요약	•• 8
표	1-4. 수직구 라이닝 두께 계산법	10
표	1-5. 굴착공법의 종류 및 특징	11
표	1-6. 도로터널 수직구 개요	12
표	1-7. 단면제원	13
표	2-1 내부마찰각에 따른 원형수직구 중심에서 활동면까지의 거리 $(r = n_1 \cdot R)$	23
표	3-1. 원형수직구 지반특성 및 굴착형상	41
표	3-2. 설계적용 지반정수	41
표	3-3. 원형수직구에 대한 선행하중 및 관리기준	45
표	3-4. 진동현식 변형률계 사양	46
표	3-5. 토압계 사양	47
표	3-6. 지중경사계 사양	49
표	3-7. 간극수압계 사양	50
표	3-8. 지하수위계 사양	52
표	3-9. 지하수위계 사양	56
표	3-10. Rankine 토압에 대한 각 토압식에서 구한 평균토압의 비율	66
표	3-11. 원형수직구 Type-1 Ring Beam에 작용하는 설계 토압	71
표	3-12. 원형수직구 Type-2 Ring Beam에 작용하는 토압 설계하중	72
표	4-1. 시공단계에 따른 콘크리트 벽체에서의 주응력의 최대절대값 위치 및 변화 …	88
표	4-2. 시공단계에 따른 콘크리트 벽체에서의 주응력의 최대 절대값 위치 및 변화…	95
표	5-1. 원형수직구 Type-1의 지지구조 해체단계에 따른 Ring Beam의 축방향응력	101
표	5-2. 해체단계별 Ring Beam의 응력변화	103
표	5-3. 원형수직구 Type-1의 지지구조 해체단계에 따른 콘크리트 벽체의 유효응력 …	106
표	5-4. 원형수직구 Type-2의 지지구조 해체단계에 따른 Ring Beam의 축방향응력 …	108
표	5-5. 해체단계별 Ring Beam의 응력변화	110
표	5-6. 원형수직구 Type-2의 해체단계별 콘크리트 벽체의 Sig-pmax 변화	113
표	6-1. 직경 10.0m에서의 Ring Beam의 최대축응력 및 Concrete의 최대절대 주응력	116
표	6-2 직경 14.0m에서의 Ring Beam의 최대축응력 및 Concrete의 최대절대 주응력	117
표	6-3. 직경 17.0m에서의 Ring Beam의 최대축응력 및 Concrete의 최대절대 주응력	118
표	6-4. Ring Beam의 단면제원	120
표	6-5. Case-1 구조해석 결과	120
표	6-6. Case-2 구조해석 결과	121
표	6-7. Ring Beam 단면적 감소에 대한 응력비	122
표	6-8. Ring Beam 단면변화 및 작용하중 변화에 따른 Ring Beam 간격/ 형상비를	
	매개변수로 한 Ring Beam의 최대 축응력	122

그림 목차

그림	1-1. 지반-라이닝 상호작용을 고려한 하중산정	• 7
그림	1-2. 관용계산법의 하중작용 모식도	• 8
그림	1-3. 전주지반스프링 모델의 하중작용 모식도	• 9
그림	1-4. 불균등하중 산정방법	• 9
그림	1-5. 고속철도 수직구 설계단면 및 적용하중	13
그림	2-1. 아칭효과에 의한 응력 재분배 (Terzaghi, 1943a)	16
그림	2-2. 원형공동에 의한 아칭효과 (Fara & Wright, 1963)	17
그림	2-3. 원형수직구 배면지반의 아칭(Wong 등, 1988a)	18
그림	2-4. 원형수직구 배면지반의 응력분포(Wong 등, 1988a)	18
그림	2-5. 원원형수직구 주변의 이완대 균열	20
그림	2-6. 원형수직구 굴착 중의 응력분포	21
그림	2-7. 벽체 배면지반의 파괴면과 응력상태의 가정(Terzaghi, 1943b)	21
그림	2-8. 원기둥형 파괴면을 따르는 토체의 힘의 평형	22
그림	2-9. 형상계수, 흙의 내부마찰각과 파괴면 경사각의 관계	25
그림	2-10. Prater의 토압과 내부마찰각의 관계	26
그림	2-11. 벽체형상비에 따른 토압분포 (Terzaghi, 1943)	27
그림	2-12. 벽체형상비에 따른 토압분포 (Berezantzev, 1952)	28
그림	2-13. 벽체형상비에 따른 토압분포 (Prater, 1977)	28
그림	2-14. 벽체형상비에 따른 토압분포 (Wong & Kaiser, 1988)	29
그림	2-15. 벽체형상비에 따른 토압분포 (천병식 등, 2004)	29
그림	2-16. 굴착시 지하수위에 따른 문제점	30
그림	2-17. 각국의 선행하중 재하 방식	34
그림	2-18. 선행하중잭 도입 장치	35
그림	2-19. 사질토에서의 벽체거동과 선행압력의 관계(Clough, 1975)	36
그림	3-1. 원형수직구 형상	39
그림	3-2. 대상 수직구에서의 계측 센서 설치위치	42
그림	3-3. 진동현식 변형률 게이지 설치 사례	46
그림	3-4. 표준형 토압계 설치도 사례	48
그림	3-5. 토압계 설치 순서	49
그림	3-6. 중경사계의 설치 사례	50
그림	3-7. 간극수압계 설치 사례	51
그림	3-8. 지하수위계 설치 사례	52
그림	3-9. 원형수직구 Type-1의 시공단계별 수평변위	54
그림	3-10. 원형수직구 Type-2의 시공단계별 수평변위	55
그림	3-11. 원형수직구 Type-1의 시공단계별 응력변화	58
그림	3-12. 원형수직구 Type-2의 시공단계별 응력변화	59

그림	3-13. 설치심도에 따른 계측치 토압의 변화	60
그림	3-14. 굴착심도에 따른 계측치 토압의 변화	62
그림	3-15. Type-1에서의 굴착심도에 따른 지하수위의 변화	63
그림	3-16. Type-2에서의 굴착심도에 따른 지하수위의 변화	64
그림	3-17. Type-1에서의 굴착심도에 따른 간극수압의 변화	64
그림	3-18. Type-2에서의 굴착심도에 따른 간극수압의 변화	65
그림	3-19. 원형수직구 벽체에 작용하는 토압	67
그림	3-20. 수치해석을 위한 유한요소모델	68
그림	3-21. 수치해석을 위한 지층구성	68
그림	3-22. 토압해석 결과 비교	69
그림	3-23. 원형수직구 Type-1의 작용설계하중분포도	71
그림	3-24. 원형수직구 Type-2의 작용설계하중분포도	72
그림	4-1. 구조계산서와 격자해석의 휨모멘트 비교	74
그림	4-2. 구조계산서와 격자해석의 축력 비교	75
그림	4-3. 원형수직구 모델링 개요	76
그림	4-4. 콘크리트 벽체와 Ring Beam의 연결	77
그림	4-5. 외력이 작용된 전체 구조 모델링	78
그림	4-6. 격자해석에서의 하중 재하의 예	79
그림	4-7. 격자해석에서의 Ring Beam의 변위	79
그림	4-8. 선행하중 재하 모습	80
그림	4-9. 시공단계에 따른 7단 및 14단 Ring Beam 가설시의 구조해석 모델	81
그림	4-10. 시공단계에 따른 3단 Ring Beam 응력 변화	83
그림	4-11. 시공단계에 따른 7단 Ring Beam 응력 변화	85
그림	4-12. 시공단계에 따른 14단 Ring Beam 응력 변화	86
그림	4-13. 시공단계에 따른 콘크리트 벽체에서의 주응력의 최대 절대값 변화	87
그림	4-14. 콘크리트 벽체의 시공단계별 수평변위	88
그림	4-15. 시공단계에 따른 3단 Ring Beam 응력 변화	91
그림	4-16. 시공단계에 따른 7단 Ring Beam 응력 변화	92
그림	4-17. 시공단계에 따른 14단 Ring Beam 응력 변화	94
그림	4-18. 시공단계에 따른 콘크리트 벽체에서의 주응력의 최대 절대값의 변화	96
그림	4-19. 콘크리트 벽체의 시공단계별 수평변위	96
그림	5-1. Ring Beam 해체 해석시 모델링	100
그림	5-2. 해체단계별 Ring Beam의 응력 변화	102
그림	5-3. 해체단계별 Ring Beam의 응력변화	102
그림	5-4. 해체단계별 Ring Beam의 △S ······	104
그림	5-5. 해체단계에 따른 콘크리트 벽체의 응력 변화	105
그림	5-6. 해체단계별 콘크리트 벽체의 응력 변화	105
그림	5-7. 해체단계별 Ring Beam의 응력변화	107
그림	5-8. 해체단계별 Ring Beam의 응력변화	109

그림	5-9. 해체단계별 콘크리트 벽체의 응력 변화	111
그림	5-10. 해체단계별 콘크리트 벽체의 응력 변화	112
그림	6-1. Ring Beam의 간격에 따른 모델링	115
그림	6-2. 형상비에 따른 Ring Beam의 응력 비	119
그림	6-3. 형상비에 따른 콘크리트 벽체의 응력 비	119
그림	6-4. Ring Beam 제원에 따른 Ring Beam의 응력비	121
그림	6-5. Ring Beam 제원에 따른 콘크리트 벽체의 응력비	121



A_b = 버팀대의 단면적 A = 소성영역의 단면적 a = 반경방향응력에 대한 연직응력의 비 c = 흙의 점착력 *E*_b = 버팀대의 탄성계수 H = 벽체의 총 깊이 h = 상부로부터의 높이 K_o = 정지토압계수 K_a = Rankine의 주동토압계수 K_r = 원통형벽체의 토압계수 K。 = 벽체-흙 응력비 $K_w = \frac{\sigma_h}{\sigma_{av}} = 1.06(\cos^2\theta + K_a \sin^2\theta)$ L_b = 버팀대의 길이 $M = \frac{2\pi}{A} \left(\frac{K_s \mu_s R}{\sin \beta} + K_w \mu_w R \right)$ N = 최대주응력비 n = 벽체반경에 대한 파괴면까지의 거리의 비(=r/R) P。 = 균등하중 P_ = 불균등 하중 P_m = 최대불균등 하중 P_I = 벽체 원주방향 단위길이당 토압 (kN/m) *p_i* = 원통벽체에 작용하는 토압 Q = 활동토체 하부 반력 q_o = 라이닝 외력 q = 상재하중 R = 원통형벽체의 반경 r = 원통형벽체의 중심으로부터 임의의 지점까지의 거리 $r = 벽체 중심으로부터 파괴면까지의 거리(=R+z\tan\left(45^{\circ}-\frac{\phi}{2}\right))$ *S*_∅ = 파괴면에서의 전단저항력 *s*_f = 형상계수(aspect ratio, R/H) ₩' = 활동토체의 자중 $X = \sin 2\beta / \sin 2(\beta - \phi)$ z = 지표면으로부터의 깊이

$$eta$$
 = 파괴면의 경사각
 γ = 흙의 단위중량
 ϕ = 내부마찰각
 ϕ_1 = 최소주응력이 σ_r 이고 최대주응력이 σ_z 인 Mohr원에서의 내부마찰각
 ϕ_2 = 파괴면에서의 흙의 마찰각
 η = 상수 = $2\tan\phi\tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$
 λ = 연직응력에 대한 접선방향응력의 비, $(=\sigma_{\theta}/\sigma_z)$
 μ
 μ_w
 μ_s = 흙과 흙의 마찰계수
 σ = 라이닝의 허용 압축강도
 σ_r = 반경방향응력
 σ_{zo} = 초기 연직 지중응력
 σ_z = 연직응력



Behavior of Cylindrical Wall in Construction Stage Supporter at Each Construction Stage and Its Evaluation Method

by *Youn, Cheol-He*

Department of Civil and Environment Engineering Graduate School of Korea Maritime University

ABSTRACT

The tunnel routes which is an optimal eco-friendly alternative are generally planned to pass through mountainous terrain, however, in order to notify a rapid development, technology and a brand's value of the recent design and construction technology, the grand-scale underground space, urban subway, pumped-storage power plant, and underwater tunnel is under construction competitively. The construction of these underground structures require the installation of the launching shaft to maintain an effective management and construction.

Typically, the sectional properties of a launching shaft is less space-efficient, however, in case of a cylindrical launching shaft, in recent days, it has been applied most frequently, because it enables an economic cross-sectional design by an excellence of compressive strength on the external forces and a reduced effect of external forces caused by a ground's arching effect.

The major factors affecting the structural behavior of a launching shaft in a process of a launching shaft installation become a Ring Beam introduced pre-loading, a concrete earth retaining wall affected by external forces such as earth pressure, water pressure, and surcharge load. Thus, it is critical to analyze these interaction and behavior. In addition, for the rapid subsequent process in a lifting process, the demolition of Ring Beam and placing the wall concrete is the main process.

Therefore, in this paper, the domestic and foreign guidelines related to a lunching shaft design and earth pressure theories functioning on a cylindrical wall is examined and analysis on a construction and deconstruction of a cylindrical wall by each construction phase was examined. First of all, a behavior characteristic of a cylindrical wall has been evaluated through a comparison between a cylindrical wall's field measurement and analysis result. In an analysis construction part, behavior of Ring Beam and concrete earth retaining wall and structural analysis which considered a geometric form and external forces condition was carried out. Finally, through various analysis on variables affected on a behavior of cylindrical wall, an effective design of cylindrical wall, Ring Beam was presented.

As wall's ratio increases which means that as the diameter increases, and a gap between Ring Beam increases, and cross-sectional area decreases, the internal stress for concrete and Ring Beam shows a tendency to increase. The reason for this is that the larger cylindrical diameter gets closed with the plane deformation condition to effect a reduction of the earth pressure. The relationship between a wall's ratio and Ring Beam's change in internal forces can be represented as a linear form. Therefore, in the future, the characteristics of an internal stress according to changes in gap of Ring Beam and the similar ratio of cylindrical wall can be estimated to a considerably reasonable value by a formula proposed in this study.

원형수직구 지지재의 건설단계별 거동특성 및 평가방안 제안

윤 철 희

한국해양대학교 토목환경공학과

요 약

터널은 일반적으로 계획노선상의 산악지형을 통과할 수 있는 최적의 친환경적 인 대안으로 계획되어 왔으나, 최근 설계 및 시공기술의 비약적인 발전과 자국의 기술력 및 브랜드 가치를 알리기 위하여 대규모 지하공간개발, 도심지 지하철, 양수발전소, 하저 및 해저터널 등을 경쟁적으로 건설하고 있다. 이러한 지하구조 물은 시공과 효율적인 유지관리를 위해서 수직구의 설치가 요구된다.

일반적으로 수직구의 단면특성은 공간 효율이 다소 비효율적이나, 원형수직구 의 경우 지반의 아칭효과 발생에 의한 작용외력의 감소 및 작용외력에 대한 압 축강도의 탁월성에 의해 경제적 단면설계가 가능하여 최근 수직구에 가장 많이 적용되고 있다.

수직구 설치공정에서 수직구의 구조적 거동에 영향을 미치는 주요 인자는 선 행하중이 도입된 Ring Beam과 토압, 수압, 상재하중 등의 외력을 받는 콘크리트 토류벽이 되므로 이들의 상호 작용 및 거동을 분석하는 것이 중요하다. 또한 해 체공정에서는 신속한 후속공정을 위하여 Ring Beam의 철거 및 벽체콘크리트 타 설이 주요 공정이 된다.

따라서 본 논문에서는 수직구 설계에 관련된 국내·외 지침과 원형수직구에 작 용하는 토압이론을 고찰하고, 원형수직구의 설치 및 해체단계에 대한 시공단계별 해석을 실시하였다. 먼저 원형수직구의 현장계측과 해석결과의 비교를 통하여 원 형수직구의 거동특성을 평가하였다. 시공단계별 해석에서는 굴착심도에 따른 콘 크리트 토류벽 및 Ring Beam의 거동과 수직구의 기하형상 및 외력 조건을 고려 한 구조해석을 수행하였다. 마지막으로 원형수직구 거동에 영향을 미치는 다양한 변수해석을 통하여 원형수직구 Ring Beam의 효율적인 설계 방안을 제시하였다. 벽체의 형상비가 증가할수록, 즉 직경이 증가할수록 그리고 Ring Beam 간격 이 증가할수록 또 단면적이 감소할수록 Ring Beam 및 콘크리트 응력이 증가하 는 경향을 나타내었다. 이는 원형수직구 직경이 클수록 평면변형 조건에 가까워 져서 토압감소 효과가 작아지는 것에 기인하는 것으로 판단된다. 또한 벽체 형상 비 및 Ring Beam 간격변화에 따른 응력변화는 선형적인 관계로 나타낼 수 있는 것을 알 수 있다. 따라서 향후 유사한 원형수직구에서의 형상비 및 Ring Beam 간격 변화에 따른 원형수직구 응력특성은 본 연구에서 제안한 수식에 의해 타당 한 값을 추정할 수 있을 것으로 판단된다.



1장. 서 론

1.1 연구의 배경

최근 국내 및 세계 경제의 발전 및 글로벌화로 인하여 물동량 및 교통량의 증 대가 요구되고 있으며, 또 국토 균형 발전을 위하여 다양한 사회기반 시설이 요 구되어 이를 위한 많은 기반시설의 건설이 추진 중에 있다. 그러므로 사회기반 시설의 하나의 축이 되는 교통망도 통행의 자유도 향상과 용지보상 및 환경적인 문제 등의 해결을 고려하여 전체 계획 노선 중에 교량 및 터널구간이 증가되는 추세이다.

도로 노선상의 터널은 일반적으로 계획노선상의 산악지형을 통과할 수 있는 친환경적인 대안으로 계획되어 수많은 실적을 갖고 있다. 또한 최근 터널에 관한 설계 및 시공기술의 비약적인 발전과 각국의 기술력 및 브랜드 가치 등을 높이 기 위한 대규모 지하공간개발, 도심지 지하철, 양수발전소, 하저 및 해저터널 등 의 다양한 구조물이 경쟁적으로 건설되고 있다. 특히, 최근 도심지 터널 공사의 경우 토지의 효율적 활용 등을 목적으로 건물 간의 근접시공 사례가 증가하고 있으며, 주변 구조물에의 영향을 고려하여 굴착심도도 깊어지고 있다. 그러므로 이러한 사회요구의 변화에 대응하기 위한 다양한 형태의 새로운 터널 기술 개발 의 필요성이 증대되고 있다.

이러한 추세를 반영하여 최근 국내에서도 고속국도의 산악터널, 고속철도 도심 통과구간의 장대터널, 지하철 도심구간의 터널컨설, 도심내 전력구 건설 등을 위 해 수직구를 도입한 지하구조물 건설이 증대되고 있다.

일반적으로 수직구는 공간 효율 측면에서는 다소 비효율적이나, 원형수직구의 경우 지반의 아칭효과에 의해 경제적 단면설계가 가능하므로, 최근 수직구에 가 장 널리 적용되고 있다. 이러한 원형수직구는 독립된 수직방향의 가늘고 긴 구조 물로서 굴착 폭에 비하여 굴착 깊이가 크며, 또 상부 토사층에서 계획고 기반암 까지 단계적으로 시공되어야 하는 구조특성을 갖는다. 그러므로 수직구 계획시 작용외력의 하나인 토압에 대해서는 주변지반조건을 토사와 암반으로 구분된 설 계개념을 적용하는 것이 필요하다.

그러나 현재 국내의 수직구 설계는 일반적으로 상부 토사층에서 작용토압을

벽체의 특성에 따라 주동 및 정지토압으로 적용하고 있으며, 하부 암반층에서는 암반의 강도특성에 따라 작용외력을 적용하지 않거나, 수평터널과 동일한 설계개 념에 의하여 설계가 이루어지고 있는 상황이다. 따라서 보다 경제적인 수직구 건 설을 위해서는 이들 설계개념의 정립이 필요할 것으로 판단된다.

한편 수직구는 일반적으로 수평터널인 주터널의 건설을 위해 TBM 등의 건설 장비 반입, 버럭처리를 위한 차량운반 등의 목적으로 사용되어 터널건설을 위한 일시적인 보조구조물 개념으로 사용되는 경우가 많다.

이러한 원형 수직구의 주요공정은 주로 터널건설을 위한 공사용 보조터널로서 사용을 위한 설치단계, 주터널공사 완료 후 비상 터널로 사용하기 위한 해체단계 로 구분할 수 있다. 수직구 설치공정의 주요 과정은 토압 등의 작용하중을 지지 하는 콘크리트 토류벽, 엄지말뚝인 H-pile, Ring Beam 등의 주구조 및 원형수 직구 시공을 위해 필요한 가설재인 보걸이, 유압잭, 거푸집, 목재 토류판 등으로 구성된다. 해체공정의 주요과정은 Ring Beam 해체, 콘크리트 벽체 타설, 슬래브 시공 등으로 구성된다.

수직구 설치에서 수직구의 구조적 거동에 영향을 미치는 주요 인자는 선행하 중이 도입된 Ring Beam과 토압, 수압, 상재하중 등의 외력을 받는 콘크리트 토 류벽이 되므로 이들의 상호 작용 및 거동을 분석하는 것이 중요하다. 또한 해체 공정에서는 신속한 후속공정을 위하여 Ring Beam의 철거 및 벽체콘크리트 타설 이 주요 공정이 된다.

본 논문에서는 수직구 설계에 관련된 국내·외 지침과 원형수직구에 작용하는 토압이론을 고찰하고, 원형수직구의 설치 및 해체단계에 대한 시공단계별 해석을 실시하였다. 먼저 원형수직구의 현장계측과 해석결과의 비교를 통하여 원형수직 구의 거동특성을 평가하였다. 시공단계별 해석에서는 굴착심도에 따른 콘크리트 토류벽 및 Ring Beam의 거동과 수직구의 기하형상 및 외력 조건을 고려한 구조 해석을 수행하였다. 마지막으로 원형수직구 거동에 영향을 미치는 다양한 변수해 석을 통하여 원형수직구 Ring Beam의 효율적인 설계 방안을 제시하였다.

1.2 연구 동향

원형수직구에 대한 국내 연구는 주로 원형수직구 흙막이 벽체에 작용하는 토 압산정에 관한 연구가 대부분이며, 원형수직구를 구성하는 Ring Beam 등의 거 동에 관한 연구는 일부 연구자에 의해서만 수행되었다.

국내의 경우, 천병식 등(2003, 2004, 2006)은 사질토지반의 원형수직구에 설 치된 흙막이 벽에 작용하는 토압 및 적용성에 관한 일련의 연구에서 기존 연구 와의 비교 및 분석을 실시하고 각종 영향인자를 합리적으로 고려한 극한평형해 석법에 근거한 제안식을 수정 제안하였다. 또한 각종 인자의 영향에 대해 제안 토압공식의 예측값과 모형실험 결과를 비교하여 토압공식의 적정성을 확인하였 다.

신영완 등(2007)은 사질토 지반의 원형수직구의 벽체형상비 등이 벽체에 작용 하는 주동토압 및 배면지반 파괴면 형상에 미치는 영향을 규명한 결과, 벽면마찰 이 없는 경우 벽체중간부에서 최대토압을 갖는 토압분포를 나타냈다. 또, 벽체형 상비가 작을수록, 즉 벽체반경이 클수록 원형수직구 벽체에 작용하는 주동토압은 증가하는 경향이 나타났으며, 그리고 벽체반경이 증가할수록 벽체로부터 파괴면 까지의 거리도 증가하고, 지표면에서는 대략 벽체반경과 근사한 거리임을 알 수 있었다.

신영완 등(2008)은 현장계측을 통한 원형수직구 작용하중 분석에서 수직구의 내공변위는 지속적으로 증가하며, 또한 이 영향에 의해 Ring Beam 및 숏크리트 라이닝에서는 편측응력이 발생하는 것으로 나타나는 것으로 보고하였다. 그리고 Ring Beam과 숏크리트 라이닝에서 측정된 지층심도별 응력을 토대로 계측토압 및 하중으로 환산한 결과 신영완(2007)이 제시한 이론 토압과 유사한 분포를 나 타내는 것으로 분석하였다.

박진은 등(2008)은 원형수직구 굴착에 따른 Ring Beam의 거동을 평가한 결과, 현장계측분석으로부터 굴착깊이가 얕은 위치에서의 Ring Beam 거동은 굴착 깊이 변화에 따라 작용력이 수동 및 주동의 상태를 나타내나, 굴착 깊이가 깊어 짐에 따라 주동상태를 나타내는 것을 확인하였다.

국외에서는 1970년대 후반부터 Auld(1979)와 Bell(1982)이 수직구 콘크리트 라이닝 설계를 위한 탄성 및 소성설계법을 제안하였고, 정수압이 작용하는 것으 로 가정하여 콘크리트라이닝 두께 결정방법을 제안하였다. Roesner 등(1983)은 암반분류에 의한 하중결정 후 라이닝 두께 결정방법을 제시하였으며 Bruneau 등(2003)은 암반 수직구 벽체에 대한 단층의 영향을 계측 및 수치해석을 통해 연구하였다. 그 밖에 Talobre(1957), Savin(1961), Ostrowsk(1972), Wilson(1972), Ladanyi(1974), Coates(1981)는 암반내 수직구 라이닝에 작용하는 하중에 대한 연구를 수행하였다. Britto와 Kusakabe(1982, 1983a, 1983b)는 연약점토지반에 서 축대칭 무지보 굴착시의 안정에 대하여 파괴면 형상을 네 가지로 구분하고 안정수 개념을 도입하여 각각에 대한 굴착한계깊이 결정방법에 대해 연구하였다.

또한 사질토지반에서 설치된 원통형 벽체에 작용하는 토압에 관한 연구는 Terzaghi(1943), Karafiath(1953), Steinfeld(1958), Prater(1977), Müller-Kirchenbauer 등(1980), Wong 등(1986, 1988)에 의해 수행되었다.

이상과 같이 기존의 원형수직구 흙막이벽에 대한 대부분의 연구는 엄지말뚝과 토류벽 콘크리트와 같은 벽체의 주동변위 발생을 허용하는 연성벽체에 대한 것 이다. 따라서 향후에는 지반과 구조물의 상호작용의 영향이 예상되는 격벽 (diaphragm wall)과 같은 강성벽체에 대한 연구가 필요할 것으로 판단된다. 또 한 현재 대부분의 경우 설계단계에서는 강성벽체로 시공되는 원형벽체의 경우는 정지토압이 작용하는 것으로 간주하여 단면설계를 수행하는 안전측 설계를 실시 하고 있으므로, 향후 최적설계를 위한 합리적인 방법이 제시되어야 할 것으로 판 단된다.



1.3 국내 외 수직구 설계지침 고찰

수직구는 일반적인 수평터널과 달리 지표에서 하부로 변하는 지반조건, 사용목 적에 따른 단면형상 및 지보재로서 콘크리트 라이닝의 역할 등에 의하여 독립된 설계개념이 요구된다. 이 절에서는 수직구 관련 국내·외 설계지침을 고찰하였다.

1.3.1 국내 설계지침

국내 수직구 관련 설계 기준, 지침 및 시방기준은 많지 않으며, 표 1-1과 같은 지침이 제시되어 있다.

수직구 설계기준에 대하여 간략하게 언급한 터널설계기준(2007) 및 철도설계 기준(노반편)(2004)에서는 기본적으로 콘크리트 라이닝 또는 강지보재가 주지보 재인 경우, 락볼트 및 숏크리트가 주지보재인 경우로 구분하였으며, 락볼트 및 숏크리트로 시공하는 경우에는 라이닝 두께는 20~40cm로 설계하고 단면의 크 기에 따라 라이닝 두께를 증감하도록 규정하고 있다. 또한 굴착 즉시 콘크리트 라이닝을 설치하는 경우에는 작용하중을 콘크리트 라이닝이 받는 것으로 기술되 어 있으며, 지질구조가 복잡하여 작용하중을 정확히 예측할 수 없는 경우에는 작 용하중을 균등하게 콘크리트 라이닝에 작용시키는 것으로 규정하여 설계에 반영 하였으나, 최근 복잡한 지질구조와 지반 및 지형 특성이 현저히 비대칭일 경우 편심하중을 재하하도록 개정되었다(터널설계기준, 2007).

관련 기준	연도	발행기관
터널표준시방서	1999	건설교통부, 대한터널협회
철도설계기준(노반편)	2004	건설교통부
철도설계편람(토목편)	2004	한국철도시설공단
터널설계기준	2007	건설교통부, 대한터널협회

표 1-1. 국내 수직구 설계지침

1.3.2 국외 설계지침 및 시방기준

미국, 영국, 캐나다, 일본 등의 설계지침 및 시방기준을 분석한 결과, 유럽이나 북미 국가들의 경우, 국내사례와 마찬가지로 일부 설계지침에 간략하게 기술되어 있어, 실제 설계시는 설계자나 설계회사의 고유기술을 근거로 수행하고 있는 것 으로 조사되었다.

일본의 경우에는 여러 기관에서 비교적 일반화되고 구체적인 설계지침을 제시

하고 있으나, 관련 기관마다 수직구 규모 및 경제성 등을 고려하여 다소 상이한 작용하중 기준을 적용하는 것으로 분석되었다. 표 1-2에 국외 수직구 설계지침 및 시방기준을 나타내었다.

특히 일본의 경우, 콘크리트 라이닝 설계시 국내의 근래 설계실적사례와는 상 이하게 균등하중에 편압을 추가적으로 작용시키고 있다. 이는 다수의 시공경험과 현장계측을 통하여 원형수직구 단면이 작용외력에 대하여 탄성적인 거동과 응력 상태를 나타내지 않는 것을 고려한 것으로 판단된다.

관련 기준	발행연도	발행기관
Preliminary Shaft Liner Design Criteria and Methodology Guide	1990	Parsons Brickerhoff, USA
Tunnels and Shaft in Rock	1997	U.S. Army corps of Engineers
CONTECH Liner Plate Design Manual	1998	CONTECH Construction Products INC, USA
Specification for Tunnelling	2000	The British Tunnelling Society
Hard Rock Miner's Handbook	2003	Mcintosh Engineering Canada
지중전송용 심부입갱, 동도의 조사·설계·시공·계측지침	1982	일본터널기술협회
전력시설 지하구조물의 설계와 시공	1986	일본터널기술협회
대심도 토류벽 설계·시공 지침(안)	1994	일본
산악터널의 입갱과 사갱	1994	일본토목학회, 터널공학위원회
터널표준시방서(산악공법편), 동해설, 5판	1996	일본토목학회
터널표준시방서(개착편), 동해설	1997	일본토목학회

표 1-2. 국외 수직구 설계지침 및 시방기준

(1) Preliminary Shaft Liner Design Criteria and Methodology Guide (Parsons Brickerhoff, 1990)

Parsons Brickerhoff사에서는 미국 방사성폐기물 처분장(Yucca Mountain Project) 설계를 위한 설계기준을 제시하였다. 수직구와 터널의 라이닝에 작용하는 지반응력을 계산하기 위한 수많은 기술논문이 작성되었으나, 라이닝 하중을

계산하기 위하여 보편적으로 이용되는 특별한 방법은 아직 없는 것으로 기술하 였으며, 지반-구조물 상호작용 개념을 이용하여 설계하는 개념을 기준으로 설정 하였다. 이 방법의 기본 가정에서 하중은 축대칭이고, 변위는 굴착면에 수직이며, 소성영역의 확장에 의한 추가하중은 무시하였다.



일반적으로 지반반응곡선의 형태와 기울기는 지반의 물성치에 의해서 결정되는데, 지보곡선과 지반곡선이 교차하는 곳에서 평형이 이루어지며 더 이상의 지반 움직임은 발생하지 않으며, 평형점에서 라이닝에 발생하는 응력이 지반을 안정화시키는 응력이다. 본 방법에서 라이닝 하중의 계산 시에 초기 지보의 효과는 고려되지 않아 계산결과는 안전측이 된다.

(2) 일본 주요기관 설계지침

표 1-3에 국외 사례 중 일본 설계지침 내용을 요약하여 나타내었다. 일본토목 학회와 일본하수도협회 기준서에는 라이닝 설계방법이 제시되어 있다. 수직구 라 이닝 수평단면방향 구조해석에서는 원형단면을 다각형의 라멘구조로 모델링해서 설계하며 토압, 수압, 편측압을 고려한 하중을 사용한다. 구조모델에서 균등하중 과 편측하중을 동시에 작용하여 해석을 실시하는데, 하중을 각각 작용한 구조해 석을 수행한 후 계산된 단면력을 합산하여 설계를 실시하는 경우도 많다.

구분		산악터널의 입갱과 사갱 (일본토목학회, 터널공학위원회, 1994)	대심도 토류벽 설계·시공지침 (1994)	지중송전선용 심부 입갱·동도의 조사, 설계, 시공, 계측지침(1982)	전력시설 지하구조물 설계와 시공 (1986)
심도		대규모	30~50m	50~60m	-
단면형상		기본적으로 원형	대칭단면	-	-
지반		토사~암반	충적층, 홍적층	미고결, 저고결 지반	_
콘크리트 라이닝 하중	토	해외연구 계산식 적용 · Protodjakonov · 하이제 · Lame · Daniel	정지토압 적용 · 사질토 K₀=1-sinΦ · 점성토 K₀=0.5, N≥8 K₀=0.6, 8>N≥4 K₀=0.7, 4>N≥2 K₀=0.8, 2>N	정지토압에 가까운 값 · N<50인 모래·자갈 및 N<10인 점성토 : K₀=0.5 · N≥50인 모래·자갈 : K₀=0.3 · N≥10인 점성토, 이암 등 : P=0.1~0.2MPa	정지토압 적용 • 일반 : K₀=0.5 • 사질토:K₀=0.4~0.6 • 점성토:K₀=0.5~1.0
	편 압	· 후에르베르	· 정지토압의 10~20%	· 수평토압의 5~10%	· 정지토압의 10~20%

표 1-3. 일본 설계지침 내용 요약

MABITIME 44

라이닝 단면을 계산하는 방법은 관용계산법, 전체 원형지반스프링 모델, 전체 측압해석용 부분지반스프링모델, 측압분리해석용 부분지반스프링 모델, 수평지반 스프링 모델, 전체 측압해석용 비인장 지반스프링 모델, 측압분리해석용 비인장 지반스프링 모델 등이 있다. 그림 1-2에 나타낸 관용계산법은 토압, 수압, 균등 하중, 편측하중과 삼각형을 분포하는 것으로 가정한 지반반력을 고려한 계산법으 로 원형수직구 라이닝 설계에서 많이 사용되는 방법이다.



전체 원형지반스프링 모델은 지반을 반경방향으로 변형하는 탄성지반스프링으 로 모델링한다. 지반스프링의 스프링 상수는 지반이 주동측인 경우 인장스프링, 수동측인 경우 압축스프링 값을 사용한다. 쉴드터널 설계에서는 연구를 통하여 인장측 스프링 상수를 압축측 스프링 상수의 1/2로 저감해서 사용하는 것을 제 안하고 있다.



그림 1-3. 전체 원형지반스프링 모델의 하중작용 모식도

(3) 산악터널의 입갱과 사갱 (일본토목학회, 터널공학위원회, 1994)

이 지침서에서는 작용하중 산정방법을 재래식 공법과 숏크리트+락볼트 공법으 로 구분하여 제시하였다. 숏크리트+락볼트 공법은 이론해석에 기초한 설계방법 및 FEM 해석에 기초한 설계방법을 이용하여 설계할 수 있다. 또한 재래식 공법 은 다음과 같이 라이닝 작용하중을 결정하여 설계할 수 있다.

탄성암반지반 :
$$\sigma_2 = K \cdot \sigma_1, \ K = \frac{\nu}{1 - \nu}$$
 (1.1)

소성암반지반 :
$$\sigma_2 = K_a \cdot \sigma_1, \ K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$$
 (1.2)

라이닝 설계 :
$$P_{\phi} = P_{o} \{ 1 + (\omega - 1) \sin \phi \}$$
 (1.3)



그림 1-4. 불균등하중 산정방법

- 9 -



표 1-4. 수직구 라이닝 두께 계산법

1.4 국내 외 수직구 설계시공 사례

1.4.1 국내 사례

수직구의 굴착공법에는 하향식 굴착공법과 상향식 굴착공법으로 대별되며, 굴 착공법의 종류 및 특징을 표 1-5에 나타내었다. 수직구 굴착공법 선정시 고려사 항은 버럭반출의 용이성, 용수처리 문제, 시공성 및 경제성, 공사기간, 안전성, 지반상태 등이 있다.

		시 공 방 법	특 징
하향식 굴착 공법	Long step 공법	지질 상태에 따라 20~40m를 1step으로 굴착 후 복공을 시행 하는 공법으로 지보공이 느슨해 질 우려가 있다.	지질이 불량할 때는 적용이 곤란 하고 적용심도에는 특별한 제한 이 없고 단면직경이 5m이상에 적용
	Short step 공법	1step을 1.2~2.5로 짧게 굴착 후 즉시 복공하는 방법으로 지반이 양호한 구간은 지보공이 필요 없 고 Batch plant 설비가 필요하다.	지질에 대한 적응성이 크며 심도 에 제한이 없고 직경이 4m이상 에 적용
	NATM 공법	숏크리트와 록볼트로 지반변위를 억제하고 수직구 주변의 이완을 방지하며 굴진	용수에 대한 사전대책이 필요하 고 연약지질에서 경암구간까지 적용되며 직경은 4m 이상
	전단면 수직구 굴착기 공법	독일의 Wirth사에서 제작한 장비 를 사용하여 파일럿갱 선시공 후 하향 Boring Machine에 의해 확 공하는 공법으로 지질이 좋지 않 은 곳이나 다양한 형태의 지질이 나타나는 암반에는 적용 곤란	보통암 이상의 지질에 적합하고 단면직경은 4.5~6.5m 이며 안전 성이 우수하다.
상향식 굴착 공법	R.C(Raise Climber) 공법	스웨덴의 ALIMAK사에서 개발된 Alimak Raise Climber를 사용하 여 단면적 3~30m2의 파일럿갱 을 상향 천공·발파에 의해 선시공 후 하향으로 확공발파 굴착	균열이 많은 암반에 적용이 곤란 하며, 심도는 100m정도가 최적 이고, 대심도일수록 Cycle time 이 길어진다. 안전성은 좋음
	R.B.M(Raise Boring Machine) 공법	소구경 유도공을 하향 천공 후 회전·압쇄에 의해 직경 2.4~3.05 m로 상향 확공하고 소요단면적이 클때는 하향으로 추가 발파 확공 한다.	용수조건에서 시공이 가능하고 소음, 진동이 적다. 대단면 착공 발파 시 RBM확공공이 막힐 우려 가 있으며 팽창성 지반과 지질 조건이 나쁜 암반에서 적용이 곤 란하며 안전성이 좋다.

표 1-5 굴착공법의 종류 및 특징

(1) 도로터널에 사용된 수직구

여기서는 도로터널에 적용된 수직구에 대해 간단하게 소개한다(최태희, 2000, 서원규, 2001). 도로터널에서는 터널연장의 장대화에 따라 자동차 배기가스를 처 리하기 위한 환기방식이 터널 설계상의 큰 문제점으로 대두되고 있다. 본 터널은 지금까지 국내 도로터널에 적용하였던 환기량 산출방식과 환기시스템의 검토, 외 국 장대터널에 대한 환기설계시 적용되고 있는 환기량 산출방법을 검토하였다. 또한 일본에서 적용하고 있는 환기설계방식과 국제상설도로협회(PIARC)의 환경 기준 중 NO Law(스모크 배출량 기준 산정방법 중 하나) 최저치 적용에 따른 환 기설계 방식을 비교하여 기 설계·시공된 국내외 장대터널의 조사결과를 토대로 국내 최초로 종류식환기방식 중에서 상행선은 수직구 송배기 Jet Fan식, 하행선 은 Jet Fan식을 채택하였다.

환기계통 분할이 필요한 상행선(상향구배)측에 계획된 수직구의 위치 선정은 환기 효율을 높이기 위해 터널 중간부근으로 하였으며, 시공성, 경제성, 유지관리 등을 감안하여 높이는 최대한 낮게 하고 지상에서 접근이 용이하도록 하였다. 진 입로 시공시 산림훼손, 배출된 오염공기의 영향 등의 주변에 미치는 자연훼손이 최소화되도록 고려하여 위치를 선정하였다. 200m에 이르는 터널의 수직구 시공 은 그동안 광산수직구의 환기용 터널, 발전용 수로터널 등에만 적용하던 것을 국 내 최초로 도로터널에 시공한 것이다.

도로터널 수직구에는 적용 가능한 굴착공법인 R.C와 R.B.M 중 시공성과 안전 성에 탁월한 장점을 갖추고 있는 R.B.M+NATM공법을 적용하였다. 표 1-6에 도로터널 수직구의 개요를 나타내었다.

구 분	개요
노 이	H=200m
내공 지름	D=8.4m
굴착 공법	R.B.M(Raise Boring Machine)+NATM 확공
환 기 탑	지상 H=40m

표 1-6. 도로터널 수직구 개요

(2) 고속철도에 사용된 수직구

표 1-7과 그림 1-5는 국내 고속철도 도심지구간 수직구 설계사례이다(신영완 등, 2006). 토사지반은 정지토압을 고려하고, 암반지반은 지반하중을 고려하지 않았으며, 수압은 정수압을 설계에 적용하였다. 표 1-7에 대상 수직구의 단면제 원, 그림 1-5 대상 수직구의 설계단면 및 적용하중을 나타내었다.

표 1-7. 단면제원 구분 길이 외경 내경 벽체두께 상부 15.8 0.6 중간부 64.68 17.0 15.4 0.8

1.5

14.0

하부



그림 1-5. 고속철도 수직구 설계단면 및 적용하중

1.5 연구의 내용 및 범위

본 논문에서는 수직구 설계에 관련된 국내·외 지침과 원형수직구에 작용하는 토압이론을 고찰하였고, 원형수직구의 설치 및 해체단계에서 시공단계별 해석을 수행하였다. 시공단계별 해석에서는 굴착심도에 따른 콘크리트 토류벽 및 Ring Beam의 거동과 수직구의 기하형상 및 외력 조건과의 관계에 주목하여 해석을 수행하였다. 그리고 원형수직구의 현장계측과 해석결과의 비교를 통하여 원형수 직구의 거동특성을 평가하였다. 또한 원형수직구 거동에 영향을 미치는 다양한 변수해석을 통하여 원형수직구의 Ring Beam의 거동 특성을 예측할 수 있는 평 가식을 제안하였다.

본 논문은 총 6장으로 구성되며, 각 장의 주요내용은 다음과 같다.

제 1장에서는, 본 연구의 배경 및 기존의 국내외 연구동향, 연구의 내용 및 범위에 대해 간단히 기술하였다.

제2장에서는, 원형수직구에 작용하는 하중인 토압, 수압, 상재하중 및 선행하 중에 대하여 기존 제시된 여러 가지 산정식의 장·단점을 비교·분석하여 본 연구에 가장 적합한 산정방법을 제안하였다.

제3장에서는, 원형수직구의 개요와 원형수직구에 작용하는 하중의 타당성 검증 을 위하여 대상 수직구의 구조계산서, 시공 중 계측값 및 기본계 구조해석을 비 교 분석하였다.

제4장에서는, 가설시 시공단계에 따른 원형수직구의 Ring Beam의 거동을 기 하조건 및 토압 등의 하중을 변수로 한 구조해석을 실시하고, 이들 결과를 계측 값과의 비교분석을 통하여 구조해석의 타당성을 검증하였다.

제 5장에서는, 해체시 시공단계에 따른 원형수직구의 Ring Beam의 거동을 기 하조건 및 토압 등의 하중을 변수로 한 구조해석을 실시하고, 이들 결과를 계측 값과 비교분석을 통하여 구조해석의 타당성을 검증하였다.

제 6장에서는 원형수직구 설계에서의 설계변수인 수직구 직경, Ring Beam 간 격, Ring Beam 단면제원에 대한 변수 해석을 실시하여 이들 변수 변화에 따른 원형수직구 거동 특성을 조사하여, 향후 유사 설계에 사용할 수 있는 가이드라인 을 제시하였다.

제 7장에서는 본 논문에서 도출된 결론을 서술하였다.



2장. 원형수직구에 작용하는 외력

이 장에서는 원형수직구 거동 특성에 영향을 미치는 토압, 수압, 상재압, 선행 하중 등의 주요 작용외력에 관한 기존 연구자료를 검토하고, 각 하중의 특성과 원형수직구 지지구조재와의 거동 관계를 기술한다.

2.1 원형수직구 배면지반의 거동

2.1.1 아칭효과

아칭은 활을 쏘는 궁술의 의미인 라틴어 'arclus'에서 유래되었다(Handy, 1985). Lusher와 Hoeg는 아칭을 개구부 주변 흙에서의 'thrust ring action'이 라고 제안하였다.

그림 2-1에 아칭효과에 의한 응력 재분배의 개념도를 나타내었다. Terzaghi(1943)는 '아칭효과는 전단응력에 의해 발생하며 주변지반보다 과도한 변위를 받는 흙입자가 항복상태에 도달하여 주변지반으로 응력을 전달함으로써 전체적으로 응력이 재분배되고 항복상태에 도달한 토체의 응력이 작아지는 현상' 이라고 설명하였다. 그림 2-1과 같이 바닥의 일부를 판으로 막아놓은 상자에 흙 이 채워져 있는 상태에서 판을 아래로 이동시킬 때 흙 입자들 간에 발생하는 응 력변화를 이용해서 아칭효과를 설명하였다.



그림 2-1. 아칭효과에 의한 응력 재분배 (Terzaghi, 1943a)

아칭효과는 연직방향 및 수평방향으로 발생하는 것으로 구분할 수 있다. 많은 연구자들은 이러한 아칭효과를 고려하여 토압분포를 연구하였는데, 대부분은 평 면변형조건에서의 토압에 대한 연직방향 아칭의 영향을 고려한 연구이다. 지반의 파괴면이나 벽면마찰에 의한 연직방향 아칭이 발생하게 되면 하중이 안정된 지 반이나 벽체로 전이되면서 하부에서의 하향 연직응력이 감소하게 되고 따라서 벽체에 작용하는 수평토압은 감소하게 된다.

Fara & Wright(1963)는 그림 2-2와 같이 원형수직구를 굴착하게 되면 처음 에는 반경방향응력 σ_r과 접선방향응력 σ_θ가 초기응력 σ_o와 같으나, 굴착 후 굴 착면 주변지반입자가 이동하면서 탄성거동 시에는 반경방향응력 σ_r은 감소하고 접선방향응력 σ_θ는 증가하게 된다. 지속적인 응력이완이 발생하면 탄소성 거동을 일으키고, 이 때 접선방향응력 σ_θ는 탄성영역에서 더욱 증가하고 소성영역에서는 다시 감소하는 것을 수학적으로 증명하였다.



그림 2-2. 원형공동에 의한 아칭효과 (Fara & Wright, 1963)

2.1.2 상부 지반응력상태

원형수직구 배면지반의 거동은 지표근처 저심도에서는 주로 중력에 의존하며, 세 가지 응력성분인 연직응력(σ_z), 반경방향응력(σ_r) 및 접선방향응력(σ_{θ})의 영향 을 받는 3차원 거동 특성을 나타낸다(Wong & Kaiser, 1988a). 원형수직구 굴 착은 주변지반이 수평 및 연직방향으로 변형을 발생시키는 응력이완으로 모사할 수 있다. 과도한 응력이완은 영구소성변형을 발생시켜 주변지반의 항복을 유발하 는데, 이는 지지압력의 크기, 벽체변위, 소성영역의 크기 등에 의존한다. 수직구 굴착 시 응력이완은 주변지반의 응력재분배를 유발시켜 그림 2-3과 같이 연직 및 수평아칭을 발생시킨다. 반경방향응력(σ_r)의 이완은 수평면에서의 접선방향응력(σ_θ, hoop stress)의 증가를 유발하며, 아랫방향으로 볼록한 응력궤적을 나타내는 연직아 칭은 지반이 하향 이동한 만큼 소성영역의 크기가 증가했을 때 나타난다. 여기서 충분한 지지압력이 작용하여 안정한 아치가 유지된다면 붕괴되지 않는다.



그림 2-3. 원형수직구 배면지반의 아칭(Wong & Kaiser, 1988a)

Wong & Kaiser(1988, b) 등은 수치해석을 수행하여 원통형벽체의 변형에 따 른 배면지반의 응력분포를 그림 2-4와 같이 나타내었다. 소성영역이 발생되기 전에 탄성영역에서의 축대칭인 경우, 응력분포는 연직응력 σ_z, 반경방향응력 σ_r, 접선방향응력 σ_θ가 주응력이고, 벽체에서의 전단응력은 무시하며, 수직구 바닥은 무한히 아래에 있다는 가정 하에 식 (2.1)~식 (2.3)과 같이 나타낼 수 있다 (Terzaghi, 1943b).



그림 2-4. 원형수직구 배면지반의 응력분포(Wong 등, 1988a)

$$\sigma_{zo} = \gamma h \tag{2.1}$$

$$\sigma_r = K_o \sigma_{zo} - (K_o \sigma_{zo} - p_i)(\frac{R}{r})^2$$
(2.2)

$$\sigma_r = K_o \sigma_{zo} + (K_o \sigma_{zo} - p_i)(\frac{R}{r})^2$$
(2.3)

벽체 변형이 증가함에 따라 응력편차가 증가하게 되고 흙의 강도를 초과할 수 있다. 선형 Mohr-Coulomb 파괴기준을 따르는 탄성완전소성재료의 경우 최대응 럭비는 식 (2.4)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = N = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$
(2.4)

일반적으로 초기 연직응력이 최대 주응력인 경우 $p_i = \sigma_{zo}/N$ 이며, 이때의 p_i 는 최대값이 된다. 소성영역이 발생함에 따라 $p_i = \sigma_z/N = K_a \sigma_z$ 로 나타낼 수 있다. p_i 는 벽체에 작용하는 주동토압이다. 내부압력 p_i 가 감소함에 따라, 즉 벽체의 변 위가 증가함에 따라 쐐기효과로 인하여 접선방향응력 σ_{θ} 는 증가하고, 연직아칭효 과가 발생하여 벽체 근처 흙입자가 충분히 하향 이동하면 발생된 연직아칭으로 인하여 연직응력 σ_z 와 σ_{θ} 는 동시에 감소하여 소성영역 내에서는 동일 값을 가진 다. 그리고 소성영역에서의 반경방향응력 σ_r 과 접선방향응력 σ_{θ} 는 연직응력감소 를 무시한다면 식 (2.5) 및 식 (2.6)과 같이 나타낼 수 있다(Ladanyi, 1974).

$$\sigma_r = p_i \left(\frac{r}{R}\right)^{N-1} \tag{2.5}$$

$$\sigma_{\theta} = N p_i \left(\frac{r}{R}\right)^{N-1} \tag{2.6}$$

이와 같은 단계를 거쳐 응력이완이 계속되어 극한전단강도에 도달하면 지반 내에 파괴면이 발생하게 되고, 토체는 자중으로 인하여 이 파괴면을 따라 벽체방 향으로 이동하려는 경향을 갖는다. 결과적으로 붕괴를 방지하기 위한 하중이 필 요하며 이 하중이 벽체에 작용하는 주동토압이다. 따라서 원형수직구에 설치된 원통형 흙막이 벽체에 작용하는 토압은 수평 및 연직아칭의 발생으로 인하여 연 직아칭만이 발생하는 평면변형조건의 토압보다 작아지게 된다.

2.1.3 하부 암반응력상태

수직구 주변에서 2차 응력이 암반강도를 초과하면, 그림 2-5에 나타낸 것과 같이 수직구 라이닝과 수직구 바닥의 소성영역 내부는 이완되거나 균열이 발생 한다.

Roesner 등(1983)은 탄성영역에서 소성영역으로 전환될 때, 암반의 응력상태 를 다음과 같이 정의하였다. 소성영역은 초기응력의 약 2배가 되는 순간 발생되 며, 견고한 암반에서는 암벽이 갑자기 함몰하거나 파괴되고, 소성암반에서는 응 력이완영역의 확대가 점차적으로 진행되어 공동내부로 소성 관입된다. 탄성암반 에서 수직구 벽면에서의 접선방향응력(σ_θ)은 초기응력의 2배이고 반경방향응력 (σ_n)은 0이다.

또한 수직구 발파진동에 의하여 파괴된 암반을 포함하여 소성암반 내에서의 응력은 암반의 탄성영역으로 전이되는데, 이곳에서는 암반지지능력이 더 높고 추 가변형이 발생한다. 소성영역의 범위는 지중응력의 크기, 암반 강도 및 라이닝 압력에 좌우되는데, 수직구 직경(D)의 2배보다 작다.



그림 2-5. 원형수직구 주변의 이완대 균열

Kaiser 등(1982)은 그림 2-6과 같이 라이닝 변위는 무지보 구간이 수직구 직 경을 초과하여 증가할 때 급격히 감소하는 경향을 나타내므로, 허용응력까지 라 이닝 시공을 지연하면 지보압을 약 10%정도까지 감소시킬 수 있는 것으로 제안 하였다.

또한 수직구 굴착에 따른 주변 암반의 응력상태 변화에 대해서는 반경응력(σ_r) 은 수직구 바닥 아래에서 급격히 증가하며, 접선방향응력(σ_θ)은 점차적으로 증가 하여 수직구 바닥 하부 2.0D(D:수직구 직경)에서 일정해진다. 접선방향응력 변화 의 약 54%가 수직구 바닥면에서 발생하며, 바닥 위 1.0D 거리에서 접선방향응 력(σ_θ) 변화의 약 68%가 라이닝 시공 전에 발생한다. 반경방향응력(σ_r) 변화의 약 78%가 수직구 바닥 바로 밑에서 발생하며, 85%가 라이닝 시공 전에 발생한 다고 하였다. 또한 수직구 벽면 및 바닥부가 파괴되었다면, 각각 지보압이 33%, 20%정도 감소된다고 하였다.



그림 2-6. 원형수직구 굴착 중의 응력분포

2.1.4 토압 산정방법



(1) Terzaghi의 방법

Terzaghi(1943b)는 원형공동이론과 선형 Mohr-Coulomb 파괴기준에 근거하 여 소성영역에서 파괴면이 발생한다고 보고, 원형수직구 배면지반의 파괴면과 응 력상태를 그림 2-7과 같이 가정하여 원통형벽체에 작용하는 토압산정식을 제안 하였다.





r에서 미소요소의 응력상태

(a) 원통형벽체 중심으로부터 임의의 거리 (b) 토압산정을 위한 가정조건의 도식화

그림 2-7. 벽체 배면지반의 파괴면과 응력상태의 가정(Terzaghi, 1943b)
Terzaghi는 수평방향 아칭을 접선방향응력에 의한 토압감소로 고려하지 않고, Westergaard(1940)의 원형공동이론과 선형 Mohr-Coulomb 파괴기준에 근거한 소성영역에서의 반경방향응력과의 관계식을 이용하여 고려하였다. 여기서는, 벽 면마찰과 상재하중의 영향은 고려하지 않았다.

그림 2-8은 힘의 평형관계식을 통한 원형벽체의 토압산정을 나타낸 것이다. 여기서 힘의 평형을 고려하면 식 (2.7)과 같이 나타낼 수 있다.

$$W' - Q = S_{\phi} \tag{2.7}$$

W'와 Q는 식 (2.8) 및 식 (2.9)와 같다.

$$W' = \pi \gamma (r^2 - R^2) dz \tag{2.8}$$

$$Q = \int_{R}^{r} 2\pi r \sigma_z dr \tag{2.9}$$



그림 2-8. 원기둥형 파괴면을 따르는 토체의 힘의 평형

파괴면에서의 전단응력의 합력 S_{ϕ} 는 $2\pi rz \cdot \frac{1}{2}\sigma_r \tan \phi_2$ 보다는 크고 $2\pi rz \cdot \sigma_r \tan \phi_2$ 보다는 작으나 Terzaghi는 안전측으로 식 (2.9)로 나타내었다.

$$S_{\phi} = 2\pi r z \cdot \frac{1}{2} \sigma_r \tan \phi_2 \tag{2.10}$$

따라서 식을 정리하면 식 (2.11)과 같이 나타낼 수 있다.

$$p_{i} = \frac{\gamma z (n^{2} - 1)}{\frac{2a}{a+1} (n^{a+1} - 1) + \frac{n^{a}}{R} \tan \phi_{2} \cdot z}$$
(2.11)

(2) 수정 Terzaghi의 방법

천병식 등(2004)은 Terzaghi의 토압 산정방법에서 상재하중 q, 벽면마찰 δ, 그리고 파괴면에 작용하는 전단저항력을 고려한 활동토체의 힘의 평형조건으로 부터 토압을 계산하였다. 활동면에서의 전단저항력을 실제적으로 고려한 결과 전 단저항력을 안전측으로 작게 고려한 Terzaghi의 토압공식보다 다소 작은 토압을 산정하였다. 천병식이 제안한 토압식은 식 (2.12)와 같다.

$$p_{i} = \left\{\frac{q}{a}n^{1-a} - \frac{\gamma R(n^{2}-1)}{2(n^{a}\tan\phi_{2} + \tan\delta)}\right\}e^{-\frac{(a+1)(n^{2}\tan\phi_{2} + \tan\delta)}{aR(n^{a+1}-1)}z} + \frac{\gamma R(n^{2}-1)}{2(n^{a}\tan\phi_{2} + \tan\delta)}$$
(2.12)

식 (2.12)가 최대일 때의 n값(n₁)은 $p_{i,z=\infty}$ 를 n에 대해 편미분하면 하면 식 (2.13)과 같다.



표 2-1에 내부마찰각에 따른 원형수직구 중심에서 활동면까지의 거리의 비 n_1 값을 나타내었다. 내부마찰각이 증가함에 따라 n_1 이 감소하므로 활동면까지의 거 리 r이 작아지고, 활동토체의 자중이 감소하므로 벽체에 작용하는 토압은 감소하 는 것으로 보고하였다.

표 2-1.내부마찰각에 따른 원형수직구 중심에서 활동면까지의 거리(r=n; R)

ϕ	25°	30°	35°	40°
a	2.040	2.464	3.000	3.690
n_1	7.176	2.305	1.732	1.478

(3) Handy의 방법

Handy(1985)는 거친 벽면(rough wall)에 대한 조립의 뒷채움재에서 발생되는 토압을 'bin effect'로 고려하여 산정하였다. 여기서 'bin effect'란 토압의 누적효 과로서 깊이의 함수인 V(total force)를 감소시키기 위하여 측면력 F가 점증적 으로 증가하는 작용을 말한다. 수평토압을 산정하기 위한 수직응력은 $\gamma \times h$ 로 구 해지는 σ_v 가 아니라 V/B로 계산되는 σ_{av} 을 사용하였다. Handy가 제안한 토압 계산방법은 식 (2.14)와 같다.

$$\sigma_h = \frac{\gamma}{\mu} \left(H - h\right) \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \left[1 - \exp\left(-\frac{K_w \mu}{\tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)} \frac{h}{H - h}\right)\right]$$
(2.14)

(4) Berezantzev의 방법

Berezantzev(1952)는 파괴면의 형상을 깔대기 모양으로 가정하고, 파괴면의 경사각은 45°+φ/2로 간주하였다. 그리고 극한평형이론의 축대칭문제의 해를 근 거로 하여 원형수직구 주변지반의 응력평형상태를 두 개의 편미분 방정식으로 표현하여 토압을 산정하는 방법을 제안하였다. 소성평형조건으로는 Mohr-Coulomb 항복기준을 적용하였으며, 접선방향응력에 대한 토압계수 λ를 1 로 고려하였다. Berezantzev는 근사적인 토압산정식을 식 (2.15)와 같이 제시하 였다.

$$\begin{split} p_i &= \gamma R \frac{\tan\left(45\,^\circ\,-\frac{\phi}{2}\right)}{\eta-1} \Big[1 - \left(\frac{R}{r}\right)^{(\eta-1)} \Big] + q \Big(\frac{R}{r}\Big)^{\eta} \tan^2 \Big(45\,^\circ\,-\frac{\phi}{2}\Big) \\ &+ c \cdot \cot\phi \Big[\Big(\frac{R}{r}\Big)^{\eta} \tan^2 \Big(45\,^\circ\,-\frac{\phi}{2}\Big) - 1 \Big] \end{split}$$

(2.15)

(5) Prater의 방법

Prater(1977)는 Berezantzev(1952)와 마찬가지로 파괴면을 깔대기형으로 가 정하고 Mohr-Coulomb 파괴기준에 근거하여 극한평형해석법에 의한 원통형벽체 에 작용하는 토압산정식을 제안하였다.

Prater는 수평면에서의 아칭은 Karafiath(1953)와 마찬가지로 접선방향응력을 이용하여 고려하였다. 또한 Rankine의 주동토압, 정지토압과 기존 연구자의 제안 식에 의한 토압을 비교 검토한 결과 연직응력에 대한 접선방향응력의 비율인 토 압계수 λ 는 주동토압계수 K_a 와 정지토압계수 K_o 사이의 값을 갖고 극한평형상 태에서 1보다 클 수 없으며, 따라서 $\lambda = 1$ 로 간주한 Berezantzev의 이론은 토압 을 과소평가한다고 주장하였다. 그리고 Prater는 안전측으로 $\lambda = 1 - \sin\phi$ 을 적 용하였다. Prater의 토압산정식을 정리하면 식 (2.16), 식 (2.17)과 같다.

$$P_I = K_r \frac{\gamma H^2}{2} \tag{2.16}$$

식 (2.16)에서 변수 s_f 와 β값은 Prater가 제시한 식 (2.17)로부터 구할 수 있 으며, 도표로 나타내면 그림 2-9와 같다.

$$s_f = \frac{\frac{1}{3\tan\beta} [2 - X - \frac{\lambda}{3\tan(\beta - \phi)}]}{(X - 1)}$$
(2.17)

그러나 Prater의 토압산정식은 벽면마찰에 의한 연직방향아칭과 상재하중의 영향을 고려하지 않았다. 그림 2-9는 토압에 대한 내부마찰각의 영향을 나타내 고 있는데, 내부마찰각이 증가할수록 파괴면에서의 전단저항력이 증가하므로 그 림 2-10에 나타낸 것과 같이 토압이 작아지는 경향을 적절히 예측하는 것으로 판단된다. 그러나 벽체하부 바닥근처에서 부(-)의 토압을 산정하고, 깊이에 따른 토압산정을 위해서는 깊이별로 단계적으로 토압을 계산해야하는 번거로운 문제 점이 있다.



그림 2-9. 형상계수, 흙의 내부마찰각과 파괴면 경사각의 관계 (Prater, 1977, λ=1-sinφ)



그림 2-10. Prater의 토압과 내부마찰각의 관계

(6) Wong의 방법

Wong 등(1986, 1988a, 1988b)은 원형수직구의 벽체 배면지반에서 발생하는 아칭현상을 중력에 의한 연직아칭과 원형단면으로 인한 수평아칭으로 구분하고 각각 독립적으로 발생하는 것으로 간주하였다. 응력이완으로 인한 벽체변위가 증 가함에 따라 수평아칭이 발생하고 소성영역이 증가하면서 최종적으로는 깔대기 모양의 파괴면이 형성되어 중력에 의한 연직아칭이 발생하는 것으로 생각하였다.

연직아칭에 의한 토압은 소성상태를 고려한 극한평형법으로, 수평아칭에 의한 토압은 변형구속법을 이용한 방법을 제안하였다. 소성영역증가에 의해 발생된 수 평면과 β의 경사각을 갖는 파괴면을 소성영역과 탄성영역의 경계면으로 가정하 여 미소수평요소의 힘의 평형조건을 고려하여 편미분방정식을 유도하였으며 연 직응력 σ_z를 계산하면 식 (2.18)과 같다.

$$\sigma_z = \left(q - \frac{\gamma}{M}\right)e^{-Mz} + \frac{\gamma}{M} \tag{2.18}$$

식 (2.18)에 의해 수직구 벽체에 작용하는 토압을 식 (2.19)와 같이 제안하였다.

$$p_i = K_a \sigma_z \tag{2.19}$$

2.1.5 기존 토압산정식의 고찰

지금까지 Terzaghi(1943), Berezantzev(1952), Steinfeld(1958), Prater (1977), Wong & Kaiser(1988), 천병식 및 신영완(2003), 천병식 등(2004), 신 영완(2004)의 많은 연구자들이 원형수직구와 같은 원통형 벽체에 작용하는 토압 산정식을 제안하였다. 그러나, 앞에서 기술한 여러 가지 기존에 제안된 토압산정 식은 벽체형상비 변화에 따른 수평방향 아칭효과를 적절히 반영하고 있지 않으 며, 또 지하수 영향에 대한 조건을 고려하는 등의 다양한 변수를 고려한 토압산 정식이 요구된다. 본 절에서는 기존에 제안된 토압산정식에 대하여 벽체형상비를 중심으로 고찰하였다.

Terzaghi(1943b)는 원형공동이론과 선형 Mohr-Coulomb 파괴기준에 근거하 여 소성영역에서 파괴면이 발생한다고 보고, 원형수직구 배면지반의 파괴면과 응 력상태를 원기둥으로 가정하여 원형수직구 벽체에 작용하는 토압산정식을 제안 하였다. 그러나 Terzaghi의 제안식은 그림 2-11과 같이 벽체형상비가 감소하여 평면변형조건이 되더라도 예측된 토압이 평면변형조건의 Coulomb토압보다 작은 값을 나타내는 불합리한 문제점이 있다.



그림 2-11. 벽체형상비에 따른 토압분포 (Terzaghi, 1943)

Berezantzev(1952)는 파괴면의 형상을 깔대기 모양으로 가정하고, 파괴면의 경사각은 45°+φ/2로 간주하였다. 그리고 극한평형이론의 축대칭문제의 해를 근거로 하여 원통형벽체 주변지반의 응력평형상태를 두 개의 편미분 방정식으로 표현하여 토압을 산정하는 방법을 제안하였다. 그러나 그림 2-12와과 같이 제안 된 토압산정식은 벽체형상비가 감소하여 평면변형조건에 접근할수록 토압 크기 가 감소하는 문제점이 있다.



그림 2-12. 벽체형상비에 따른 토압분포 (Berezantzev, 1952)

Prater(1977)는 Berezantzev(1952)와 마찬가지로 벽체 배면지반의 파괴면을 깔대기형으로 가정하고 Mohr-Coulomb 파괴기준에 근거하여 극한평형해석법에 의한 원통형벽체에 작용하는 토압산정식을 제안하였다. 그러나 그림 2-13과 같 이 벽체형상비가 감소할수록 토압의 크기가 증가하는 경향을 나타내나, 평면변형 조건의 Coulomb 주동토압과 정확히 일치하지는 않고 있다.



그림 2-13. 벽체형상비에 따른 토압분포 (Prater, 1977)

Wong(1986)과 Wong & Kaiser(1988a)은 원형수직구의 벽체 배면지반에서 발생하는 아칭현상을 중력에 의한 연직아칭과 원형단면으로 인한 수평아칭으로 구분하고 각각 독립적으로 발생하는 것으로 간주하였다. 응력이완으로 인한 벽체 변위가 증가함에 따라 수평아칭이 발생하고 소성영역이 증가하면서 최종적으로 는 깔대기 모양의 파괴면이 형성되어 중력에 의한 연직아칭이 발생하는 것으로 생각하였다. 그러나 그림 2-14와 같이 Wong의 토압산정식은 벽체형상비에 따른 토압의 변화가 크지 않아 벽체반경에 따른 아칭효과의 영향을 적절히 고려하고 있지 않은 것으로 판단된다. 그림 2-15에 나타낸 것과 같이 천병식 등(2004)의 토압산정식도 Wong & Kaiser의 제안식과 비슷한 경향을 나타내고 있다.



그림 2-14. 벽체형상비에 따른 토압분포 (Wong & Kaiser, 1988)



그림 2-15. 벽체형상비에 따른 토압분포 (천병식 등, 2004)

2.2 수 압

지하수위가 높은 지반에서 터널을 시공하는 경우에는 터널-지하수의 상호작용 으로 인하여 터널주변 지반의 하중지지력 저하로 인해 변위 및 응력이 크게 발 생하고 특히 막장부 안정성 확보가 매우 중요한 이슈로 대두되며, 지하수 저하시 지반침하가 동반되어 시공상 문제가 발생할 소지가 있으므로 설계와 시공단계에 서 이에 대한 고려가 필요하다.

그림 2-16에 굴착시 지하수위 변화에 따른 문제점을 나타내었다. 지하수위 하 부 지반에서 터널을 시공하는 경우 지반내에 배수구를 설치하는 것과 같아서 수 두차이로 인해 지하수 유동이 발생하며 이로 인하여 지하수위 저하는 물론 지반 내 간극수압의 변화가 유발되게 된다. 이는 포화상태의 지반을 불포화 상태로 전 이시키며 초기상태와는 다른 불포화토의 특성을 갖게 한다. 지하수가 유출되면서 생긴 간극에 공기가 유입되면 물과 공기사이의 압력차로 부의 간극수압을 갖는 모관흡수력(matric suction)이 발생하게 되고, 이로 인하여 지반의 유효응력이 증가하게 된다.



지하수위 하에서 터널을 시공하는 경우에 대한 영향을 분석하기 위하여 수치 적인 기법을 이용한 연구로는 Gunn & Taylor(1984), Atwa & Leca(1994), Pottler 등(1994), Schweiger 등(1999)이 수행하였으나, 정상류 조건인 경우에 국하되거나 전체응력해석에 침투해석 결과를 반영하는 정도여서 터널시공과 지 하수의 상호작용을 정확히 모델링하지는 못하였다고 할 수 있다. 보다 진보된 형 태로는 Shin 등(2002, 2005)이 터널의 장기거동 측면에서 지하수 유동과 라이닝 에 작용하는 간극수압의 영향을 연구하기 위하여 연계해석을 수행한 바 있으며, 유충식 등(2003, 2005)의 연구에서는 3차원 응력-간극수압 연계해석을 통해 터 널굴착시 지하수 유동에 따른 막장거동 및 지표변위 특성을 고찰하였으며, 터널-지하수 상호작용 관점에서 지반/라이닝 투수성에 따른 숏크리트 라이닝 응력 발 생 경향에 대한 결과를 보고한 바 있다. 연구결과에 의하면 터널-지하수 상호작 용 및 이로 인한 지하수 저하는 지표침하량 및 터널 변위를 증가시키며 라이닝 배면수압과 라이닝 축력 등 전반적인 터널의 거동에 영향을 미치는 것으로 보고 되고 있어 응력-간극수압 연계해석이 적절히 구현되지 않을 경우 터널 및 주변 영향에 대한 안전성이 과소평가될 소지가 있으므로 연계해석의 현실적인 적용이 무엇보다 중요하다.

그러나 이들 연구는 모두 일반적인 수평터널과 지하수와의 관계에 대한 연구 로 아직 수직구와 지하수위에 관한 연구는 거의 이루어지고 있지 않다.

2.3 상재압

원형수직구에 작용하는 상재하중은 일반적인 지하구조물에 작용하는 상재하중 과 유사하므로 터널설계기준(1999)을 적용하였다. 본 논문에서는 설계기준의 일 반사항을 참고하여 지표면 상재하중 15kPa을 적용하였다.

2.4 선행하중

도심지 대규모, 대심도 근접굴착은 굴착현장 흙막이 구조물 및 인접지반에 변 위를 발생시키며, 이로 인하여 인접 구조물과 흙막이 구조물 자체의 안정성에 영 향을 미치게 된다.

따라서 굴착심도가 깊어지는 경우 흙막이벽체 근입부 조건, 벽체강성, 버팀시 스템의 강성, 선행하중과 같은 영향요소들은 전체 흙막이구조물의 안정성 확보에 매우 중요할 뿐만 아니라 주변지반 및 인접구조물의 안정성 확보에도 매우 중요 하다. 일반적으로 흙막이 구조물은 굴착에 의해서 발생되는 토압에 저항하도록 하면 서 지반거동을 최소화하기 위하여 지보재를 설치한다. 그러나 굴착이 진행됨에 따라 흙막이 벽체 및 버팀지지체에 변형이 발생되고 이로 인하여 주변지반이 침 하하게 되며, 지반침하량이 지반의 탄성한계를 초과하면 지반붕괴에 의한 인접구 조물의 손상과 붕괴를 유발시킬 수 있다.

2.4.1 버팀대 선행하중공법의 필요성

스크류잭(screw jack)을 이용한 버팀대공법은 버팀대의 한쪽 단부에 설치한 스크류잭을 회전시켜서 버팀대와 흙막이벽체, 그리고 버팀대 부재간의 연결부 틈 새들을 밀착시킴으로써 발현되는 버팀대의 강성에 의해 흙막이벽체의 변위를 억 제하는 것으로, 시공이 간편해서 현재 지보공으로 가장 많이 사용되고 있는 공법 이다. 그러나 현장의 계측결과에 의하면 스크류잭을 이용하여 버팀대에 50kN 이 상의 선행하중을 작용시키는 것은 어려운 것으로 알려져 있다(천일지오컨설턴트, 1997). 일반적으로 스크류잭은 버팀대의 한쪽 단부에 설치되며 지주말뚝과 버팀 대 사이에 마찰력이 발생하는 점을 고려할 때 이 정도 크기의 선행하중으로는 흙막이벽체의 변위 억제는 물론 각 부재들 간의 연결부 틈새를 폐합시키는 것도 어렵게 된다. 따라서 스크류잭을 이용한 버팀대의 강성이 예상외로 현저히 감소 하게 된다.

이러한 버팀대 강성의 저하에 의한 흙막이 벽체의 변위발생을 억제하기 위하 여 현장에서는 필요이상의 버팀대를 설치함으로써 공사비가 상승하게 되고, 작업 공간이 협소해져서 시공성이 저하되는 것이 현재의 실정이다. 그리고 스크류잭에 의해 버팀대에 도입되는 선행하중의 크기를 정확히 파악하는 것이 어렵기 때문 에 정밀시공이 어렵다는 문제점도 있다.

버팀대를 지보재로 이용하는 경우, 버팀대의 강성은 흙막이벽체와 부재의 설치 상황, 부재 상호간의 밀착정도 등의 조건에 따라 결정된다. 따라서 버팀대의 강 성은 현장의 시공상태에 따라 달라지므로 지보공 설계시 버팀대 강성의 크기를 결정하는 것은 상당히 어려운 문제이다.

Palmer & Kenney(1972)는 버팀대에 선행하중을 도입하지 않은 상태에서 실 측한 버팀대의 초기강성은 식 (2-20)과 같이 계산되는 이상강성(ideal stiffness) 의 2~4% 정도라고 보고하였다. 즉, 버팀대를 설치할 때 부재들 간의 연결부 틈 새가 제거되지 않아서 버팀대의 초기강성은 이상강성보다 훨씬 작게 되며, 굴착 이 진행됨에 따라 부재가 축압을 받으면서 부재간의 연결부 틈새가 폐합되어 최 종적으로 버팀대의 강성은 이상강성과 같아지게 된다는 것이다. 물론 이 과정에 서 흙막이벽체의 변형은 증가하게 된다.

$$K_{ideal} = \frac{E_b A_b}{L_b} \tag{2-20}$$

그러나 국내에서 흙막이 구조물을 해석할 때 버팀대의 초기강성은 이상강성 과 같다고 가정하기 때문에 현장에서 실측한 흙막이벽체의 변위량은 일반적으로 해석결과보다 크게 된다. 일본토질공학회(1975)의 보고에 의하면 버팀대에 선행 하중을 도입하지 않은 경우에는 부재간의 연결부 틈새로 인하여 설계시 변형량 보다 약 20mm 정도의 변형량이 추가적으로 발생한다고 한다. 따라서 과도한 지 반변형을 억제하기 위해서는 버팀대의 설치시 초기강성을 증가시킬 필요가 있다.

버팀대 선행하중공법은 다음 단계의 굴착에 앞서 버팀대에 선행하중을 작용시 켜 흙막이벽체를 배면방향으로 밀어주는 방법으로, 버팀대에 축력을 재하하기 위 하여 유압잭을 이용함으로써 1000kN이상의 선행하중까지도 손쉽고 정확하게 작 용시킬 수 있다. 그 결과 버팀대 부재간의 연결부 틈새가 완전히 제거됨은 물론 버팀대의 탄성압축량도 줄어들고, 버팀대 및 흙막이 구조물의 강성이 증가하게 되어 흙막이벽체의 변위가 감소하게 된다.

O'Rourke(1981)는 버팀대에 선행하중을 작용하지 않은 상태에서 각 버팀대에 걸리는 설계하중의 50%를 버팀대에 선행하중으로 작용한 상태에서 버팀대의 강 성 크기를 측정한 결과, 이상강성의 45~75%로 보고하였다. 그리고 양구승 (1996)은 버팀대의 강성에 따른 흙막이벽체의 수평변위를 해석한 결과 버팀대의 강성이 감소함에 따라 흙막이벽체의 변위량은 지속적으로 증가하며, 버팀대의 강 성이 이상강성의 50% 이하가 되면 수평변위는 급격히 증가한다고 보고하였다.

이와 같이 버팀대에 선행하중을 작용시킨 경우에는 흙막이 구조물의 유효강성 이 커지게 되므로 흙막이벽체의 휨변형이 작게 발생하여 흙막이벽체의 수평변위 는 감소하게 된다. 또한 흙막이 구조물 전체의 강성이 높아져서 버팀대의 수를 줄이는 것이 가능하므로 작업공간이 넓어져서 시공성이 증대되는 효과도 얻을 수 있다(김학문, 1985).

버팀대 선행하중공법에 대한 설계는 2단계로 이루어진다. 1단계에서는 흙막이 프로그램을 이용하여 버팀대에 선행하중을 가하지 않은 상태에서 각 버팀대에 작용하는 설계하중을 구하는 것이며, 2단계에서는 1단계에서 구한 설계하중의 일정 비율을 각 버팀대에 작용시킨 후 다시 흙막이 프로그램을 이용하여 흙막이 구조물의 안정성을 확인하는 것이다.

외국에서는 버팀대 선행하중공법의 효율적인 시공을 위하여 각국의 실정에 적 합한 시공장비와 시공법을 개발하여 왔다. 유럽의 경우에는 버팀대에 선행하중을 작용시키기 위하여 그림 2-17(a)와 같이 버팀대에 유압잭으로 소정의 축력을 작 용시킨 후 유압잭이 늘어난 부분에 쐐기를 끼워 넣고 유압잭을 제거하는 방법을 사용하였다(Goldberg 등, 1992). 그러나 이 방법은 작업이 번거롭고 유압잭을 제거할 때 버팀대에 작용시킨 선행하중이 손실되며, 설치가 완료된 후에는 쐐기 가 설치된 곳이 휨모멘트에 대하여 취약하므로 그 부분을 보강해야 하는 문제가 있다.

일본에서는 1960년대까지 그림 2-17 (a)에 나타낸 유럽에서의 방법과 동일한 방법을 사용하였으나, 그림 2-17 (b)와 같이 쐐기 대신에 스크류잭을 사용함으 로써 잭 설치부의 휨모멘트부에 대한 취약성을 보완하였다. 그리고 그림 2-17 (c)와 같이 1970년대부터 유압실린더가 내장되고 멈춤나사가 부착된 프리로딩잭 이 사용되기 시작하였다. 이 장치는 정밀시공이 가능하다는 장점을 갖고 있으나, 잭의 길이조절이 유압실린더의 피스톤 길이에 의해서만 조절되기 때문에 유압실 린더의 크기와 중량이 커져서 작업성이 저하되고 잭마다 유압실린더가 내장되어 가격이 비싸다는 단점을 갖고 있다.



이러한 문제점을 해결하기 위하여 유압잭의 기능과 스크류잭의 기능을 결합시 킨 선행하중 잭이 개발되었다. 즉, 잭의 길이조절은 스크류잭의 기능을 하는 상 부몸체에서 담당하고 선행하중의 재하는 유압잭 기능을 하는 하부몸체에서 담당 하도록 하여, 잭과 유압실린더의 크기 및 중량을 감소시켜서 작업성을 향상시켰 다. 이러한 선행하중잭을 이용하여 버팀대에 선행하중을 도입하는 과정은 그림 2-18과 같이 4단계에 걸쳐서 실시된다.

먼저 버팀대 단부에 선행하중 잭을 부착하고, 상부몸체를 돌려 잭의 길이를 조 절하는 1단계, 하부몸체에 유압실린더를 삽입하고 소정의 선행하중을 작용시키는 2단계, 선행하중이 재하된 후 하부몸체까지 멈춤나사를 돌려서 하중을 고정시키 는 3단계, 그리고 유압실린더를 회수하는 4단계를 이루어진다. 굴착이 완료된 후, 버팀대를 해체할 경우에는 설치 때의 역순으로 작업을 실시한다.



그림 2-18. 선행하중잭 도입 장치

2.4.2 버팀대 선행하중공법 연구 동향

깊은 굴착에 있어서 지지구조체에 적용하는 선행하중은 사질토나 단단한 점토 에 이르기까지 다양한 토질조건에서 연성의 강널말뚝과 강성의 지중연속벽과 같 은 상대적으로 강성이 큰 벽체를 이용하면 굴착배면 지반의 침하를 감소시키는 데 유용하다.

선행하중에 의한 흙막이 벽체에 작용하는 토압에 대한 연구는 벽체에 선행하 중을 재하하여 흙막이 벽체의 거동 및 주변지반의 거동을 최소화하고자 하는 의 도에서 연구되기 시작하였다.

Palmer & Kenny(1972)는 Oslo 지하철 현장에서 버팀대에 선행하중을 가하 지 않은 상태에서 실측한 버팀대의 강성이 이상적인 탄성상태의 강성에 2%~4% 정도의 범위에 속하는 것으로 보고하였다. 즉, 굴착 진행에 따라 측압을 받게 되 면 부재들 간의 연결부 틈새가 폐합되고 최종적으로 버팀대의 강성이 이상적인 탄성강성과 같아진다.

일본토질공학회(1975)는 버팀대에 선행하중을 작용시키지 않으면, 강재연결부 의 느슨한 부분 때문에 버팀대에서는 설계값보다 약 20mm정도 추가 변형량이 발생하는 것으로 기술하고 있다.

Clough(1975)는 지지구조물의 거동을 줄이는 데에 있어서 선행하중의 최적영 향은 Terzaghi와 Peck에 의해 제안된 것들보다 약간 더 큰 값을 적용함으로써 얻을 수 있다고 그림 2-18과 같이 제시하였다.



그림 2-19. 사질토에서의 벽체거동과 선행압력의 관계(Clough, 1975)

O'Rourke(1976)는 선행하중에 의하여 감소되는 지반침하 효과에 대한 연구에 서 설계하중의 50%까지 지지체에 선행하중을 재하하면 지반거동은 억제되는 것 으로 나타났으며, 지나치게 큰 축력을 적용할 경우에는 버팀대가 위험해 질 수 있으므로 선행하중은 설계 값의 50%로 제한하는 것으로 하였다. 또한 O'Rourke(1981)는 Washington, D.C. 지하철 현장에서 유압잭(Hydraulic jack) 을 이용하여 선행하중 재하를 버팀대에 부착된 재하판과 띠장 사이에 유압잭을 설치하여 버팀대 설계하중의 50%가 될 때까지 유압을 작용시키는 연구를 수행 하였다. 그 결과 버팀대에 선행하중을 작용시키면 강재연결 부분이 밀착되어 버 팀대 유효강성이 증가하는 것으로 보고하였다.

Mana & Clough(1981)는 점토지반의 버팀굴착에 대한 유한요소해석에 의해 선행하중을 50%와 100%를 적용하여 그 효과에 대해 연구하였다. 이 연구 결과 선행하중의 작용으로 벽체의 수평변형을 감소시킬 수 있으나 과도한 선행하중을 재하하면 버팀대 위치에서 국부적인 토류구조물의 변형을 발생시키며, 이는 주변 지반의 변형을 수반하고 이로 인하여 주변 구조물에 손상을 줄 수 있기 때문에 역효과를 초래할 수 있다고 하였다.

Canadian Geotechnical Society(1997)는 굴착에 의한 벽체변위를 억제시키기 위해서는 선행하중을 설계하중의 100%까지지 적용해야 된다고 언급하고 있다. 이들이 연구한 선행하중재하 공법은 지표침하 방지와 버팀대 유효강성에 관한 것이며, 흙막이 벽체 배면에 있는 구조물의 안전을 확보하기 위해 구체적으로 연 구된 내용은 거의 없는 실정이다.

국내 연구의 경우 백규호 등(1997)은 버팀대에 선행하중을 재하 하였을 때 선

행하중이 없는 경우에 비하여 버팀대의 설치단수를 줄일 수 있으며, 벽체에 발생 한 최대수평변위는 굴착 깊이의 0.04~0.13%로 기존의 버팀대공법을 적용한 현 장의 일반적인 수치인 0.2~0.5%보다 상당히 작게 나타나, 버팀대 선행하중공법 이 흙막이 벽체의 변위를 억제하는데 매우 효과적인 것으로 보고하였다.

한편 벽체변위와 터널거동의 관계에 대한 국내 연구에서는 터널에 근접하여 굴착공사를 시행할 경우에 대해 실험과 수치해석에 대한 연구 소개가 한국터널 공학회(2006)에서 발표된 경우가 있으나 선행하중에 따른 배면터널의 거동에 대 한 연구는 사례는 거의 없는 실정이다.

따라서 지금까지 흙막이벽체의 버팀대에 작용하는 선행하중은 설계축력을 기 준으로 하였다. 그러나 설계축력은 토압분포에 의해 결정되며 같은 조건일지라도 시공방법과 경계조건 및 흙막이벽체의 변형형태에 따라 토압 분포도가 달라진다 (이상덕, 1998, 1999). 그러므로 버팀대에 작용시키는 선행하중에 대한 적용기준 을 설정하기 위해서는 다양한 연구가 필요할 것으로 판단된다.

이봉열 등(2003)은 도심지 굴착에 있어서 흙막이 벽체 및 주변 지반과의 거동 에 영향을 미치는 영향요인에 대하여 벽체강성과 벽마찰의 영향, 버팀대에 작용 되는 선행하중의 영향을 규명하기 위하여 굴착모형시험을 수행하였다. 그 결과, 벽체강성 및 지반조건에 따라 선행하중의 적용으로 벽체변위가 억제되므로 일정 심도에서 아칭효과가 발생됨을 확인하였다. 또 아칭효과의 발생위치는 벽체강성 이 작은 경우에는 벽체 상부 0.1H~0.5H에 분포하고 있으며, 벽체강성이 큰 경 우에는 0.1H~0.7H까지 아칭효과의 분포범위가 넓어져 강성벽체의 토압분포와 유사한 분포를 나타내고 있는 것으로 보고하였다.

한편 최근 국내에서는 근접시공시 인접지반 침하와 벽체 변형을 억제시키는 방법으로 버팀대에 선행하중을 재하하여 흙막이 벽체의 변형을 억제한 후 다음 단계 굴착을 행하는 버팀대 선행하중 공법을 적용하고 있다. 이 방법은 버팀대의 탄성압축변형과 부재들 간의 연결부 틈새 등을 굴착 전에 폐합시키는 것에 의해 벽체변형이 억제되고 흙막이 벽체에 발생하는 휨응력도 작아지므로 주변지반의 침하를 억제할 수 있다고 하였다(박진은 등, 2008).

이와 같이 버팀대 선행하중공법은 선행하중의 재하에 대한 현장 경험사례들과 수치해석에 의해 도심지 지반 굴착시 선행하중의 적용으로 흙막이 벽체변위 및 지반침하의 억제를 통하여 인접구조물의 피해를 최소화 할 수 있는 것으로 조사 되었다. 그러나 선행하중과 대상 구조물인 원형수직구과의 거동 특성에 대한 연 구는 거의 수행되고 있지 않아 원형수직구의 안전성 및 경제적 시공 등을 위해 서는 이에 대한 연구가 필요할 것으로 판단된다.

2.5 소결

원형수직구 거동 특성에 영향을 미치는 토압, 수압, 상재압, 선행하중 등의 주 요 작용외력에 관한 기존 연구문헌을 조사하고, 각 하중의 특성과 원형수직구 지 지구조재와의 거동 관계를 조사한 결과는 다음과 같다.

- 기존에 제안된 여러 가지 토압산정식은 벽체형상비 변화에 따른 수평방향 아 칭효과를 적절히 반영하고 있지 않으며, 또 지하수 영향에 대한 조건을 고려 하는 등의 다양한 변수를 고려한 토압산정식이 요구된다.
- 2) 버팀대 선행하중공법은 선행하중의 재하에 대한 현장 경험사례들과 수치해석 에 의해 도심지 지반 굴착시 선행하중의 적용으로 흙막이 벽체변위 및 지반침 하의 억제를 통하여 인접구조물의 피해를 최소화 할 수 있는 것으로 조사되었 다. 그러나 선행하중과 대상 구조물인 원형수직구와의 거동 특성에 대한 연구 는 거의 수행되고 있지 않아 원형수직구의 안전성 및 경제적 시공 등을 위해 서는 이에 대한 연구가 필요한 것으로 판단된다.



3장. 원형수직구 하중 및 거동 특성

이 장에서는 본 연구의 대상 원형수직구의 지반 정수 등을 포함한 지반특성 및 굴착형상, 가설중 원형수직구의 거동 특성을 조사하기 위한 시공중 실시한 계 측에 대해 기술한다. 또한 원형수직구에 작용하는 토압 및 선행 작용하중의 타당 성을 기존 제안식 및 평형이론, 그리고 계측치 고찰에 기초하여 검토한다.

3.1 원형수직구의 개요

원형수직구 굴착시공에서는 작업 진행에 따라 토압, 수압 및 상재하중 등이 변 하므로 이를 지지할 수 있는 적절한 흙막이 구조물 설계가 필요하다. 그러므로 원형수직구는 그림 3-1에 나타낸 것과 같이 토압 등의 작용하중을 지지하는 콘 크리트 토류벽, 엄지말뚝인 H-pile, Ring Beam 등의 주구조 및 원형수직구 시 공을 위해 필요한 가설재인 보걸이, 유압잭, 거푸집, 목재 토류판 등의 보조재로 구성되어 있다.



그림 3-1. 원형수직구 형상

원형수직구 가설은 다음과 같이 진행된다. 그림 3-1에 나타낸 것과 같이 엄지 말뚝인 H-pile을 설치 후, 콘크리트를 타설하여 토류벽을 만들고, 토압에 상당하 는 하중을 지지하기 위해 H-형강으로 제작된 Ring Beam을 설치한다. 이 이후 원형수직구의 Ring Beam에 수직구 깊이에 따른 일정 크기의 선행하중을 작용시 켜 흙막이 벽을 배면방향으로 밀어준 후 굴착을 진행한다. 이 원형수직구는 굴착 깊이에 따라 토압 등의 작용하중이 변화하므로 굴착 깊이에 따라 일정간격으로 설치되는 Ring Beam의 선행하중도 원형수직구의 굴착 깊이에 따라 변화된다. 따라서 원형수직구 가설시에는 주요부재인 H-pile, 콘크리트 벽체, Ring Beam 등의 거동은 원형수직구 굴착 깊이에 따라 변화하는 특성을 나타낸다. 따라서 시 공중 원형수직구의 시공성 및 안전성 등의 검토를 목적으로 그림 3-2에 나타낸 것과 같은 센서를 사용한 다양한 계측 및 평가가 필요하다. 보다 상세한 계측 내 용에 대해서는 3.3절에서 기술한다. 그림 3-2의 왼쪽에서 단면으로 기술된 부분 이 각종 계측(본 연구에서는 Ring beam 변형률계, 경사계, 토압계만 대상)이 실 시된 위치를 나타낸다.

본 연구에서 대상으로 한 원형수직구의 지반특성 및 굴착형상을 표 3-1에 나 타내었다. 표 3-1에 나타낸 것과 같이 지층은 매립퇴적토, 풍화토, 풍화암, 연암, 경암으로 구성되어 있다.

대상 원형수직구에 작용하는 토압을 계산하기 위한 지반정수는 표 3-2와 같 다. 여기서 토질정수는 터널해석시 적용한 대표치를 사용하고, 지반반력계수는 시험치가 다소 크게 산출되어 내부마찰각, 점착력을 이용하여 계산되는 Soletanche Practice 방법을 이용하여 결정하였다.

본 연구에서는 표 3-1의 원형수직구 지반 특성 및 굴착 형상을 고려하여 대상 수직구를 Type-1 및 Type-2로 분류하여 연구를 수행한다.

원형수직구 Type-1의 지하수위는 지하 22.7m부터이며, 원형수직구 Type-2 의 지하수위는 지하 2.2m부터이다.

원형수직구에 사용된 재료는 다음과 같다. 콘크리트 설계기준강도는 18MPa, 벽체 두께는 30cm, 철근 항복응력은 300MPa, 엄지 말뚝 및 Ring Beam에 사용 된 H강재(H-300×300×10×15)는 SS400(허용응력 140MPa)을 사용하였다.

	구분	수직구 Type-1	수직구 Type-2	
	ϕ	14.0m(원형)	17.0m(원형)	
Ţ	간면도	SBH-15~16 <u>5.1</u> 매립퇴적도 <u>5.1</u> 매립 <u>5.1</u> m <u>5.1</u> m	SBH-31~32 GWL=GL,-2.2m EL_106.0m 4.2 매립퇴적토 초 E 31.9 E류북 Conic H-PILE 31.9 SHOTCRETE 경 암 SHOTCRETE 경 암 EL_41.3m	
굴	착심도	54.7m	64.7m	
ス	하수위	GL(-) 22.7m	GL(-) 2.2m	
지	매립 퇴적토	0~5.1m	0~4.2m	
- ろ	풍화토	5.1~28.3m	4.2~14.6m	
현	풍화암	28.3~31.0m	14.6~31.9m	
황	연암	31.0~34.7m	31.9~50.8m	
	경암	34.7m 이하	50.8m 이하	

표 3-1. 원형수직구 지반특성 및 굴착형상

표 3-2. 설계적용 지반정수

구분		E(MPa)	ν	$\gamma (kN\!/m^3)$	c(MPa)	$\phi(\ ^{\circ}\)$	$k_h (kN\!/m^3)$
페리드	Type-1	20	0.35	18	0	35	28 000
비겁노	Type-2	20	0.35	18	0	35	28,000
퇴적토	Type-2	20	0.35	18	0	35	28,000
풍화토	Type-1	30	0.33	19	0.015	30	21.000
	Type-2	30	0.33	19	0.020	30	51,000
포	화 암	100	0.30	21	0.030	30	43,500
연	암	1,000	0.25	23	0.400	32	90,000
경	암	5,000	0.20	25	1.000	38	-



그림 3-2. 대상 수직구에서의 계측 센서 설치위치

3.2 원형수직구 가설 및 계측

3.2.1 원형수직구 가설

원형수직구 건설에 따른 계측 및 해석에서는 다음과 같은 원형수직구 가설에 서의 시공 단계별 특성을 반영할 수 있도록 하였다.

- 대상 원형수직구 위치 및 파일 항타 위치 결정을 위해 지형측량을 실시하고, 소정의 위치에 일정 간격으로 엄지말뚝인 H-pile을 필요 굴착심도까지 항타하여 설치하고, 지반 안정화 등을 목적으로 엄지말뚝 배면에 그라우팅을 실시하다. 본 연구에서는 가설 지역의 지반 특성 및 수직구 직경에 대한 영향을 고려하여 사전에 수행된 구조계산에 의해 엄지말뚝 간격을 1.667m로 하였다.
- 소정의 깊이까지 원형수직구 지반굴착을 실시한 후, 콘크리트 토류벽 설치 를 위한 철근 조립 및 토류벽 거푸집을 설치하고 콘크리트 타설 후, 양생을 실시한다.
- 3) 목재 거푸집 해체 후, 콘크리트 토류벽에 보 걸이용의 브라켓을 설치하고, 그 위에 H형강을 사용하여 제작된 원형 Ring Beam을 설치한다. 이후 원형 수직구의 Ring Beam에 수직구 깊이에 따른 일정 크기의 선행하중을 작용 시켜 흙막이 벽을 배면방향으로 밀어준 후 굴착을 진행한다. 이때 콘크리트 토류벽은 원형수직구의 굴착 및 Ring Beam의 설치를 고려하여 보통 Ring Beam 하단으로 약 1.5m이상 먼저 시공된다.

표 3-3에 설계하중(토압, 수압, 상재하중)으로부터 계산된 대상 원형수직 구의 선행하중 및 관리기준의 사례을 나타낸다. 이 값은 구조계산서에 기초 하여 산출된 값들이다. 현장에서는 이 값을 사용하여 Ring Beam의 선행하 중을 관리하고 있다. 여기서의 1차 관리기준은 Ring Beam에 작용되는 외 력과 평형을 이루는 하중크기이며, 2차 관리기준은 Ring Beam에 사용된 강재의 허용응력과 단면적으로부터 계산된 값이다.

또한 선행하중이 Ring Beam의 2개소에서 양 뱡향으로 유압을 작용시켜 도입되는 것을 고려하여 도입하중은 1차 관리기준값의 1/2로 하였다. 다만 1단 또는 2단에서는 외력에 의한 작용력이 작은 것 등을 고려하여 도입 선 행하중의 크기를 3단과 동일하게 설정하였다.

4) 원형수직구는 굴착 깊이에 따라 토압 등의 작용외력이 변화하므로 굴착 깊이에 따라 일정간격으로 설치되는 Ring Beam의 선행하중도 원형수직구의

굴착 깊이에 따라 변화된다. 따라서 원형수직구 가설시에는 주요부재인 H-pile, 콘크리트 벽체, Ring Beam 등의 거동은 원형수직구 굴착 깊이에 따라 변화하는 특성을 나타낸다.

5) 굴착심도에 따라 앞에서 기술한 2) ~ 4)에서 기술한 작업을 반복하여 암반 층까지 원형수직구를 가설한다.

본 연구에서는 이러한 시공 조건하에서 현장 계측을 실시하였으며, 또한 구조 해석에서는 이들 현장조건을 반영한 구조해석을 실시하였다.

한편, 원형수직구 가설에서는 Ring Beam을 이상적인 원으로 가정하고 여기에 선행하중을 작용시키나 실제 Ring Beam 형상은 제작과정 및 설치오차 등의 영향 에 의해 이상적인 원이 되지 않는다. 따라서 실제 원형수직구에서는 이러한 형 상변화 때문에 토압 등의 작용하중 및 선행하중의 작용력 방향 등에 약간의 차 이가 발생할 수 있다. 또한 시공 시에 그림 3-3에 나타낸 것과 같이 Ring Beam 과 H-Pile의 사이에 설치되는 간격재의 영향, 즉 간격재는 H-pile에는 완전히 용접으로 구속되나, Ring Beam과는 Tag 용접으로 가붙임되어 가정상의 구속조건 과 실제거동이 다르기 때문에 선행하중의 크기와 측정값에 차이가 발생될 수 있 다. 이상에서 기술한 원인에 의해 원형수직구에서의 계측치는 이상적인 구조해 석 결과와는 차이가 발생할 수 있다.

서 키 이 키	서 케 귀 곳 (1-N1)	관리기준(kN)		
절지위지	신행야궁(KIN)	1차	2차	
2단	147.00	85.26	2465.48	
3단	147.00	224.03	2465.48	
5단	185.51	371.03	2465.48	
7단	258.92	517.73	2465.48	
10단	348.68	348.68	2465.48	

표 3-3. 원형수직구에 대한 선행하중 및 관리기준 사례 (a) 원형수직구 Type -1

(b) 원형수직구Type-2

서키이키	서채퀸즈(1rM)	관리기준(kN)			
(관지위지	신생아궁(KIV)	1차	2차		
1단	147.00	98.98	2465.48		
3단	147.00	274.99	2465.48		
5단	345.74	671.89	2465.48		
8단	686.00	1437.56	2465.48		
11단	893.47	1786.83	2465.48		
15단	893.47	1786.83	2465.48		

3.2.2 원형수직구 가설시 계측

일반적으로 원형수직구 가설시에는 굴착단계에 따른 대상 구조물의 구조거동 파악 및 이상 유무의 조사를 위하여 원형수직구의 거동 특성을 상세히 파악할 수 있도록 다양한 현장계측이 실시된다. 본 연구에서도 3.1장에 기술한 것과 같 이 대상 구조물의 거동 특성을 평가하기 위해 다양한 계측센서를 설치하였으나, 이 절에서는 굴착단계에서 원형수직구 거동 파악 및 구조해석 결과와 비교가 가 능한 계측센서의 개요 및 계측 결과에 대해 기술한다.

이 장에서 사용되는 주요 계측은 굴착심도 변화에 따른 Ring Beam의 거동 특 성을 파악할 수 있는 Ring Beam의 진동현식 변형률 게이지, 원형수직구 굴착에 따른 원형수직구 주변 지반의 수평거동을 측정하는 경사계, 굴착심도 변화에 따 른 지반의 토압 변화를 측정하는 토압계 및 토압내의 수압을 측정하는 간극수압 계, 지하수위 변화를 측정하는 지하수위계이다.

(1) Ring Beam의 진동현식 변형률계

표 3-4에 Ring Beam의 축력산정을 위하여 사용한 진동현식 변형률계 (Vibrating Wire Type Strain Gauge) VSM-4000을 나타내었다. 이 변형률계는 터 널 라이닝, 아치, 스트러트, 파일, Sheet Pile등과 같은 강구조물에서의 장기간 변형률 측정에 적합한 것으로 보고되어 있다. 변형률은 진동현의 원리를 이용한 것으로 강재 표면에 용접되는 Mounting Block의 한 쪽을 이동시키게 되면 현의 장력이 변화하게 되어 장력이 Wire를 당기게 되는데, 이때의 진동 주파수를 측 정하여 현에서의 진동 주파수 변화로부터 변형률을 계산할 수 있다.

형 식	Vibrating wire type	
측정범위	3600 u strain	
정 확 도	±0.1% FRS	
분 해 능	0.5 u strain	
동작온도	-30℃~70℃	
온도센서	Thermistor	

표 3-4. 진동현식 변형률계 사양



그림 3-3. 진동현식 변형률 게이지 설치 사례

그림 3-3에 원형수직구에 설치된 Ring Beam 작용력 측정을 위한 진동현식 변형률게이지의 설치 일례를 나타내었다. Ring Beam의 거동 분석을 위한 진동 식 게이지를 그림 3-3에 나타낸 것과 같이 일정간격으로 Ring Beam의 플랜지 에 2개씩 설치하였다. 진동현식 게이지는 작업의 편의성을 고려하여 Ring Beam 가설 후, 선행하중 도입 후에 Ring Beam에 설치하였다.

본 연구에서는 수직구 벽체방향으로 설치된 진동현식 변형률게이지를 I, 수직 구 굴착방향으로 설치된 진동현식 변형률게이지를 O로 나타낸다. 원형수직구 굴 착 중의 진동현식 게이지의 측정은 각 Ring Beam에 도입되는 소정의 선행하중 에 의한 압축력이 작용하는 상태에서 굴착 깊이 변화에 따른 토압, 수압, 상재하 중 등의 작용하중 하에서 측정된다.

본 연구의 계측 분석에서는 진동현식 게이지의 측정값이 인장인 (+)값이면 벽 체가 Ring Beam을 밀고 있는 현상이 되므로 이것을 주동으로, 진동현식 게이지 의 측정값이 압축인 (-)값이면 Ring Beam이 벽체를 밀고 있는 현상이 되므로 이것을 수동으로 정의한다.

(2) 토압계

ARITIME 40

토압계는 셀의 한 쪽 끝에는 고압력용 배관이 압력 센서에 연결되어 있으며, 2 개의 원판 중 얇은 면이 감응부로서 흙과 직접 닿아 있어야 한다. 이 감응면이 토압을 받으면, 내부 액체가 압력 센서 쪽으로 밀려 측량 압력이 발생한다.

본 연구에서 사용하는 모델은 토압계 중 표준형 토압계로써 표 3-5에 나타낸 것과 같은 모델 1910계를 사용하였다. 이러한 토압계는 설치전 표 3-5의 사진 에 나타낸 것과 같이 가압판에 부착하고, 그림 3-4와 같이 토압계와 가압판 사 이, 가압판과 부재 사이에는 가능한 에폭시를 전면에 도포하여 간극이나 틈새가 발생되지 않도록 설치하여야 힘의 이동이 없어 정밀한 계측이 가능하다.

형 식	Vibrating wire type	
정 확 도	±0.5% FRS	
분 해 능	0.025% FRS	
동작온도	-29℃ ~ 70℃	
온도센서	Thermistor	

표 3-5. 토압계 사양



그림 3-4 표준형 토압계 설치도 사례

그림 3-5에 토압계 설치 진행 상황을 나타내었다. 토압계 설치는 (a)와 같이 토압계 설치를 위해 측정하고자 하는 심도까지 원형수직구를 굴착한 후 토류벽 안쪽을 적당한 크기로 판 후 (b)와 같이 토압계를 목재 토류판에 센서부분, 즉 감응부 쪽을 벽체 방향으로 설치하고, (c)와 같이 다짐효과를 위하여 모래주머니 를 넣고 (d)와 같이 흙으로 마무리 작업 순으로 이루어진다. 토압계의 설치는 각 원형수직구 모두 동일한 방법으로 설치되었다.



(a)

(b)



(c)

(d)

그림 3-5 토압계 설치 순서

(3) 지중경사계

굴착시 공동현상 및 지하수위 하강 등의 기타 영향으로 인한 토립자의 수평변 위량의 위치와 방향, 크기 및 속도를 계측하여 설계상의 예상변위량과 비교 검토 하여 지반이완 영역 및 가시설구조물의 안전도를 판단하기 위해 지중경사계를 설치한다.

표 3-6에 지중경사계 사양, 그림 3-6에 지중경사계의 설치 사례을 나타내었 고, 지중경사계를 설치하기 위하여 100mm 지름의 굴착공을 설치계획 심도까지 천공한 후 조립된 케이싱을 내리고 주방향 홈이 예상되는 변위 방향과 일치되도 록 조정하였다. 케이싱의 하단부터 시멘트 그라우팅을 실시하고 그라우팅이 완료 된 후 케이싱 상단에 보호 캡을 씌우고 커버로 보호장치를 하여 중장비 이동에 의한 손상을 방지하였다.

센서 방식	양축 서보 경사계 센서
사용범위	수직으로부터 ±53°
분해능	500mm당 0.02mm
반복도	±0.01%FS
시스템 정확도	±0.25mm/회

표 3-6. 지중경사계 사양





그림 3-6. 지중경사계의 설치 사례

(4) 간극수압계

) 간국구업계 원형수직구 굴착에 따른 지반 내의 흙 내부의 공극을 채운 물(공극수)에 작용 하는 압력변화를 측정하기 위해 간극수압계를 설치하였다.

표 3-7에 간극수압계 사양, 그림 3-7에 간극수압계 설치 사례를 나타내었다.

형 식 Vibrating wire type 측정범위 50psi 정확도 $\pm 0.1\%$ FRS A CONTRACTOR OF 분 해 능 0.025% FRS 동작온도 $-29^{\circ}C \sim 65^{\circ}C$ 온도센서 NTC Thermistor

표 3-7. 간극수압계 사양



그림 3-7. 간극수압계 설치 사례

(5) 지하수위계

굴착시 지하수위 변동을 계측하여 구조물에 미치는 영향을 평가하기 위하여 표 3-8에 나타낸 지하수위계를 설치하였다. 지하구조물의 축조를 위한 굴착을 실시하는 경우 기존의 지하수면은 일반적으로 굴착공정에 따라 점진적으로 강하 되며, 지하구조체가 축조되어 되메움을 완료하고 양수작업을 종료하게 되면, 다 시 주변의 지하수위면까지 복원되는 것이 일반적이다. 지하수위면의 변화는 굴착 면이 낮아지므로 인해 인접지반내의 당초 지하수위면과 수위차이가 발생되고 이 수위차이에 의해 지반내 유로를 통해 현장으로 물의 흐름이 발생한다.

지하수위계 설치에서는 굴착공 지름을 100mm 이상으로 하여 토류벽 배면에 설치계획 심도까지 천공한 후 지하수위계를 설치하고, 그림 3-8과 같이 모래로 스탠드파이프와 굴착공 사이의 공간에 투수층을 형성하였다. 지하수위계 설치후 상단에 보호캡을 씌우고 커버로 보호 장치를 하여 중장비 이동에 의한 손상을 방지하였다.

표 3-8 지하수위계 사양

정확도	0.05% FS	Haran Dastran
분해능	0.024 FS	
동작온도	-20℃ ~ 85℃	all pages



그림 3-8. 지하수위계 설치 사례

3.3 원형수직구의 시공단계별 계측값

3.3.1 시공단계별 지중경사계 계측

흙막이 공사시 흙막이 벽체는 수직, 수평방향으로 거동이 일어난다. 이때 지반 거동은 지지구조, 지반조건, 공사방법에 따라 크게 좌우된다. Clough 등(1990)의 연구결과에 의하면 지반거동 중 수평최대변위를 굴착깊이로 나누어 정규화한 벽 체 안정도는 견고한 점토, 잔류토, 사질토 지반에서 0.2~0.5%정도라고 하였다.

국내의 실제 시공시 흙막이 배면지반을 관찰하여 벽체 안정도를 산출한 결과 도 0.2~0.4%로 이와 유사하며, 지중연속벽인 경우는 0.15~0.25%정도로 나타나 는 것으로 보고되고 있다. 다만 흙막이 공사의 특성상 굴착속도, 지보 간격 등에 의해 이상징후가 발생할 수 있으므로 이때는 합리적인 대책이 필요하다. 지중 수 평변위는 일반적으로 다음과 같은 몇 가지 요인에 의해 발생한다.

- ① 굴착으로 인한 응력의 해방
- ② 지하수위 저하로 인한 토립자의 유효응력의 변화
- ③ 벽체의 변형
- ④ 어스앵커 또는 버팀보의 항복으로 지지보 역할이 불확실한 경우
- ⑤ 토류판 배면의 뒷채움이 완전치 못한 경우
- ⑥ 근입길이가 충분하지 못하거나 근입길이 주위의 토질이 연약한 경우
- ⑦ 설계시 고려하지 못한 배면지반 위의 과도한 하중 재하

본 연구에서 지중경사계 변위량의 허용기준치는 기존 자료 등을 참고하고, 대 상 수직구가 연성토류벽체인 것을 고려하여 굴착심도의 1/300로 설정하였다. 수 평변위는 3장의 그림 3-2에 나타낸 것과 같이 원형수직구 배면 약 1m 위치의 2개소의 대칭 위치에서 계측하였다. 그림에서 (+)변위는 수직구 내측으로의 변 위, (-)변위는 수직구 외측으로의 변위를 나타낸다.

(1) 원형수직구 Type-1 수평변위

원형수직구 Type-1에서의 시공단계별 수평변위를 그림 3-9에 나타내었다. 그 림에서와 같이 얕은 굴착의 경우 계측 위치에 따라 약간의 차이는 있으나, 수평 변위는 굴착이 일어난 상부 수직구에서만 수직구 내측 방향으로 변위가 발생하 며, 굴착을 하지 않은 위치는 거의 수평변위가 없는 것으로 나타났다. 또한 수평 변위는 굴착심도 증가에 따라 증가하며 대칭에 가까운 경향을 나타내고, 모든 측 정치는 각 굴착깊이(H)에서의 허용기준 범위 내(H/300)에 있는 것을 알 수 있 다. 그리고 3.1절의 표 3-1에 나타낸 것과 같이 풍화암이 위치하는 31.0m부터 는 수평변위가 거의 발생하지 않는 것을 알 수 있다.



한편 동일 원형수직구에서도 7단면 위치에서의 수평변위가 6단면 위치보다 크 게 나타났는데 이에 대한 정확한 분석은 지반조건 및 현장작업과의 연계성 등의 다방면에서의 평가가 필요할 것으로 판단된다.

(2) 원형수직구 Type-2 수평변위

원형수직구 Type-2에서의 시공단계별 수평변위를 그림 3-10에 나타내었다. 굴착심도 변화에 따른 Type-2의 수평변위도 Type-1의 원형수직구와 거의 유 사한 거동을 나타내는 것을 알 수 있다. 즉 얕은 굴착의 경우 상부수직구에서만 수평변위가 발생하며, 수평변위는 굴착심도 증가에 따라 증가하며 대칭에 가까운 경향을 나타내고, 모든 측정치는 각 단계별 굴착깊이에서의 허용기준 범위 내에 있는 것을 알 수 있다. 전체적으로는 연암인 32m부터는 변위가 거의 발생하지 않는 것으로 나타났다.



그림 3-10. 원형수직구 Type-2의 시공단계별 수평변위

(3) 원형수직구 Type-1 및 Type-2 의 수평변위 비교

Ring Beam에 도입된 선행하중 크기가 토압, 수압, 상재하중 등의 작용외력과 동일하다면, 원형수직구 직경이 큰 Type-2와 작은 Type-1의 비교로부터 동일 심도에서는 직경이 큰 Type-2가 수평변위가 크게 발생하는 것을 알 수 있다. 즉, 벽체형상비가 작을수록 또는 원형수직구 직경이 클수록 굴착이 증가함에 따 라 수평변위도 증가하는 경향이 더 크게 나타나는 것을 알 수 있다. 이는 벽체형 상비가 작을수록 평면변형조건에 가까워지므로 인하여 수평면에서의 접선효과로 인한 토압감소효과가 작아지는 것에 기인하는 것으로 판단된다. 이것은 2.1.5절 의 벽체형상비에 의한 기존 식에 의한 토압산정 결과와 유사한 경향을 나타낸다. 다만 원형수직구 직경과 수평변위 증가량과의 상호관계가 어떤 관계를 갖는가에 대해서는 향후 지속적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

3.3.2 시공단계별 Ring Beam 계측

흙막이 구조물의 부재에 발생하는 변형을 측정하기 위해 대상 수직구의 Ring Beam에 일정간격으로 진동현식 변형률계를 설치하여 굴착심도 변화에 따른 Ring Beam의 거동을 조사하였다.

대상 원형수직구 Ring Beam에서의 응력은 진동현식 게이지의 주기변화를 측 정하고 변형률 *ϵ*을 계산하고, 탄성계수 *E*를 곱하여 응력을 계산하였다. 여기서 거동평가를 위해 사용한 변형률은 그림 3-3에 나타낸 굴착방향 게이지(O로 표 기)와 벽체방향 게이지(I로 표기)의 평균값, 즉 (O + I)/2에 의해 산출되었다.

표 3-9에 그림 3-3에 나타낸 Ring Beam의 벽체방향 및 굴착방향의 플랜지에 설치된 진동현식 게이지에 의해 선행하중 도입 후에 측정된 변형률을 사용하여 계산한 Ring Beam의 단면력 성분을 나타내었다. 측정값은 아치작용에 의해 축 력이 지배적이지만, I값과 O값이 이론상 동일 축력을 나타내야 한다는 가정과는 달리 선행하중 도입단계부터 일부 Ring Beam에서는 인장을 나타내어 실제 거동 에서는 위치에 따라서는 휨성분도 작용하고 있는 것을 알 수 있다. 또한 동일 위 치에서의 벽체 측인 I방향과 굴착 측인 O방향에서의 측정값도 서로 다르며, 그리 고 동일 원형수직구의 동일 굴착 깊이에서도 도입하중에 대한 측정값이 각 단면 에서 다른 것을 알 수 있다.

이로부터 원형수직구 Ring Beam 거동은 축력만이 지배적으로 작용한다는 가 정과는 달리 선행하중 도입 초기단계부터 압축과 인장이 동시에 작용하는, 즉 축 력과 모멘트가 동시에 작용하고 있는 것을 알 수 있다.

			계측집	よ(kN)	축력	모메트(kN)	도입	비율(%)
구	분	단	[(ਸੀ -ਸੀ ਸੀ-ਨੀ-)	0 (그카바차)	(kN)	(I-O)/2	선행하중 (kN)	(축력/ 서해차주)
			(벽제방양)	(굴작방양)	(1+0)/2			1000
		5	41.16	94.18	67.72	-26.56	185.51	
Type 1	6단면	7	31.56	29.50	30.58	1.08	258.92	124.17
		10	168.17	0.00	84.08	84.08	348.68	236.28
	7단면	5	137.69	73.30	105.55	32.24	185.51	557.52
		7	10.98	0.00	5.49	5.49	258.92	
		10	-38.22	-24.50	-31.36	-6.86	348.68	
Type 2	8단면	8	505.39	-8.13	248.63	256.76	686.00	355.15
	10단면	8	82.03	53.02	67.52	14.50	686.00	

표 3-9. 도입 선행하중(유압계 측정)과 측정하중(변형률계 측정)의 비교

※ 비율은 각 단별 최대값만 계산.

(1) 원형수직구 Type-1의 Ring Beam 응력

원형수직구 Type-1에서의 굴착심도에 따른 Ring Beam의 응력 변화의 일례 를 그림 3-11에 나타내었다.

10m이하에 위치한 원형수직구 3단 Ring Beam에서의 응력은 원형의 형상에도 불구하고 각 측정위치에 따라 응력이 상당히 차이가 나타나며, 단면 6에서는 Ring Beam이 벽체를 미는 주동현상, 단면 7에서는 Ring Beam이 벽체를 미는 수동현상이 나타나며 굴착심도의 증가에 따라 일정한 값으로 서로 수렴하고 있 다. 여기서의 수동현상은 그림 3-9에 나타난 (+)수평변위의 결과와는 일치하지 않는 경향이다. 이것은 작용외력에 비해여 도입 선행하중이 상대적으로 크다는 것과 지표면에서의 불균등한 상재하중의 작용, Ring Beam의 기하형상, 대기온도 변화 등이 원인으로 생각되나 보다 상세한 것은 추가적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

10m를 초과하는 위치에 있는 7단 및 14단에서의 Ring Beam 응력은 벽체방 향 및 굴착방향의 응력이 동일 거동을 나타내었다. 또한 벽체가 Ring Beam을 밀고 있는 주동현상을 나타내며, Ring Beam 응력은 굴착깊이 증가에 따라 지속 적으로 증가하다가 굴착이 암반부로 진행됨에 따라 약 20MPa전후의 일정한 값 으로 수렴하는 것을 알 수 있다. 이러한 경향은 앞 절에서 기술한 굴착심도 변화 에 따른 원형수직구 수평변위의 발생 경향과 일치하는 결과를 나타내고 있다.

- 57 -


그림 3-11. 원형수직구 Type-1의 시공단계별 응력변화

(2) 원형수직구 Type-2의 Ring Beam 응력

원형수직구 Type2 각 단의 굴착심도에 따른 응력을 그림 3-12에 나타내었다. 굴착깊이 증가에 따른 원형수직구 Type-2의 Ring Beam 응력도 Type-1이 유 사한 경향을 나타내는 것을 알 수 있다. 다만, 주동현상을 나타내는 응력은 얕은 굴착에서는 약 20MPa, 깊은 굴착에서는 약 20MPa ~ 25MPa에서 일정값으로 수렴하는 경향을 나타내고 있다. 이러한 것은 작용외력의 차이 및 원형수직구의 기하형상 등에 기인하는 것으로 판단된다.



그림 3-12. 원형수직구 Type-2의 시공단계별 응력변화

(3) 원형수직구 Type-1 및 Type-2의 Ring Beam 응력 비교

Ring Beam에 도입된 선행하중 크기가 토압, 수압, 상재하중 등의 작용외력이 동일하다면, 원형수직구 직경이 큰 Type-2와 작은 Type-1을 비교하면 동일 심 도에서 직경이 큰 Type-2에서의 Ring Beam 응력이 약간 크게 발생하는 것을 알 수 있다. 즉, 벽체형상비가 작을수록 또는 원형수직구 직경이 클수록 굴착이 증가함에 따라 응력이 증가하는 경향이 더 크게 나타나는 것을 알 수 있다.

3.3.3 시공단계별 토압 계측

(1) 원형수직구 Type-1의 깊이에 따른 토압 분석

그림 3-13에 수직구 굴착에 따른 토압계 계측값을 나타내었다. 여기서의 토압 계 계측값은 원형수직구 벽체에 작용되는 토압, 수압, 상재하중 등의 모든 작용 하중이 포함된 값이다. 그림 3-13 (a)의 설치심도 10m에서의 토압계측치는 토 압 설계하중 압력을 초과하고 있는 것으로 나타났다. 이러한 원인은 토압계 설치 에 따른 지반 교란 등의 영향 및 상부재하 하중의 변화 등의 굴착공사와의 연관 성을 고려하여 판단하는 것이 필요하다. 그러나 심도가 증가된 그림 3-13 (b)의 설치심도 20m에서의 토압계측치는 토압설계하중 압력보다 상당히 작아, 원형수 직구는 충분히 안전한 상태에 있는 것으로 판단할 수 있다.



(2) 원형수직구 Type-2의 깊이에 따른 토압 분석

그림 3-14는 공사 진행 상황에 따른 토압계의 실제 계측값을 나타내었다. 여 기서의 토압 계측값은 원형수직구 벽체에 작용되는 토압, 수압, 상재하중 등의 모든 작용하중이 포함된 값이다. 그림 3-14의 설치심도 10m에서의 토압계측값 은 일정하게 증가하면서 토압 설계하중 압력에 수렴해 가는 것으로 나타났다. 그 림 3-14 (b), (c)의 굴착심도 20m 및 30m에서의 토압계측값은 토압설계하중 압 력보다 상당히 작아, 원형수직구는 충분히 안전한 상태에 있는 것으로 판단할 수 있다.

또한 토압 데이터가 적어 정확하게 분석하기는 어려우나, 10m, 20m, 30m에서 의 측정토압은 10m일 경우를 제외하고는 심도가 증가하면 토압도 증가하면서 일 정값으로 수렴하는 경향을 나타내고, 또한 그림 3-22에 나타낸 토압식 및 수치 해석 결과보다는 약간 작은 결과를 나타내고 있다. 이로부터 본 연구에서 가정 한 Prater토압은 타당성이 있을 것으로 판단된다.





그림 3-14. 굴착심도에 따른 계측치 토압의 변화

3.3.4 시공단계별 지하수위계 계측

(1) 원형수직구 Type-1의 깊이에 따른 지하수위 분석

그림 3-15에 굴착심도에 따른 지하수위의 변화를 나타내었다. 그림에서 W-6 및 W-7 은 그림 3-2의 계측단면을 나타낸다. 원형수직구 단면에서의 계측 위치에 관계없이 지하 수위의 변화는 굴착심도가 낮은 경우 변화가 적게 나타났으나, 표 3-1에 나타낸 것과 같 이 설계지하수위 (-)22.7m이상의 굴착부터 그 변화가 약간 크게 나타내었다. 그러나 연암 굴착이 시작되는 31m이상이 되면 그 값이 점차 수렴하여 지하수위에 변화가 없는 것으로 나타났다. 이상으로부터 설계시 가정한 지하수위는 비교적 정확한 것으로 판단된다.



그림 3-15. Type-1에서의 굴착심도에 따른 지하수위의 변화

(2) 원형수직구 Type-2의 깊이에 따른 지하수위 분석

그림 3-16에 굴착심도에 따른 지하수위의 변화를 나타내었다. 그림에서 W-8, W-9 및 W-10은 그림 3-2의 계측단면을 나타낸다. 대상수직구의 지하수위는 표 3-1에 나타낸 것과 같이 (-)2.2m부터 있는 것으로 되어 있다. 원형수직구 계측 단면에 따라 약간 경향 은 다르나 전체적으로 설계도에서 제시된 위치부근인 6m정도 까지는 지하수위가 상승하 다가, 굴착 깊이가 진행됨에 따라 지하수위가 감소하는 경향을 지속적으로 나타내었다. 전 체적인 지하수위는 연암이 분포하는 32m부터는 점차 안정되면서 40m이상에서는 수속하 는 경향을 나타내었다.



3.3.5 시공단계별 간극수압계 계측

(1) 원형수직구 Type-1의 깊이에 따른 간극수압 분석

그림 3-17에 Type-1에서의 굴착심도에 따른 간극수압의 변화를 나타내었다. 앞에서 기 술한 것과 같이 설계 지하수위가 22.7m에 위치하고 있으며, 그림 3-17에 나타낸 것과 같 이 지하수위가 수렴함에 따라 간극수압도 수렴하면서 0에 가까운 값을 나타내고 있다. 전 체적으로 지하수위 변화와 잘 일치하는 경향을 나타내고 있다.



그림 3-17. Type-1에서의 굴착심도에 따른 간극수압의 변화

(2) 원형수직구 Type-2의 깊이에 따른 간극수압 분석

그림 3-17에 Type-2에서의 굴착심도에 따른 간극수압의 변화를 나타내었다. 앞에서 기 술한 것과 같이 설계 지하수위가 (-)2.2m에 위치하고 있으며, 그림 3-18에 나타낸 것과 같이 지하수위가 수렴함에 따라 간극수압도 수렴하면서 0에 가까운 값을 나타내며, 또한 연암이 위치하고 있는 31m 근처부터는 수압이 거의 0에 수렴하는 경향을 나타내고 있다. 전체적으로 지하수위 변화와 잘 일치하는 경향을 나타내고 있다. 다만 10m에 위치한 간극 수압계는 굴착심도가 깊어짐에 따라 수압이 감소하는 경향을 나타내어야 하나, 굴착심도 25m까지 증가하다 감소하며 값은 수렴하고 있으나 0으로는 수렴하지 않는 특성을 나타내 고 있다. 이것은 비교적 얕은 곳에 위치하여 공사 현장 외부에서의 수량 유입 등의 영향 으로 생각되나 향후 보다 상세한 검토가 필요하리하고 판단된다.



그림 3-18. Type-2에서의 굴착심도에 따른 간극수압의 변화

이상의 토압, 지하수위, 간극수압 및 Ring Beam 응력의 현장계측치 분석 결과, 3.4절에서 기술하는 설계작용하중은 충분히 타당한 것을 알 수 있었다.

3.4 작용하중의 타당성 검토

3.4.1 토압 제안식 비교

표 3-10에 대상 원형수직구에서 Rankine 토압에 대한 각 토압식을 적용하여 구한 평균토압의 비율을 나타내었다. 대상 수직구에 대한 토압계산은 2장에서 기 술한 토압이론에 표 3-2에 나타낸 지반정수를 대입하여 계산하였다. 표에 나타 낸 것과 같이 본 연구의 대상 수직구에서 Handy공식으로 구한 토압은 평면변형 조건의 Rankine의 주동토압보다 크게 산정되었다. 그러나 Handy의 공식을 제외 한 다른 공식들로 계산된 토압들은 모두 Rankine의 주동토압보다 작게 나타났 다. Prater공식으로 계산된 토압은 지표근처에서는 Wong 공식으로 구한 토압보 다는 작으나 약 15~20m 이하의 깊은 곳에서는 가장 크게 나타났다. 전체 굴착 깊이에 대한 각 토압식의 평균토압 크기를 Rankine 토압크기와 비교하였을 때 Prater 식으로 산출한 토압은 Rankine 토압의 평균 72%로 나타났다.

	원형수직구에 대한 식으로 구한 평균토압 / Rankine 토압					
구분	Terzaghi	수정 Terzaghi	Wong	수정 Wong	Handy	Prater
		TELZagili		Wong		
Type-1	0.40	0.39	0.67	0.62	1.23	0.68
Type-2	0.44	0.44	0.63	0.60	1.16	0.73
전체평균	0.43	0.38	0.60	0.56	1.11	0.72

표 3-10. Rankine 토압에 대한 각 토압식에서 산출된 평균토압의 비율

또한 그림 3-19에 대상 수직구에 대한 각 토압이론식에 의해 산출된 작용 토 압을 깊이별로 나타내었다.



3.4.2 적용 토압의 타당성 검토를 위한 수치해석

앞 절에서 산출된 대상 원형수직구에 작용하는 토압의 타당성을 검토하기 위 하여 수치해석을 실시하였다. 탄소성보법을 이용한 흙막이 굴착해석 프로그램은 2차원 평면변형률 조건에 대해서만 적용이 가능하고 원형수직구 벽체 설계에서 와 같이 벽체에 작용하는 압력을 원형 Ring Beam의 축력으로서 지지하는 구조 물을 모사하는 것은 불가능하다. 그러므로 2차원 축대칭 조건으로 벽체를 모델링 하여 3차원 원형 형상에 의한 흙의 아칭효과를 고려하여 토압을 산정하는 FLAC 2D 프로그램을 사용하여 수치해석을 실시하였다. 여기서 흙은 Mohr-Coulomb 모델로, 벽체는 탄성모델로 모델링하였다.

해석에서는 실제 굴착조건을 모사하기 위하여 2m씩 단계굴착을 한 후 각 굴 착면의 25cm 두께의 지반요소를 벽체의 탄성계수값을 가지는 탄성모델로 치환 하였다. 또한 토류벽 벽체의 탄성계수값은 벽체작용압이 Ring Beam의 축강성만 으로 지지된다고 가정하였으며, 벽체의 등가탄성계수값인 4.93×10⁶kN/m²을 적 용하여 수치해석을 실시하였다.

그림 3-20에 수치해석을 위한 유한요소모델, 그림 3-21에 수치해석을 위한 지층구성을 나타내었다.







그림 3-21. 수치해석을 위한 지층구성

그림 3-22에 각 수직구의 적용토압에 대한 수치해석과의 비교를 나타내었다. 해석결과 Rankine 식으로 구한 토압의 최대값은 수치해석결과의 최대값보다 평 균 2.0배 크며, Prater 식으로 구한 토압 최대값은 수치해석 결과보다 평균 1.2 배 크게 나타났다. Rankine 식은 흙의 아칭효과를 고려하지 못하므로 토압이 지 나치게 크게 산정되나, Prater 식은 흙의 아칭효과를 고려되어 수치해석 결과와 유사한 토압이 나타나므로 원형수직구에 대한 토압 산정시 Prater 식을 적용하 는 것이 타당할 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 Prater 식을 사용하여 계산한 토압을 적용하여 연구를 수행하였다.



그림 3-22. 토압해석 결과 비교

3.5 원형수직구에 작용하는 외력 검토

이 절에서는 앞 절에서 타당성이 검증된 토압을 사용하여 4장 및 5장에서 사 용되는 적용 외력에 대한 타당성을 검토하기 위하여 대상 원형수직구의 가설시 측정된 측정치와 해석치의 비교를 실시한다.

3.5.1 원형수직구 Type-1의 작용외력

표 3-11에 작용하중에 따른 계측기 설치심도에서의 Ring Beam에 작용되는 설계 토압을 나타내었다. 표 3-11에서 토압 관리기준은 대상 원형수직구의 계측 관리보고서에 나타난 값을 사용하였다. 설계 토압 산정에서 토압은 앞에서 기술 한 것과 같이 Prater 식에 의해 토압계 설치위치(10m, 20m)에서 계산하였고, 수 압, 상재하중은 구조계산서에 기초하였다. 표 3-1에 나타낸 것과 같이 수직구 Type-1은 지하수위가 매우 낮아 수압은 작용하고 있지 않다. 그림 3-23에 원형 수직구 Type-1의 작용설계하중분포도를 나타내었다.

이와 같은 작용외력과 엄지말뚝 사이의 간격(1.667m)을 사용하여 계산된 설계 토압은 원형수직구 Ring Beam에 도입된 선행하중에 의해 벽체에 작용하는 압력 과 동일한 값을 의미한다. 표 3-11을 보면 계측관리보고서에 제시된 토압 관리 기준과 설계 토압에 의한 값은 유사함을 알 수 있다. 이로부터 설계 토압은 충분 히 타당성을 갖는 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 원형수직구 Type-1 에 대해서는 이들 설계 토압을 사용하여 원형수직구 굴착 심도에 따른 Ring Beam의 안정성을 검토하였다.

번호	설치일	계측일	토압계 설치위치	토압 관리기준 (kPa)	설계 작용압력 (kPa)
E-4	10 / 8	10 / 9	10m	46.06	(72.52+4.9)/1.667=46.44
E-5	11 / 3	11 / 3	20m	88.20	(125.44+4.9)/1.667=78.19

표 3-11. 원형수직구 Type-1 Ring Beam에 작용하는 설계 토압



그림 3-23. 원형수직구 Type-1의 작용설계하중분포도

3.5.2 원형수직구 Type2의 작용외력

표 3-12에 원형수직구 Type-1과 마찬가지로 계측기 설치심도에서의 원형수 직구 Type-2의 Ring Beam에 작용하는 설계 토압을 나타내었다. 표 3-12에서 의 토압 관리기준은 대상 원형수직구의 계측관리보고서에 나타난 값을 사용하였 다. 설계 토압 산정에서 토압은 앞에서 기술한 것과 같이 Prater 식에 의해 토압 계 설치위치(10m, 20m, 30m)에서 계산하였고, 수압, 상재하중은 구조계산서에 기초하였다. 그림 3-24에 원형수직구 Type-2의 작용설계하중분포도를 나타내었 다.

이상의 작용외력과 엄지말뚝 사이의 간격(1.667m)을 사용하여 계산된 설계 토

압은 원형수직구 Ring Beam에 도입된 선행하중에 의해 벽체에 작용되는 압력과 동일한 값을 의미한다. 표 3-12를 보면 계측관리보고서에 제시된 토압 관리기준 과 설계 토압에 의한 값은 유사함을 알 수 있다. 한편 20m에서는 다른 값보다 많은 차이를 보이고 있다. 이는 토압 관리기준은 구조계산서에서 평균적으로 계 산한 값이므로 설계 토압과는 다소 차이가 있기 때문이다. 이로부터 설계 토압은 충분히 타당성을 갖는 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 원형수직구 Type-1에 대해서는 이들 설계 토압을 사용하여 원형수직구 굴착 심도에 따른 Ring Beam의 안정성을 검토하고자 한다.

번호	설치일	계측일	토압계 설치위치	토압 관리기준 (kPa)	설계 작용압력 (kPa)
E-7	9/29	9/30	10m	96.04	(75.46+73.5+4.9)/1.667=92.3
E-8	10/25	10/25	20m	96.04	(123.48+89.18+4.9)/1.667=130.54
E-9	11/11	11/11	30m	93.10	(147.98+13.72+4.9)/1.667=99.96

표 3-12. 원형수직구 Type-2 Ring Beam에 작용하는 토압 설계하중



그림 3-24. 원형수직구 Type-2의 작용설계하중분포도

3.6 소결

이 장에서는 본 연구의 대상 원형수직구의 지반 정수 등을 포함한 지반특성 및 굴착형상, 가설중 원형수직구의 거동 특성을 조사하기 위한 시공중 실시한 계측 에 대해 기술한다. 또한 원형수직구에 작용하는 토압 및 선행 작용하중의 타당성 을 기존 제안식 및 평형이론, 그리고 계측치 고찰에 기초하여 검토한 결과는 다 음과 같다.

- Ring Beam에 도입된 선행하증 크기가 토압, 수압, 상재하중 등의 작용외력과 동일하다면, 원형수직구 직경이 큰 Type-2와 작은 Type-1을 비교하면 동일 심도에서는 직경이 큰 Type-2가 수평변위 및 Ring Beam 응력이 크게 발생 하는 것을 알 수 있다. 즉, 벽체형상비가 작을수록 또는 원형수직구 직경이 클수록 굴착이 증가함에 따라 수평변위 및 Ring Beam 응력도 증가하는 경향 이 더 크게 나타나는 것을 알 수 있다. 이는 벽체형상비가 작을수록 평면변형 조건에 가까워지므로 인하여 수평면에서의 접선효과로 인한 토압감소효과가 작아지는 것에 기인하는 것으로 생각된다.
- 2) Prater 식은 흙의 아칭효과를 고려하여 수치해석 결과와 유사한 토압이 나타 나므로 원형수직구에 대한 토압 산정시 Prater 식을 적용하는 것이 타당할 것으로 판단된다.
- 3) 경사계 계측 결과, 원형수직구 형상에 관계없이 얕은 굴착의 경우 계측 위치 에 따라 약간의 차이는 있으나, 수평변위는 굴착이 일어난 상부수직구에서만 수직구 내측 방향으로 변위가 발생하며, 굴착을 하지 않은 위치는 거의 수평 변위가 없는 것으로 나타났다. 또한 수평변위는 굴착심도 증가에 따라 증가하 며 대칭에 가까운 경향을 나타내고, 모든 측정치는 각 굴착깊이(H)에서의 허 용기준 범위 내(H/300)에 있는 것을 알 수 있다.
- 4) 10m이하에 위치한 Ring Beam에서의 측정응력은 측정위치에 따라 응력이 상 당히 차이가 나타나며, 단면에 따라 주동현상, 수동현상이 동시에 존재한다. 10m를 초과하는 위치에 있는 Ring Beam 응력은 주동현상과 동일 거동을 나 타내며, 온도 변화에 의한 영향이 감소하여 오차도 적은 것으로 나타났다.
- 5) 토압, 지하수위, 간극수압 및 Ring Beam 응력의 현장계측치 분석 결과, 설계 작용하중은 충분히 타당한 것을 알 수 있었다.

4장. 원형수직구 가설시 시공단계 해석

이 장에서는 원형수직구 가설단계에서 가설단계별 작용하중에 의한 원형수직구 의 주요 지지구조재인 Ring Beam 등의 거동을 조사 분석하고 평가하고자 한다. 이를 위해 먼저 가설단계에서 계측된 경사계, Ring Beam에서의 변형률 등을 비 롯한 주요 계측자료를 분석하여 원형수직구의 거동 특성을 시공단계별로 분석하 고 원형수직구 거동에 영향을 미치는 영향인자의 특성을 규명한다. 또한 대상 원 형수직구에 대해 가설단계에 따른 시공 특성을 고려한 구조해석을 실시하고, 전 체적인 거동 특성을 계측치와의 비교 분석을 통하여 규명하여 6장의 원형수직구 설계변수 해석에서의 기본 자료로 활용한다.

4.1 시공단계별 구조해석

4.1.1 구조해석 모델

원형수직구의 해석모델 차이에 따른 영향을 조사하기 위하여 구조계산서에서 사용한 원형모델의 격자해석과 본 연구에서 향후 상세 해석에 사용되는 반원모 델의 기본이 되는 반원격자모델과의 단면력 비교를 통하여 해석모델의 타당성을 조사하였다.

그림 4-1 및 4-2에 원형수직구의 원형모델과 반원모델에서의 휨모멘트 및 축 력을 비교하여 나타내었다. 해석에 사용된 경계조건 및 단면제원 등은 모두 동일 하게 적용하였다.



(a) 구조계산서 Ring Beam의 휨모멘트 (b) 격자해석의 Ring Beam의 휨모멘트 그림 4-1. 원형수직구의 원형모델과 반원모델에서의 휨모멘트 비교



그림 4-2. 원형수직구의 원형모델과 반원모델에서의 축력 비교

해석 결과, 원형모델에서는 휨모멘트는 나타나지 않았으며, 오직 축력만이 나 타났다. 반원모델에서는 모델링 구성에서의 영향으로 인하여 무시할 수 있는 정 도의 약간의 휨모멘트와 축력만이 나타났다. 이들 2개의 모델에 대한 해석결과 거의 유사한 값을 나타낸 반원모델의 타당성을 확인할 수 있었다.

토압, 수압, 상재하중 및 선행하중을 하중으로 작용시켜 원형수직구 Ring Beam에 작용하는 단면력 및 응력특성을 조사하고, 이들 결과를 측정치와 비교 하여 원형수직구 Ring Beam의 거동 특성을 분석하기 위하여 원형수직구 전체에 대한 시공단계별 구조해석을 실시하였다.

구조해석에 사용된 재료는 3.1절에 기술한 값을 이용하였고, 재료 물성치는 도 로교설계기준(2008)을 참조하여 사용하였다.

시공단계별 구조해석 모델의 예를 그림 4-3에 나타내었다. 구조해석 모델에서 콘크리트 벽체는 solid 요소, Ring Beam은 shell 요소, H-pile은 beam 요소를 사용하여 모델링하였다. 그림 4-3 (c)에 강재의 H-pile과 콘크리트 벽체로 구성 된 전체 벽체에 대해 beam 요소와 solid 요소를 결합하여 모델링 한 벽체의 모 델링 형상을 나타내었다. 이것은 Ring Beam 모델링에서는 실제 Ring Beam 설 치 시공에서 3~4m 정도 굴착하고 콘크리트를 타설한 후, Ring Beam을 설치하 기 때문에 실제 Ring Beam에 작용하는 작용하중은 대상 Ring Beam을 기준으 로 상하 0.75m인 1.5m가 아니라 약 4.5m가 되는 것을 고려하여 모델링하였다. 그림 4-3 (c)에 나타낸 것과 같이 전체구조물 모델링에서 벽체에 작용되는 토압, 수압, 상재하중 등의 하중은 먼저 벽체에 등분포 하중으로 작용된 후, 최종적으 로는 작용하중이 엄지말뚝을 통해 선행하중이 도입된 Ring Beam에 전달되는 형 식을 갖게 된다.



(a) 콘크리트 벽체 모델링



(c) 전체 모델링 그림 4-3. 원형수직구 모델링 개요

구조해석에서의 지점 조건은 그림 4-3 (c)에 나타낸 것과 같이 H-pile이 최종 적으로 암반에 지지되어 있으며, 또한 벽체는 일정간격으로 콘크리트를 타설하면 서 연속구조체로 형성되는 것을 고려하여 그림 4-3 (c)의 전체구조물에서 H-pile 끝부분과 콘크리트 벽체의 양끝 및 하부를 고정단으로 모델링하여 구조 해석을 실시하였다.

한편 실제 원형수직구에서는 그림 3-3에 나타낸 것과 같이 원형수직구의 기하 학적인 형상 및 시공성을 고려하여 콘크리트 벽체와 Ring Beam 사이에 일정한 간격을 유지하면서 시공된다. 따라서 Ring Beam과 H-pile과의 하중전달을 위하 여 실제 시공에서는 그림 3-3에 나타낸 것과 같이 이 사이에 하중전달용 간격재 를 시공하게 된다. 이 간격재 크기는 원형 Ring Beam의 제작 및 시공 등에 미 치는 영향 때문에 H-pile의 각각의 위치에서 상이한 형상을 가지며, 또한 간격 재의 삽입형상도 서로 다른 형상을 가지게 된다. 그러므로 실제 원형수직구에서 의 하중전달 경로를 고려한다면 간격재의 형상 및 크기도 원형수직구 Ring Beam 구조적 거동에도 영향을 미치는 것으로 판단된다.

그러나 그림 4-3의 전체모델링에서 이러한 다양한 간격재의 형상 및 크기를 고려하는 것은 구조해석 모델링상 거의 불가능 하므로 본 구조해석 모델링에서 는 Ring Beam과 콘크리트 벽체 사이에 10cm의 간격을 두고, 그림 4-4와 같이 Rigid Link 요소를 사용하여 두 개의 모델링을 서로 연결하였다. 이러한 Rigid Link는 일반적으로 강성이 다른 두 개의 구조모델링을 결속 시켜주는 역할을 한 다. 그러므로 그림 4-4의 Rigid Link는 구조모델링 상에서는 그 형상이 나타나 지는 않으나 구조해석에 있어서는 두 개의 모델링이 서로 연결되어 함께 거동할 수 있도록 하여준다. 해석 프로그램으로는 범용구조 해석프로그램인 MIDAS Civil을 사용하였다.



그림 4-4. 콘크리트 벽체와 Ring Beam의 연결

4.1.2 구조해석시 하중

(1) 작용외력

그림 4-5에 원형수직구 전체구조 모델링에 토압 및 상재하중를 작용시킨 예를 각각 형상화하여 나타내었다. 해석에서 원형수직구 Type-1, Type-2에 작용하 는 토압은 3장에서 기술한 Prater 이론에 기초하여 계산하였으며, 상재하중은 구 조계산서에 제시된 값을 사용하였다. 수압은 표 3-1에 나타낸 지하수위를 고려 하여 작용시켰다. 해석에서는 구조계산서에 제시된 그림 3-23 및 그림 3-24의 하중을 사용하여 구조해석을 실시하고, 전체적으로 Ring Beam을 포함한 원형수 직구의 거동을 분석하였다.



그림 4-5 외력이 작용된 전체 구조 모델링

(2) 선행하중

구조해석에서는 표 3-9에 기술한 Ring Beam에 작용시킨 선행하중을 Ring Beam의 아치현상을 반영한 변위하중으로 치환하여 재하하였다. 변위하중을 계 산하기 위하여 먼저 그림 4-6과 같이 굴착방향인 연직방향으로 구속된 엄지말뚝 H-pile과 Ring Beam을 beam 요소로 모델링하고, 선행하중을 제외한 토압, 수 압, 상재하중 등의 작용하중을 H-pile에 등분포로 재하하여 구조해석을 실시하였 다. 경계조건은 전체 모델링과 동일하다. 다만 Ring Beam에서의 변위 반력을 산 출하기 위하여 Ring Beam 끝단을 무한강성의 스프링으로 지지한 절점을 설정하 여 해석하였다. 이것은 작용외력은 최종적으로 엄지말뚝을 통하여 지반에 전달되 는 것을 고려한 것이다. 이와 같은 구조계산에 의해 얻어진 그림 4-7의 변위를 그림 4-8에서 나타낸 것과 같이 전체적인 거동해석에서 Ring Beam 양 끝단에 서의 변위하중으로 재하하여 구조해석을 실시하였다.





그림 4-7. 격자해석에서의 Ring Beam의 변위



그림 4-8. 선행하중 재하 모습

그림 4-8에 Ring Beam의 선행하중 작용부의 지점조건을 나타내었다. 그림 4-8에서 선행하중 작용부의 지점조건은 변위하중이 작용하는 것으로 하였다. 이 것은 원형수직구 Ring Beam이 일반적인 하중으로는 아치현상 때문에 힘 전달이 되지 않는 것을 고려한 것이다. 즉, 구조해석에서는 해석의 효율성을 위하여 Ring Beam 전체에 대하여 구조 모델링을 실시하지 않고, 원형 Ring Beam의 1/2인 반원만을 모델링하게 되므로 대상 구조 모델링의 연속 구조물로의 특성을 반영하기 위해 단부인 선행하중 작용점에 변위하중을 작용시켜 실제 구조물의 거동 특성을 반영하도록 하였다.

4.2 원형수직구 Type-1 구조해석

4.2.1 구조해석 모델

원형수직구는 굴착심도에 따라 원형수직구에 작용하는 하중이 변화하므로 콘 크리트 벽체 및 Ring Beam 등의 거동도 변화하게 된다. 이 절에서는 시공단계 에 따른 원형수직구 거동을 분석하여 Ring Beam을 포함한 원형수직구 구조지지 재의 안정성 등을 검토하고자 한다.

그림 4-9에 시공단계에 따른 Ring Beam 모델의 사례로 7단 및 14단 가설시 의 구조해석 모델링을 나타내었다. 현장여건을 최대한 반영하기 위하여 H-pile은 암반에 지지되는 것으로 고려하였으며, 콘크리트 벽체는 아래로 3m정도 타설되 는 것으로 모델링하여 구조해석을 실시하였다.

The second se
41
1 I.



(a) 7단 Ring Beam

(b) 14단 Ring Beam

그림 4-9. 시공단계에 따른 7단 및 14단 Ring Beam 가설시의 구조해석 모델

ABITIME

4.2.2 Ring Beam 구조해석 결과

그림 4-10, 그림 4-11 및 4-12에 시공단계에 따른 Ring Beam의 3단, 7단 및 14단에 작용하는 하중조건하에서의 Ring Beam의 거동을 나타내었다. 여기서 3단, 7단 및 14단의 결과를 나타낸 것은 그림 3-13의 계측치와 비교하기 위해 서이다. 한편 구조해석 결과는 shell 요소의 특성을 고려하여 middle 값으로 나타내었다.

Ring Beam에서의 전체적인 응력분포는 Ring Beam의 끝단에서 집중응력이 발생하는데, 이것은 선행하중 작용점 근처이며, 모델링 상에서 경계조건 부근이 기 때문인 것으로 판단된다. 이러한 것을 고려하여 실제 계측에서도 진동현 게이 지를 선행하중 작용 위치인 지점에서 H-pile간격의 한 단 정도 떨어진 위치에 설치하여 계측하였다. 해석에서도 계측기 설치위치 및 형상을 고려하고 계측값과 의 비교를 위하여 Ring Beam의 축방향 응력(상하플랜지 축방향 응력의 평균, 대상 shell 요소크기 200mm)으로 정리하였다.

		(응력	단위 : MPa)
<u>시공단계</u>	3단 Ring Beam	<u>해석값</u>	계측값
3단 시공 후	В 2017 В 20	7.57	-0.56
7단 시공 후	B1 # 2017 B1 # 2017 PUT # 2017 <t< td=""><td>7.28</td><td>1.13</td></t<>	7.28	1.13
14단 시공 후	13:33 13:33 13:33 <td>7.30</td> <td>5.81</td>	7.30	5.81
21단 시공 후	Hard Statut Hard Statut Hard Statut Hard Statut Hard Statut Lasses Lasses Lasses	7.27	9.60

(a) 시공단계에 따른 3단 Ring Beam에서의 응력변화의 예



(b) 시공단계에 따른 3단 Ring Beam 응력 변화 그림 4-10. 시공단계에 따른 3단 Ring Beam 응력 변화

구조해석 결과, 3단 Ring Beam 응력은 실측치의 경우 굴착심도 변화에 따라 응력이 증가하면서 일정한 값에 수렴하는 경향을 나타내나, 해석치는 굴착심도에 관계없이 거의 일정한 값을 나타내며, 해석치는 실측치와 유사한 경향을 나타낸 다. 여기서 실측치가 해석치보다 약간 크게 나타난 것은 굴착심도가 낮은 곳에 위치한 Ring Beam의 경우 원형수직구 주변의 가설장비 등의 영향 등을 받기 때 문인 것으로 판단된다.

7단 및 14단 Ring Beam에서도 3단에서의 경향과 같이 해석치와 실측치와는 크기 및 분포가 유사한 것을 알 수 있다. 다만 각 Ring Beam에서의 초기단계의 계측값과 해석치에 약간의 차이를 나타내고는 있는데 이는 구조해석과 계측에서 의 초기조건 및 경계조건 등의 차이에서 발생하는 것으로 판단된다. 이상으로부 터 본 연구에서 Type-1 원형수직구 가설단계에 따른 Ring Beam의 거동 특성 을 조사하기 위해 실시한 구조해석 및 계측은 모두 타당성을 갖는 것을 알 수 있다.

(응력단위 : MPa)

시공단계	7단 Ring Beam	해석값	계측값
7단 시공 후	Image: Signed State	12.57	2.11
14단 시공 후	Image: Signed State	12.22	8.19
21단 시공 후	Image: State	12.27	13.27

(a) 시공단계에 따른 7단 Ring Beam에서의 응력변화의 예



(b) 시공단계에 따른 7단 Ring Beam 응력 변화 그림 4-11. 시공단계에 따른 7단 Ring Beam 응력 변화



(a) 시공단계에 따른 14단 Ring Beam에서의 응력변화의 예



(b) 시공단계에 따른 14단 Ring Beam 응력 변화 그림 4-12. 시공단계에 따른 14단 Ring Beam 응력 변화



4.2.3 콘크리트 벽체 구조해석 결과

시공단계에 따른 콘크리트 벽체에서의 주응력 발생 위치 및 주응력변화를 그 림 4-13 및 표 4-1에 나타내었다. 여기서의 해석은 앞에서 기술한 Ring Beam 거동이 해석과 실측이 유사한 경향을 나타낸 것에 기초하여 해석적인 분석만을 실시한다.

콘크리트 벽체의 주응력은 굴착심도가 증가함에 따라 작용하중 등의 증가에 의해 전체적으로 응력이 증가하여 하단부에서 가장 큰 값을 나타내었다. 20단 및 21단에서의 응력감소는 그림 4-14의 변위 해석결과에 나타낸 것과 같이 구 조해석에서 고정단으로 모델링한 경계조건 등의 영향에 의해 응력값이 감소한 것으로 판단된다. 또한 최대응력은 콘크리트 설계기준강도(18MPa) 및 허용휨압 축응력(10.8MPa)에 비하여 안전측인 것을 알 수 있다.

그림 4-14에 콘크리트 벽체의 시공단계별 수평변위를 나타내었다. 그림 3-9 에 나타낸 계측치와 비교하면 경향은 비슷하나, 수평변위가 작게 발생하는 것을 알 수 있다. 이와 같이 해석치가 계측치에 비해 작게 나타나고 있는 원인의 하나 로는 수평변위의 평가 위치의 상이, 즉 해석에서는 콘크리트 벽체를 대상으로 하 고 있으나, 계측에서는 콘크리트 벽체 배면 약 1m에서의 지반내의 암반에서의 변화를 나타내기 때문인 것으로 생각된다. 또한 해석과 실제 구조물에서의 경계 조건의 차이 등에 의한 것으로 판단된다.



그림 4-13. 시공단계에 따른 콘크리트 벽체에서의 주응력의 최대 절대값 변화

지고다귀	콘크리트 벽체	Sig-pmax	Sig-pmax
시중단세	총 깊이(m)	발생 지점(m)	(MPa)
3단	7.0	4.0	0.57
4단	8.5	5.5	0.75
5단	10.0	7.0	0.93
6단	11.5	8.5	1.11
7단	13.0	10.0	1.29
8단	14.5	11.5	1.46
9단	16.0	13.0	1.61
10단	17.5	14.5	1.73
11단	19.0	16.0	1.85
12단	20.5	17.5	1.97
13단	22.0	19.0	2.09
14단	23.5	20.5	2.21
15단	25.0	22.0	2.33
16단	26.5	23.5	2.43
17단	28.0	25.0	2.49
18단	29.5	26.5	2.52
19단	31.0	28.0	2.54
20단	32.5	29.5	2.32
21단	34.0	31.0	1.25

표 4-1. 시공단계에 따른 콘크리트 벽체에서의 주응력의 최대절대값 위치 및 변화



그림 4-14. 콘크리트 벽체의 시공단계별 수평변위

4.3 원형수직구 Type-2 구조해석

원형수직구 Type-2의 구조해석도 Type-1과 비교하여 작용외력에만 차이가 있을 뿐 나머지는 동일하므로 여기서는 해석결과만을 기술한다.

4.3.1 Ring Beam 구조해석 결과

그림 4-15, 그림 4-16 및 그림 4-17에 시공단계에 따른 Ring Beam의 3단, 7단 및 14단에 작용하는 하중조건하에서의 Ring Beam의 거동을 나타내었다. 해 석결과의 정리방법도 원형수직구 Type-1에서 정리한 것과 동일하다.

해석결과 3단 Ring Beam 응력은 실측치의 경우 굴착심도 변화에 따라 응력이 증가하면서 일정한 값에 수렴하는 경향을 나타내나, 해석치는 실측치보다 작은 값을 나타낸다. 여기서 실측치가 해석치보다 약간 크게 나타난 것은 굴착심도가 낮은 곳에 위치한 Ring Beam의 경우 원형수직구 주변의 가설장비 등의 영향 등 을 받기 때문인 것으로 판단된다.

구조해석 결과, Type-1에서의 경향과 유사하게 7단 Ring Beam 응력은 실측 치의 경우 굴착심도 변화에 따라 응력이 증가하면서 일정한 값에 수렴하는 경향 을 나타내나, 해석치는 굴착심도에 관계없이 거의 일정한 값을 나타내며, 해석치 는 실측치와 유사한 경향을 나타낸다.

14단 Ring Beam응력은 해석치 및 실측치에 대한 각각의 경향은 앞에서 기술 한 3단 및 7단에서의 경향을 유사하나, 실측치보다 해석치가 큰 경향을 나타내 고 있다. 이러한 것은 실측치에 대한 결과가 적어 명확하게 판단할 수는 없으나 2장에서 기술한 여러 가지 토압이론에 기초한 벽체형상비에 따른 토압분포의 내 용과 비교하면 Prater토압이론은 전체적으로 실체작용토압을 약간 크게 평가하 고 있다고 볼 수 있으나 향후 보다 상세한 다양한 계측 및 해석이 필요할 것으 로 판단된다.

전체적인 경향으로는 직경이 크고, 수압이 작용하고 있는 Type-2 원형수직구 에서의 값이 Type-1보다 큰 값을 나타내고 있다. 이상으로부터 본 연구에서 Type-2 원형수직구 가설단계에 따른 Ring Beam의 거동 특성을 조사하기 위해 실시한 구조해석은 2장에서 기술한 토압이론 등의 보다 다양한 검토가 향후 필 요한 것으로 판단된다. 특히 그림 2-15에 나타낸 천병식 등의 연구에서 제안한 토압분포의 적용성에 대한 검토가 우선적으로 필요할 것으로 판단된다.

	-	(응력	단위 : MPa)
시공단계	3단 Ring Beam	해석값	계측값
3단 시공 후	CB: C68 CB: C68 CB: C68 SEC: C68 SEC: C78 SEC: C78	6.37	2.77
7단 시공 후	FILM STATUSE1 FUNCTION TAIL STATUSE STATUS TAIL STATUSE STATUS TAIL STATUSE STATUS TAIL STATUSE STATUSES STATUSES STATUSE STATUSES STATUSES STATUSES STATUSE STATUSES ST	6.12	9.19
14단 시공 후	13:55 13:55 13:55 13:55 13:55 13:55 13:55 13:55 13:55 13:55 13:55 14:55 13:55 13:55 13:55 14:55 13:55 13:55 13:55 14:55 13:55 13:55 13:55 14:55 13:55 13:55 13:55 14:55 13:55 13:55 13:55 14:55 13:55 13:55 13:55 14:55 14:55 13:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 15:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14:55 14	6.42	16.74
21단 시공 후	EB:NCVCI1 HIT FONCYELL FURT FONCISE HIT FONCYELL FURT FONCISE HIT FONCE IAI STACK STRE IAI STACK STRE I.P.99344000	6.41	17.98

(a) 시공단계에 따른 3단 Ring Beam 응력 예



(b) 시공단계에 따른 3단 Ring Beam 응력 변화 그림 4-15. 시공단계에 따른 3단 Ring Beam 응력 변화



	-)	(응력	단위 : MPa)
시공단계	7단 Ring Beam	해석값	계즉값
7단 시공 후	E : 0% E : 0%	R E E δ δ δ δ δ δ δ δ δ δ δ δ δ	5.17
14단 시공 후	TAR TOTAL TO 1.4502-8002000 1.4502-8002000 1.4502-8002000 1.4502-8002000 1.4502-8002000 1.4502-8002000 1.4502-8002000 1.4502-8002000 1.4502-8002000 1.4502-8002000 1.4502-8002000 1.4502-8002000 1.4502-8002000 1.4502-8002000 1.4502-8002000 1.4502-8002000 1.4502-8002000 1.4502-8002000 1.4502-80020000 1.4502-800200000000000000000000000000000000	25.91	18.22
21단 시공 후	IIIIA/CVLI IIIIA/CVLI IIIIA/CVLI IIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIII	25.97	20.97

(a) 시공단계에 따른 7단 Ring Beam에서의 응력변화의 예



(b) 시공단계에 따른 7단 Ring Beam 응력 변화 그림 4-16. 시공단계에 따른 7단 Ring Beam 응력 변화



(a) 시공단계에 따른 14단 Ring Beam에서의 응력변화의 예


(b) 시공단계에 따른 14단 Ring Beam 응력 변화 그림 4-17. 시공단계에 따른 14단 Ring Beam 응력 변화



4.3.2 콘크리트 벽체 구조해석 결과

시공단계에 따른 콘크리트 벽체에서의 주응력 발생 위치 및 주응력변화를 그 림 4-18 및 표 4-2에 나타내었다. 원형수직구 Type-2에 대한 구조해석결과 전 체적인 경향은 Type-1과 유사한 경향을 나타내고 있다. 콘크리트 벽체의 주응 력은 굴착심도를 따라 17.5m(stage 11)까지 증가하다가 주응력이 점차 감소하 경향을 나타났다. 이는 그림 3-24에 나타낸 것과 같이 수압의 영향으로 굴착심 도 15m 부근에서 벽체에 작용하는 작용하중의 합력이 가장 크기 때문인 것으로 판단된다.

시고다레	콘크리트 벽체	Sig-pmax	Sig-pmax	
시중단계	총 깊이(m)	측정 지점(m)	(MPa)	
3단	7.0	4.0	0.70	
4단	8.5	5.5	1.09	
5단	10.0	7.0	1.62	
6단	11.5	8.5	2.20	
7단	13.0	10.0	2.79	
8단	14.5	11.5	3.37	
9단	16.0	13.0	3.89	
10단	17.5	14.5	4.18	
11단	19.0	16.0	4.17	
12단	20.5	17.5	4.05	
13단	22.0	19.0	3.93	
14단	23.5	20.5	3.82	
15단	25.0	22.0	3.71	
16단	26.5	23.5	3.59	
17단	28.0	25.0	3.46	
18단	29.5	26.5	3.31	
19단	31.0	28.0	3.17	
20단	32.5	29.5	2.76	
21단	34.0	31.0	1.48	
22단	35.5	32.5	1.56	

표 4-2. 시공단계에 따른 콘크리트 벽체에서의 주응력의 최대 절대값 위치 및 변화



그림 4-18. 시공단계에 따른 콘크리트 벽체에서의 주응력의 최대 절대값의 변화



그림 4-19. 콘크리트 벽체의 시공단계별 수평변위

그림 4-19에 콘크리트 벽체의 시공단계별 수평변위를 나타내었다. 그림 3-10 에 나타낸 계측치와 비교하면 경향은 비슷하나, 해석에 의한 수평변위가 작게 나 타나는 것을 알 수 있다. 전체적인 구조해석 결과는 원형수직구 Type-1과 유사 한 경향을 나타내고 있다.

4.4 원형수직구 Type-1 및 Type-2의 구조해석 결과 비교

앞 절에서 기술한 원형수직구 Type-1 및 Type-2에 대한 구조해석 및 측정 결과를 비교하면 다음과 같다.

시공단계에 따른 원형수직구 Ring Beam의 응력, 콘크리트 벽체 응력 및 벽체 의 수평변위에 대한 값은 모두 원형수직구 직경이 큰 Type-2가 Type-1에 비 하여 모두 큰 값을 나타내고 있다. 이는 앞에서 기술한 것과 같이 원형수직구 직 경이 클수록 평면변형 조건에 가까워져서 토압감소 효과가 작아지는 것에 기인 하는 것으로 생각된다.

한편 구조해석 결과와 측정결과를 비교하면, Ring Beam 응력은 벽체형상비가 작아질수록, 즉 직경이 커질수록 전체적으로 해석치가 측청치보다 큰 경향을 나 타내고 있으며, 콘크리트 벽체의 수평 변위는 해석결과가 측정결과보다 작은 결 과를 나타내고 있다.

따라서 향후 연구에서는 이러한 특성을 반영할 수 있는 해석을 실시하는 것이 필요하다. 예를 들면, Ring Beam 해석시에는 설계시 가정한 작용토압 등의 전체 적인 작용외력과 실제 구조물에 작용하는 작용외력과의 정합성 및 원형수직구의 기하 형상에 의한 영향, 해석에서의 경계조건 등을 보다 면밀하게 고려하여 해석 하는 것이 필요할 것으로 판단된다, 또한 수평변위 해석에서는 지반내 측정에서 의 평가위치를 고려할 수 있는 보다 다양한 구조해석이 요구된다.

4.5 소결

원형수직구 가설단계에서 가설단계별 작용하중에 의한 원형수직구의 주요 지지 구조재인 Ring Beam 등의 거동을 조사 분석하고 평가하고자 주요 계측자료를 분석하여 원형수직구의 거동 특성을 시공단계별로 분석하고 원형수직구 거동에 영향을 미치는 영향인자의 특성을 규명하였다. 또한 대상 원형수직구에 대해 가 설단계에 따른 시공 특성을 고려한 구조해석을 실시하고, 전체적인 거동 특성을 계측치와의 비교 분석하였다.

- 1) 원형수직구 Type-1 및 Type-2에 대한 구조해석 및 측정결과와 비교하면 시 공단계에 따른 원형수직구 Ring Beam의 응력, 콘크리트 벽체 응력 및 벽체 의 수평변위에 대한 값은 모두 원형수직구 직경이 큰 Type-2가 Type-1에 비하여 모두 큰 값을 나타내고 있다. 이는 원형수직구 직경이 클수록 평면변 형 조건에 가까워져서 토압감소 효과가 작아지는 것에 기인하는 것으로 판단 된다.
- 2) 본 연구에서 원형수직구 가설단계에 따른 원형수직구 지지재의 거동 특성을 조사하기 위해 실시한 구조해석은 계측결과와의 비교를 통하여 충분한 타당성 을 갖는 것을 확인할 수 있었다.
- 3) 구조해석 결과와 계측결과를 비교하면, 벽체형상비에 따른 Ring Beam 응력 은 굴착 깊이에 따라 오차범위 및 발생변화가 상이하게 나타난다. 이것은 해 석에서 실제 구조물의 철근 등의 강성을 전부 표현하지 못한 것과 실제 구조 물과의 경계조건 등의 차이 및 설계토압과 실제토압에서의 차이 등에 의해 발 생되는 것으로 생각된다.

5장. 원형수직구 지지구조 해체 해석

본 장에서는 원형수직구를 대상으로 하여 굴착심도의 증가에 따른 원형수직구 의 거동특성에 관한 선행연구에 기초하여 원형수직구 Ring Beam 해체에 따른 원형수직구 벽체 및 Ring Beam의 거동 및 안전성을 검토하고자 한다.

5.1 원형수직구 지지구조 해체 개요

5.1.1 원형형수직구 해체

원형수직구 지지구조 해체는 본 터널 완공 후 원형수직구를 비상출입구로 활 용하기 위해 실시된다. 해체단계의 주요공정은 Ring Beam 해체 및 콘크리트 벽 체 구축으로 다음과 같은 단계로 실시된다.

- 대상 원형수직구 하부 주터널부터 철근 배근 후 콘크리트 벽체를 타설하여 구축하면서 올라오며, Ring Beam이 있는 곳에서부터는 일정간격으로 Ring Beam을 해체한 후, 철근 배근 후 콘크리트를 타설한다.
- 2) 상기의 과정을 반복하면서 소정의 위치까지 콘크리트 벽체를 구축한다.

5.2 원형수직구 Type-1

구조해석에서는 원형수직구 시공단계별 해석에 사용한 구조모델을 사용하여 원형수직구 해체에 따른 단계별 해석을 실시한다.

원형수직구 해체 해석에 사용된 구조모델은 시공단계별 해석과 동일하게 그림 4-7에 나타낸 것과 같이 벽체는 solid 요소, Ring Beam은 shell 요소, H-pile은 beam 요소로 모델링 하였다. 경계조건은 앞에서 기술한 것과 같이 H-pile은 하 부가 모두 암반에 지지되어 있으므로 이동, 회전을 모두 고정단으로, 벽체는 원 형수직구의 거동 특성과 하부지지조건을 고려하여 하부의 이동변위만을 구속하 였다. 각 단의 Ring Beam은 해석모델링이 대칭구조인 것과 선행하중이 도입되 는 것을 고려하여 Z방향의 이동변위(Fz)를 구속하는 것으로 하였다. 또한 강성이 다른 벽체와 Ring Beam이 함께 거동할 수 있도록 Ring Beam과 벽체를 Elastic link 요소를 사용하여 연결하였다. 해석 방법은 전체 구조모델링에서 Ring Beam 을 차례로 2단씩 동시에 제거하고 30cm 두께의 콘크리트를 타설한 후 응력을 검토하는 것으로 하였다.

원형수직구 Type1의 지지구조 해체 해석을 위한 모델링 및 하중조건은 4장에 서 사용한 것과 동일한 모델링을 사용하였다. 그림 5-1에 나타낸 것과 같이 Ring Beam 해체 후 콘크리트를 타설하는 것은 solid 요소를 사용하여 모델링하 였다. 해체시 타설하는 콘크리트의 경계조건은 soild 요소인 것과 연속체로 타설 되는 것을 고려하여 하부의 이동변위만을 구속하는 것으로 모델링 하였다.



그림 5-1. Ring Beam 해체 해석시 모델링

5.2.1 Ring Beam 구조해석 결과

표 5-1 및 그림 5-2에 원형수직구 Type-1의 지지구조 해체 단계별 Ring Beam에서의 최대응력 발생지점 및 축방향응력(Sig-xx)을 정리하여 나타내었다. Ring Beam의 최대응력은 Ring Beam 해체가 진행됨에 따라 설치된 Ring Beam 이 감소하므로 해체된 Ring Beam이 분담하였던 하중을 잔존 Ring Beam이 추 가적으로 받게 되어 최초에 약간 증가하다 점차 감소하여 Ring Beam이 전부 다 해체되면 응력은 0으로 된다. 이와 같이 Ring Beam 응력이 감소하는 것은 Ring Beam 해체와 함께 콘크리트 벽체가 타설되어 응력이 감소되기 때문이다. 한편 Ring Beam 최대응력이 발생되는 부분은 20단해체(-29.5m 위치)시 28m위치의 Ring Beam에서 발생되는 것을 알 수 있다.

	치미으려	Ring Beam			
케케다케	거네 6 ㅋ	depth	Sig-xx		
에세인세		(m)	(MPa)		
	해체 전	-28.0	25.32		
	22단(-32.5m)	"	25.32		
	21단(-31.0m)	"	25.35		
해체 후	콘크리트 타설	"	25.08		
	20단(-29.5m)	"	26.46		
	19단(-28.0m)	-26.5	24.40		
해체 후	콘크리트 타설	-26.5	23.99		
	18단(-26.5m)	-25.0	25.46		
	17단(-25.0m)	-23.5	24.77		
해체 후	콘크리트 타설	-23.5	22.05		
	16단(-23.5m)	-22.0	23.39		
	15단(-22.0m)	-20.5	22.25		
해체 후	콘크리트 타설	-20.5	19.52		
	14단(-20.5m)	-19.0	20.68		
	13단(-19.0m)	-17.5	19.50		
해체 후	콘크리트 타설	-16.0	16.95		
	12단(-17.5m)	-16.0	17.95		
	11단(-16.0m)	-14.5	16.74		
해체 후	콘크리트 타설	-14.5	14.31		
	10단(-14.5m)	-13.0	15.14		
	9단(-13.0m)	-11.5	13.65		
해체 후	콘크리트 타설	-11.5	11.54		
	8단(-11.5m)	-10.0	11.64		
	7단(-10.0m)	-8.5	9.77		
해체 후	콘크리트 타설	-8.5	8.09		
	6단(-8.5m)	-7.0	7.68		
	5단(-7.0m)	-5.5	5.05		
해체 후	콘크리트 타설	-5.5	5.05		
	4단(-5.5m)	-4.0	4.85		
	3단(-4.0m)	-2.5	4.30		
해체 후	콘크리트 타설	-2.5	3.15		
	2단(-2.5m)	-1.0	3.49		
	1단(-1.0m)	-	-		
해체 후	콘크리트 타설	-	-		

표 5-1. 원형수직구 Type-1의 지지구조 해체단계에 따른 Ring Beam의 최대축방향응력



그림 5-2. 해체단계별 Ring Beam의 최대응력 변화

그림 5-3 및 표 5-2에 원형수직구 Ring Beam 해체에 따른 3단 및 10단 Ring Beam에서의 응력변화를 나타내었다. 가설단계 해석에서와 같이 굴착심도 가 깊은 곳에 위치한 10단 Ring Beam응력이 심도가 낮은 곳에 위치한 Ring Beam응력보다 크게 발생하는 것을 알 수 있다. 또한 해체에 따른 응력변화는 Ring Beam 위치에 관계없이 대상 Ring Beam의 바로 아래 단의 Ring Beam 해 체시 증가하였다가, 콘크리트 벽체가 타설됨에 따라 감소하는 경향을 나타내었 다. 또한 해체에 따른 Ring Beam의 응력변화는 심도가 깊은 곳에 위치한 Ring Beam일수록 응력변화가 크게 나타났다.



그림 5-3. 해체단계별 Ring Beam의 응력변화

최대응력	Ring	Beam
(MPa) 해체	3단	10단
해체 전	2.61	11.15
	2.61	11.15
	2.61	11.15
해체 후 콘크리트 타설	2.57	11.14
20단(-29.5m)	2.56	11.14
19단(-28.0m)	2.56	11.14
해체 후 콘크리트 타설	2.55	11.18
18단(-26.5m)	2.54	11.16
17단(-25.0m)	2.53	11.16
해체 후 콘크리트 타설	2.55	11.21
16단(-23.5m)	2.54	11.22
15단(-22.0m)	2.53	11.22
해체 후 콘크리트 타설	2.57	11.25
14단(-20.5m)	2.55	11.25
13단(-19.0m)	2.54	11.20
해체 후 콘크리트 타설	2.60	11.35
12단(-17.5m)	2.58	11.33
11단(-16.0m)	2.58	11.93
해체 후 콘크리트 타설	2.65	10.61
10단(-14.5m)	2.64	-
9단(-13.0m)	2.63	-
해체 후 콘크리트 타설	2.70	-
8단(-11.5m)	2.70	-
7단(-10.0m)	2.70	_
해체 후 콘크리트 타설	2.75	-
6단(-8.5m)	2.73	-
5단(-7.0m)	1.95	-
해체 후 콘크리트 타설	2.80	-
4단(-5.5m)	2.89	-
3단(-4.0m)	-	-
해체 후 콘크리트 타설	-	_
2단(-2.5m)	-	_
1단(-1.0m)	-	_
해체 후 콘크리트 타설	-	-

표 5-2. 해체단계별 Ring Beam의 응력변화

그림 5-4에 원형수직구 Ring Beam 해체에 따른 3단 및 10단 Ring Beam에 서의 해석치 및 실측치에서의 응력범위 변화를 나타내었다. 3단 Ring Beam의 경우 측정치가 해석치에 비해 약간 크게 나타났으나, 10단 Ring Beam에서는 해 석치와 측정치가 유사한 경향을 나타내었다. 또한 Ring Beam 해체에 따른 응력 변동 범위가 작은 것으로부터 원형수직구 거동에 미치는 영향이 적은 것을 알 수 있었다. 이로부터 본 연구에서의 해석방법의 타당성을 확인할 수 있었다.



5.2.2 콘크리트 벽체 구조해석 결과

그림 5-5에 원형수직구 Type-1의 지지구조 해체 단계별 콘크리트 벽체에서 의 최대응력 발생지점 및 주응력을 정리하여 나타내었다. 그림에서 범례는 Ring Beam 해체에 따른 최대응력 발생 위치를 나타낸다. Ring Beam의 해체가 진행 됨에 따라 설치된 Ring Beam이 감소하므로 콘크리트 벽체응력은 해체된 Ring Beam이 분담하였던 하중을 콘크리트 벽체가 받게 되어 최초에 약간 증가하다 Ring Beam 해체수 증가에 따라 감소하면서 일정응력으로 수렴하는 것으로 나타 난다. 이것은 최초 콘크리트 벽체 단면적이 작아서 Ring Beam이 받았던 응력에 대한 분담이 크게 되어 콘크리트 벽체응력이 증가하는 경향을 나타내었으나 벽 체 면적이 증가함에 따라 감소하면서 수렴하는 것으로 생각된다. 한편 콘크리트 벽체의 최대응력이 발생되는 부분은 28m위치에서 발생되는 것을 알 수 있다.



그림 5-6 및 표 5-3 에 원형수직구 Type-1의 지지구조 해체 단계에 따른 굴 착심도 16m 및 28m에서의 콘크리트 벽체의 주응력 변화를 정리하여 나타내었 다. 굴착심도에 관계없이 특정위치, 즉 Ring Beam이 위치한 곳에서의 콘크리트 벽체의 응력변화는 Ring Beam전후 단계의 해체에 따른 영향만을 받는 것을 알 수 있다.

	죄대응력	Type-2 Conrete Wall			
	(Mpa)	10.0	00.0		
해체단계		16.0m	28.0m		
	해체 전				
	22단(-32.5m)	1.70	2.45		
	21단(-31.0m)	1.70	2.45		
해체 프	후 콘크리트 타설	1.70	2.43		
	20단(-29.5m)	1.70	2.53		
	19단(-28.0m)	1.70	2.53		
해체 프	후 콘크리트 타설	1.72	1.74		
	18단(-26.5m)	1.72	1.87		
	17단(-25.0m)	1.72	1.89		
해체 호	후 콘크리트 타설	1.73	1.37		
	16단(-23.5m)	1.74	1.37		
	15단(-22.0m)	1.74	1.37		
해체 호	후 콘크리트 타설	1.74	1.32		
	14단(-20.5m)	1.74	1.32		
	13단(-19.0m)	1.74	1.32		
해체 호	후 콘크리트 타설	1.75	1.33		
	12단(-17.5m)	1.83	1.33		
	11단(-16.0m)	1.77	1.33		
해체 호	후 콘크리트 타설	1.23	1.33		
	10단(-14.5m)	1.31	1.33		
	9단(-13.0m)	1.32	1.33		
해체 호	후 콘크리트 타설	0.98	1.33		
	8단(-11.5m)	0.98	1.33		
	7단(-10.0m)	0.98	1.33		
해체 호	후 콘크리트 타설	0.96	1.33		
	6단(-8.5m)	0.96	1.33		
	5단(-7.0m)	0.96	1.33		
해체 호	후 콘크리트 타설	0.96	1.33		
	4단(-5.5m)	0.95	1.33		
	3단(-4.0m)	0.95	1.33		
해체 프	후 콘크리트 타설	0.94	1.33		
	2단(-2.5m)	0.94	1.32		
	1단(-1.0m)	0.93	1.32		
해체 프	후 콘크리트 타설	0.93	1.32		

표 5-3. 원형수직구 Type-1의 지지구조 해체단계에 따른 콘크리트 벽체의 주응력

5.3 원형수직구 Type-2

5.3.1 Ring Beam 구조해석 결과

그림 5-7 및 표 5-4에 원형수직구 Type-2의 지지구조 해체 단계별 Ring Beam에서의 최대응력 발생지점 및 축방향응력(Sig-xx)을 정리하여 나타내었다. 원형수직구 Type-2의 거동도 Type-1과 같이 유사한 거동을 나타낸다. 즉, Ring Beam의 해체가 진행됨에 따라 설치된 Ring Beam이 감소하므로 Ring Beam 응력은 Ring Beam 해체에 따라 해체된 Ring Beam이 분담하였던 하중을 잔존 Ring Beam이 추가적으로 받게 되어 최초에 약간 증가하다 점차 감소하여 Ring Beam이 모두 해체되면 응력은 0으로 된다. 이와 같이 Ring Beam 응력이 감소하는 것은 Ring Beam 해체와 함께 콘크리트 벽체가 타설되어 응력이 감소 되기 때문이다. 그러나 Type-1과는 달리 Ring Beam을 해체하여도 Ring Beam 의 최대응력이 바로 감소하는 것이 아니라 일정응력을 유지하다가 감소하는 경 향을 나타내고 있다. 이는 원형수직구에 작용하는 외력차이 및 기하형상에 의한 영향으로 생각된다. 한편 Ring Beam 최대응력이 발생되는 부분은 11단 Ring Beam(-16m위치)해체시 -14.5m위치의 Ring Beam에서 발생되는 것을 알 수 있 다.



그림 5-7. 해체단계별 Ring Beam의 응력변화

Ring Beam 최대응력 depth Sig-xx 해체 (m) (MPa) 해체 전 46.94 14.5 22단(-32.5m) " 46.94 21단(-31.0m) " 46.94 해체 후 콘크리트 타설 46.91 " 20단(-29.5m) // 46.91 19단(-28.0m) 46.90 " 해체 후 콘크리트 타설 46.77 " 18단(-26.5m) // 46.76 17단(-25.0m) 46.73 " 해체 후 콘크리트 타설 46.61 " 46.59 16단(-23.5m) " 15단(-22.0m) 46.54 " 해체 후 콘크리트 타설 // 46.57 14단(-20.5m) 46.45 // 13단(-19.0m) 16.0 48.50 해체 후 콘크리트 타설 14.546.92 12단(-17.5m) 16.0 49.43 11단(-16.0m) 14.550.80 해체 후 콘크리트 타설 14.544.73 10단(-14.5m) 46.98 13.0 9단(-13.0m) 11.541.84 해체 후 콘크리트 타설 36.46 11.5 8단(-11.5m) 10.0 34.18 7단(-10.0m) 27.728.5 해체 후 콘크리트 타설 23.70 8.5 7.0 6단(-8.5m) 20.11 5단(-7.0m) 5.5 14.12 해체 후 콘크리트 타설 5.5 11.68 4단(-5.5m) 4.08.92 3단(-4.0m) 2.5 5.14해체 후 콘크리트 타설 2.54.762단(-2.5m) 3.46 1.0 _ 1단(-1.0m) _ 해체 후 콘크리트 타설 _ _

표 5-4. 원형수직구 Type-2의 지지구조 해체단계에 따른 Ring Beam의 축방향응력

그림 5-8 및 표 5-5에 원형수직구 Ring Beam 해체에 따른 3단 및 10단 Ring Beam에서의 응력변화를 나타내었다. 가설단계 해석에서와 같이 굴착심도 가 깊은 곳에 위치한 10단 Ring Beam응력이 심도가 낮은 곳에 위치한 Ring Beam응력보다 크게 발생하는 것을 알 수 있다. 또한 해체에 따른 응력변화는 Ring Beam 위치에 관계없이 대상 Ring Beam의 바로 아래 단의 Ring Beam 해 체시 증가하였다가, 콘크리트 벽체가 타설됨에 따라 감소하는 경향을 나타내었 다. 또한 해체에 따른 Ring Beam의 응력변화는 심도가 깊은 곳에 위치한 Ring Beam일수록 응력변화가 크게 나타났다. 또한 Type-2에서의 응력이 Type-1에 비해 크게 나타나는 것을 알 수 있다. 이것은 4장에서 기술한 것과 같이 원형수 직구의 직경 증가로 인한 벽체형상비 영향 및 추가적인 수압의 작용에 의한 것 으로 판단된다.



그림 5-8. 해체단계별 Ring Beam의 응력변화

최대응력	Ring Beam		
(MPa)	2.2		
해체	3단	10단	
해체 전	4.78	35.84	
22단(-32.5m)	4.78	35.84	
21단(-31.0m)	4.77	35.84	
해체 후 콘크리트 타설	4.72	35.84	
	4.71	35.83	
	4.70	35.83	
해체 후 콘크리트 타설	4.73	35.89	
	4.72	35.88	
17단(-25.0m)	4.71	35.88	
해체 후 콘크리트 타설	4.77	35.94	
16단(-23.5m)	4.75	35.95	
15단(-22.0m)	4.75	35.96	
해체 후 콘크리트 타설	4.82	35.95	
14단(-20.5m)	4.81	35.92	
13단(-19.0m)	4.81	35.75	
해체 후 콘크리트 타설	4.90	36.05	
12단(-17.5m)	4.89	36.11	
11단(-16.0m)	4.89	38.33	
해체 후 콘크리트 타설	5.00	34.80	
10단(-14.5m)	4.99	-	
9단(-13.0m)	5.01	-	
해체 후 콘크리트 타설	5.10	-	
8단(-11.5m)	5.11	-	
7단(-10.0m)	5.08	-	
해체 후 콘크리트 타설	5.20	-	
6단(-8.5m)	5.12	-	
5단(-7.0m)	5.14	-	
해체 후 콘크리트 타설	5.38	-	
4단(-5.5m)	5.85	-	
3단(-4.0m)	-	-	
해체 후 콘크리트 타설	-	-	
2단(-2.5m)	-	-	
1단(-1.0m)	-	-	
해체 후 콘크리트 타설	-	-	

표 5-5. 해체단계별 Ring Beam의 응력변화

5.3.2 콘크리트 벽체 구조해석 결과

그림 5-9에 원형수직구 Type-2의 지지구조 해체단계별 콘크리트 벽체에서의 최대절대주응력(Sig-pmax)을 정리하여 나타내었다. 그림에서 범례는 Ring Beam 해체에 따른 최대응력 발생 위치를 나타낸다. Type-2에서의 콘크리트 벽 체 응력도 Type-1과 유사한 경향을 나타내고 있다. 즉, Ring Beam의 해체가 진행됨에 따라 설치된 Ring Beam이 감소하므로 콘크리트 벽체응력은 Ring Beam이 분담하였던 하중을 콘크리트 벽체가 받게 되어 최초에 약간 증가하다 Ring Beam 해체수 증가에 따라 감소하면서 일정응력으로 수렴하는 것으로 나타 났다. 이것은 최초 콘크리트 벽체 단면적이 작아서 Ring Beam이 받았던 응력에 대한 분담이 크게 되어 콘크리트 벽체응력이 증가하는 경향을 나타내었으나 벽 체 면적이 증가함에 따라 감소하면서 수렴하는 것으로 생각된다. 한편 콘크리트 벽체의 최대응력이 발생되는 부분은 16m위치에서 발생되는 것을 알 수 있다.



그림 5-9. 해체단계별 콘크리트 벽체의 주응력 변화

그림 5-10 및 표 5-6에 원형수직구 Type-2의 지지구조 해체 단계에 따른 굴착심도 16m 및 28m에서의 콘크리트 벽체의 주응력 변화를 정리하여 나타내 었다. 굴착심도에 관계없이 특정위치, 즉 Ring Beam이 위치한 곳에서의 콘크리 트 벽체의 응력변화는 Ring Beam전후 단계의 해체에 따른 영향만을 받는 것을 알 수 있다. 또한 앞에서 기술한 것과 같은 이유에 의해 Type-2에서의 응력이 Type-1에 비해 크게 나타나는 것을 알 수 있다.



그림 5-10. 해체단계별 콘크리트 벽체의 주응력 변화



	최대응력	Type-2 Co	ncrete Wall
해체다계	(Mpa)	16.0m	28.0m
	 해체 전	_	_
	22단(-32.5m)	3.96	3.08
	21단(-31.0m)	3.96	3.09
해체 측	후 콘크리트 타설	3.97	3.04
	20단(-29.5m)	3.97	3.17
	19단(-28.0m)	3.97	3.04
해체 측	후 콘크리트 타설	3.99	2.21
	18단(-26.5m)	3.99	2.40
	17단(-25.0m)	3.99	2.45
해체 측	후 콘크리트 타설	4.00	1.75
	16단(-23.5m)	4.01	1.75
	15단(-22.0m)	4.01	1.75
해체 측	후 콘크리트 타설	4.00	1.66
	14단(-20.5m)	3.99	1.66
	13단(-19.0m)	4.01	1.66
해체 측	후 콘크리트 타설	3.99	1.67
	12단(-17.5m)	4.20	1.68
	11단(-16.0m)	4.01	1.68
해체 측	후 콘크리트 타설	2.66	1.68
	10단(-14.5m)	3.01	1.68
	9단(-13.0m)	3.16	1.69
해체 측	후 콘크리트 타설	2.31	1.69
	8단(-11.5m)	2.32	1.69
	7단(-10.0m)	2.32	1.69
해체 측	후 콘크리트 타설	2.25	1.69
	6단(-8.5m)	2.25	1.69
	5단(-7.0m)	2.25	1.69
해체 측	후 콘크리트 타설	2.27	1.69
	4단(-5.5m)	2.27	1.69
	3단(-4.0m)	2.27	1.69
해체 측	후 콘크리트 타설	2.27	1.69
	2단(-2.5m)	2.27	1.69
	1단(-1.0m)	2.27	1.69
해체 측	후 콘크리트 타설	2.27	1.69

표 5-6. 원형수직구 Type-2의 해체단계별 콘크리트 벽체의 Sig-pmax 변화

5.4 원형수직구 Type-1 및 Type-2의 지지구조 해체에 따른 결과 비교

원형수직구 해체단계에서의 Ring Beam의 응력 및 콘크리트 벽체 응력은 Type-2가 Type-1에 비하여 Ring Beam 및 콘크리트 벽체에서 작용하는 주응 력이 크게 나타났다. 이것은 원형수직구 직경 등의 기하형상과 각 수직구에 작용 하는 작용외력의 차이에 의한 것으로 판단된다. 따라서 이러한 매개변수가 원형 수직구 거동에 미치는 영향 등의 평가 및 설계기준 적용을 위해서는 향후 여기 서 기술한 매개변수를 포함한 보다 다양한 구조해석 및 실험이 필요할 것으로 판단된다.

5.5 소결

원형수직구 Ring Beam 해체에 따른 원형수직구 벽체 및 Ring Beam의 거동 및 안전성을 검토한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

WARITIME (

- 대상 원형수직구에 관계 없이 Ring Beam 응력은 Ring Beam 해체가 진행됨 에 따라 설치된 Ring Beam이 감소하므로 해체된 Ring Beam이 분담하였던 하중을 잔존 Ring Beam이 추가적으로 받게 되어 최초에 약간 증가하다 점치 감소하여 Ring Beam이 전부 다 해체되면 응력은 0으로 된다.
- 2) 대상 원형수직구에 관계 없이 콘크리트 벽체응력은 Ring Beam의 해체가 진 행됨에 따라 설치된 Ring Beam이 감소하므로 해체된 Ring Beam이 분담하 였던 하중을 콘크리트 벽체가 받게 되어 최초에 약간 증가하다 Ring Beam 해체수 증가에 따라 감소하면서 일정응력으로 수렴하는 것으로 나타난다.
- 3) 원형수직구 해체단계에서의 Ring Beam의 축응력 및 콘크리트 벽체 주응력은 Type-2가 Type-1에 비하여 Ring Beam 및 콘크리트 벽체에서 작용하는 유 효응력이 크게 나타났다. 이것은 원형수직구 직경 등의 기하형상과 각 수직구 에 작용하는 작용외력의 차이에 의한 것으로 판단된다.

6장. 원형수직구 매개변수 해석

6.1 구조해석 모델링 개요

본 장에서는 향후 원형수직구 설계시의 가이드라인을 제시하기 위하여 원형수 직구 Ring Beam의 간격, 제원 및 원형수직구 단면의 직경을 매개변수로 구조해 석을 실시하였다.

그림 6-1에 Ring Beam 간격에 따른 구조해석 모델링을 나타내었다. 구조해석 모델링에서 콘크리트 벽체는 solid 요소, Ring Beam은 shell 요소, H-pile은 beam 요소로 모델링 하였다. 경계조건은 앞에서 기술한 것과 같이 H-pile은 하 부가 모두 암반에 지지되어 있는 것을 고려하여 고정단으로, 벽체는 원형수직구 의 거동 특성과 하부지지조건을 고려하여 하부의 이동변위만을 구속하였다. 또한 강성이 다른 벽체와 Ring Beam이 함께 거동할 수 있도록 Ring Beam과 벽체를 Elastic link 요소를 사용하여 연결하였다. 구조해석에서 작용된 하중은 4.3.2절 의 원형수직구 Type-1에 작용된 하중 중 선행하중을 제외한 토압과 상재압을 사용하여 구조해석을 실시하였다.



그림 6-1. Ring Beam 간격에 따른 구조해석 모델링

6.2 원형수직구 형상비 및 Ring Beam 간격에 따른 구조 해석

표 6-1, 표 6-2 및 표 6-3에 직경 10m, 14m, 17m 및 깊이 30m에 따른 원 형수직구 형상비 및 Ring Beam의 간격에 따른 Ring Beam 최대축응력 및 콘크 리트 벽체의 최대절대주응력을 나타내었다.



표 6-1. 직경 10.0m에서의 Ring Beam의 최대축응력 및 Concrete의 최대절대 주응력

(Unit : MPa)



표 6-2. 직경 14.0m에서의 Ring Beam의 최대축응력 및 Concrete의 최대절대 주응력

(Unit : MPa)



표 6-3. 직경 17.0m에서의 Ring Beam의 최대축응력 및 Concrete의 최대절대 주응력

(Unit : MPa)



그림 6-3. 형상비에 따른 콘크리트 벽체의 응력비

그림 6-2 및 6-3에 앞에서 나타낸 표 6-1, 6-2, 6-3의 결과를 원형수직구 형상비 및 Ring Beam 간격에 따른 Ring Beam 및 콘크리트 벽체의 응력비를 정리하여 나타내었다. 여기서 강재 및 콘크리트의 허용응력은 각각 140MPa 및 10.8MPa이다. 4장 및 5장에서도 기술한 것과 같이 벽체의 형상비가 증가할수 록, 즉 직경이 증가할수록 그리고 Ring Beam 간격이 증가할수록 Ring Beam 및 콘크리트 응력이 증가하는 경향을 나타내었다. 또한 벽체 형상비 및 Ring Beam 간격변화에 따른 응력변화는 선형적인 관계로 나타낼 수 있는 알 수 있다. 이들 의 선형관계의 결정계수 R은 99%이상의 값을 갖는 것으로 나타났다. 따라서 향 후 유사한 원형수직구에서의 형상비 및 Ring Beam 간격 변화에 따른 응력특성 은 본 연구에서 제안한 수식에 의해 어느 정도 타당한 값을 추정할 수 있을 것 으로 판단된다.

6.3 Ring Beam 제원에 따른 구조해석 결과

표 6-4에 원형수직구 가시설에 많이 사용되는 Ring Beam의 단면제원을 나타 내었다. 표 6-4에 나타낸 것과 같이 Case-1에 대한 Case-2의 단면적의 감소율 은 약 10%이다.

	H×B(mm)	t ₁ (mm)	t ₂ (mm)	r(mm)	A(cm ²)
Case-1	300×300	10	15	18	119.8
Case-2	294×302	12	12	18	107.7

표 6-4. Ring Beam의 단면제원

표 6-5 및 6-6에 Ring Beam 단면적 변화에 따른 Ring Beam의 최대축응력 및 콘크리트 벽체의 최대절대 주응력을 정리하여 나타내었다.

표 6-5. Case-1 구조해석 결과

	d=	10	d=	14	d=17		
	Ring beam	Concrete	Ring beam	Concrete	Ring beam	Concrete	
C.T.C = 1.5m	18.15	1.91	25.78	2.45	30.34	2.87	
C.T.C = 2.0m	20.12	2.00	26.54	2.52	31.90	2.98	
C.T.C = 3.0m	20.81	2.04	28.44	2.69	32.76	3.06	

(Unit:MPa)

	d=	10	d=	14	d=17		
	Ring beam	Concrete	Ring beam	Concrete	Ring beam	Concrete	
C.T.C =	19.42	1.94	26.41	2.49	31.01	2.91	
1.5m			-				
C.T.C =	20.52	2.01	27.02	2.56	32.45	3.02	
2.0m							
C.T.C =	21.16	2.06	28.81	2 71	34.15	3.18	
3.0m	21.10	2.00	20.01	2.71	04.10	0.10	

표 6-6. Case-2 구조해석 결과

(Unit:MPa)



그림 6-4. Ring Beam 제원에 따른 Ring Beam의 응력비



그림 6-5. Ring Beam 제원에 따른 콘크리트 벽체의 응력비

그림 6-4에 Ring Beam의 제원에 따른 Ring Beam의 허용응력에 대한 응력비 를 나타내었다. 그림에서 보는 바와 같이 Ring Beam의 단면적이 감소하면 Ring Beam의 간격에 상관없이 응력비가 증가하나 그 증가율은 그다지 크지 않은 것 을 알 수 있다.

그림 6-5에 나타낸 것과 같이 콘크리트 벽체의 경우도 Ring Beam의 단면이 감소할수록 콘크리트 벽체의 응력비는 증가하는 것으로 나타났으나 그 증가율은 크지 않은 것으로 나타났다.

표 6-7에 구조해석으로 계산한 Case-1에 대한 Case-2의 응력비를 나타내었 다. Ring Beam의 응력비를 보면 형상비가 증가할수록 응력비의 증가율이 감소 하는 것을 알 수 있다. 또한 원형수직구의 직경이 커짐에 따라 감소하는 비율이 작아지는 경향을 나타내었다.

	d=	10	d=	14	d=17		
	Ring beam	Concrete	Ring beam	Ring beam Concrete		Concrete	
C.T.C =	1.026	1.016	1.024	1.016	1.022	1.014	
1.5m	(19.42)	(1.94)	(26.41)	(2.49)	(31.01)	(2.91)	
C.T.C =	1.020	1.005	1.018	1.016	1.017	1.013	
2.0m	(20.52)	(2.01)	(27.02)	(2.56)	(32.45)	(3.02)	
C.T.C =	1.017	1.010	1.013	1.007	1.012	1.039	
3.0m	(21.16)	(2.06)	(28.81)	(2.71)	(34.15)	(3.18)	

표 6-7. Ring Beam 단면적 감소에 대한 응력비

(): Ring Beam 단면적 감소에 따른 증가된 응력

표 6-8에 Ring Beam 단면변화 및 작용하중 변화에 따른 Ring Beam 간격/ 형 상비를 매개변수로 한 Ring Beam의 최대 축응력을 나타내었다. 여기서의 구조해 석에 사용된 외력조건 및 변수는 다음과 같다. 토압은 Prater 토압식을 사용한 경우를 1로 하였으며, 상재압은 도로교설계기준에서 제시한 값을 1로 사용하였 고, 수압은 최대값이 작용하는 것을 고려하여 정수압을 사용하여 구조해석을 실 시하였다. 또한 토압에서 Load Factor를 1.8배로 할증한 것은 아칭효과를 고려 하지 않은 최대토압을 적용하기 위한 것으로 이는 3장의 그림 3-22에 나타낸 설 계시 Prater 토압과 Rankine 토압이 약 1.8배 차이나는 것을 고려한 것이다.

구조해석에서 단면적 비율 75%에 대한 결과는 앞에서 지적한 것과 같이 단면 변화 및 형상비 변화에 따른 응력변화가 선형관계를 갖는 것에 기초하여 값을 선형적으로 보간하여 주청한 값이다. 해석결과는 앞에서 기술한 것과 동일한 결 과를 나타내는 것을 알 수 있다.

이것으로부터 본 연구에 적용된 기본적인 입력변수가 변화하지 않는다는 조건 하에 기본단면의 Ring Beam단면적에 대해 75%정도의 단면적을 가져도 Ring Beam 충분한 소요능력을 발휘할 수 있을 것으로 판단된다.



Load Factor Ring		300×300×10×15 (단면적 비율 : 100%)		300×300×12×12 (단면적 비율 : 90%)			250×250×9×14 (단면적 비율 : 75%)					
			Beam		D/H			D/H			D/H	
토압	상재압	·재압 수압 C.T.C	C. I.C	0.33	0.47	0.57	0.33	0.47	0.57	0.33	0.47	0.57
			1.5m	18.92	25.78	30.34	19.42	26.41	31.01	20.170	27.355	32.015
1	1	-	2.0m	20.12	26.54	31.90	20.52	27.02	32.45	21.120	27.740	33.275
			3.0m	20.81	28.44	33.75	21.16	28.81	34.15	21.685	29.365	34.750
	1 1	1.5m 1 2.0m 3.0m	1.5m	51.38	71.07	83.92	52.43	72.51	85.48	54.005	74.670	87.820
1			2.0m	55.98	72.86	86.60	56.77	73.82	87.80	57.955	75.260	89.600
			3.0m	56.65	78.57	93.60	57.29	79.28	94.41	58.250	80.345	95.625
			1.5m	66.00	91.39	107.97	67.29	93.20	109.94	69.225	95.915	112.895
1.8 1	1	1	2.0m	71.63	93.35	111.91	72.61	94.53	113.41	74.080	96.300	115.660
			3.0m	72.78	101.04	120.45	73.55	101.91	121.45	74.705	103.215	122.950

표 6-8. Ring Beam 단면변화 및 작용하중 변화에 따른 Ring Beam 간격/ 형상비를 매개변수로 한 Ring Beam의 최대 축응력

6.4 소결

원형수직구 설계시의 가이드라인을 제시하기 위하여 원형수직구 Ring Beam의 간격, 제원 및 원형수직구 단면의 직경을 매개변수로 구조해석을 실시하였다.

- 1) 벽체의 형상비가 증가할수록, 즉 직경이 증가할수록 그리고 Ring Beam 간격 이 증가할수록 Ring Beam 및 콘크리트 응력이 증가하는 경향을 나타내었다. 또한 벽체 형상비 및 Ring Beam 간격변화에 따른 응력변화는 선형적인 관계 로 나타낼 수 있는 것을 알 수 있다. 이들의 선형관계의 결정계수 R은 99% 이상의 값을 갖는 것으로 나타났다. 따라서 향후 유사한 원형수직구에서의 형 상비 및 Ring Beam 간격 변화에 따른 원형수직구 응력특성은 본 연구에서 제안한 수식에 의해 어느 정도 타당한 값을 추정할 수 있을 것으로 판단된다.
- 2) Ring Beam의 단면이 감소될수록 Ring Beam 및 콘크리트 벽체의 응력비는 증가하는 것으로 나타났으나 그 증감률은 단면의 감소율에 비해 크지 않은 것 으로 나타났다.



7장. 결 론

본 논문에서는 수직구 설계에 관련된 국내·외 지침과 원형수직구에 작용하는 토압이론을 고찰하였고, 원형수직구의 설치 및 해체단계별 해석을 수행하였다. 시공단계별 해석에서는 굴착심도에 따른 콘크리트 토류벽 및 Ring Beam의 거동 과 수직구의 기하형상 및 외력 조건과의 관계에 주목하여 해석을 수행하였다. 그 리고 원형수직구의 현장계측과 해석결과의 비교를 통하여 원형수직구의 거동특 성을 평가하였다. 또한 원형수직구 거동에 영향을 미치는 다양한 변수해석을 통 하여 원형수직구의 Ring Beam의 거동 특성을 예측할 수 있는 평가식을 제안하 였다.

1) 토압, 지하수위, 간극수압 및 Ring Beam 응력의 현장계측치 분석 결과, 설계 작용하중은 충분히 타당한 것을 알 수 있었다.

WARITIME U

- 2) 작용외력과 반력의 평형개념에 기초하여 산정된 반력은 Ring Beam에의 선행 하중과 작용력과는 약간 오차가 발생하나 충분한 타당성을 갖는 것을 알 수 있다. 또한 토압계 실측에 의하면 본 연구에서 가정한 Prater토압은 타당한 것으로 판단된다.
- 3) Ring Beam에 도입된 선행하증 크기가 토압, 수압, 상재하중 등의 작용외력과 동일하다면, 원형수직구 직경이 큰 Type-2와 작은 Type-1의 비교로부터 동 일 심도에서는 직경이 큰 Type-2가 수평변위 및 Ring Beam 응력이 크게 발 생하는 것을 알 수 있다. 즉, 벽체형상비가 작을수록 또는 원형수직구 직경이 클수록 굴착이 증가함에 따라 수평변위 및 Ring Beam 응력도 증가하는 경향 이 더 크게 나타나는 것을 알 수 있다. 이는 벽체형상비가 작을수록 평면변형 조건에 가까워지므로 인하여 수평면에서의 접선효과로 인한 토압감소효과가 작아지는 것에 기인하는 것으로 생각된다.
- 4) 원형수직구 Type-1 및 Type-2에 대한 구조해석 및 측정결과와 비교하면 시 공단계에 따른 원형수직구 Ring Beam의 응력, 콘크리트 벽체 응력 및 벽체 의 수평변위에 대한 값은 모두 원형수직구 직경이 큰 Type-2가 Type-1에 비하여 모두 큰 값을 나타내고 있다. 이는 원형수직구 직경이 클수록 평면변

형 조건에 가까워져서 토압감소 효과가 작아지는 것에 기인하는 것으로 판단 된다.

- 5) 본 연구에서 원형수직구 가설단계에 따른 원형수직구 지지재의 거동 특성을 조사하기 위해 실시한 구조해석은 계측결과와의 비교를 통하여 충분한 타당성 을 갖는 것을 확인할 수 있었다.
- 6) 대상 원형수직구에 관계없이 Ring Beam 응력은 Ring Beam 해체가 진행됨 에 따라 설치된 Ring Beam이 감소하므로 해체된 Ring Beam이 분담하였던 하중을 잔존 Ring Beam이 추가적으로 받게 되어 최초에 약간 증가하다 점차 감소하여 Ring Beam이 모두 해체되면 응력은 0으로 된다.
- 7) 원형수직구 해체단계에서의 Ring Beam의 축응력 및 콘크리트 벽체 주응력은 Type-2가 Type-1에 비하여 Ring Beam 및 콘크리트 벽체에서 작용하는 유 효응력이 크게 나타났다. 이것은 원형수직구 직경 등의 기하형상과 각 수직구 에 작용하는 작용외력의 차이에 의한 것으로 판단된다.

ANBITIME UN

- 8) 벽체의 형상비가 증가할수록, 즉 직경이 증가할수록 그리고 Ring Beam 간격 이 증가할수록 Ring Beam 및 콘크리트 응력이 증가하는 경향을 나타내었다. 또한 벽체 형상비 및 Ring Beam 간격변화에 따른 응력변화는 선형적인 관계 로 나타낼 수 있는 것을 알 수 있다. 이들의 선형관계의 결정계수 R은 99% 이상의 값을 갖는 것으로 나타났다. 따라서 향후 유사한 원형수직구에서의 형 상비 및 Ring Beam 간격 변화에 따른 원형수직구 응력특성은 본 연구에서 제안한 수식에 의해 타당한 값을 추정할 수 있을 것으로 판단된다.
- 9) 본 연구에 적용된 기본적인 입력변수가 변화하지 않는다는 조건 하에 기본단 면의 Ring Beam단면적에 대해 75%정도의 단면적을 가져도 Ring Beam 충 분한 소요능력을 발휘할 수 있을 것으로 판단된다.

참고문헌

경부고속철도 제 00-0 공구 구조 및 수리계산서(Ⅲ), 2004.10

공진영, 신영완, 황의성, 천병식(2009), 원형수직구에 설치된 강성벽체에 작용하는 토압산정방법, 한국지반공학회논문집, 제25권 1호, pp.21-29

구윤태(2007), 원형수직구 Ring Beam 거동분석, 동아대학교 산업대학원 석사학 위논문

김일, 이상덕(2007) 근접 굴착시 흙막이벽 버팀대 선행하중 재하에 따른 터널의 거동, 한국지반학회논문집, 제23권 10호, pp.163-174

김학문(1995). 연재특집 : 지반에 관련된 사고사례의 분석과 대책, 토목기술, 제 3권, 제5호, pp.44-72

대한터널협회(1999), 터널설계기준, 건설교통부, pp.62-68

대한토목학회(2004), 철도설계기준(노반편), 건설교통부, pp.270-275

대한토목학회(2008), 도로교설계기준 해설

박진은, 경갑수, 이준호, 윤철희(2008), 굴착심도 변화에 따른 원형수직구 Ring Beam의 거동분석, 한국구조물진단학회지, 제 12권 제5호, pp.116-124

백규호, 오성남, 조현태(1998), 버팀대 선행하중의 주변 지반 변위억제 효과, 대 한토목학회 학술발표회 논문집, 대한토목학회, pp.475-478

백규호, 오성남, 조현태, 양구승(1998), 버팀대 선행하중 공법을 이용한 깊은 굴 착 사례연구, 98가을 학술발표회 논문집, 한국지반공학회, pp.225-232

백규호, 조현태(1999), 버팀 굴착시 버팀대 선행하중의 인접지반 변위 억제 효과, 한국지반공학술지, 제15권 1호, pp.31-40

백승훈(2002), 선행하중과 벽체강성에 따른 흙막이벽 및 인접지반거동, 아주대학 교 대학원 석사학위논문

서원규(2001), 죽령터널 수직갱 시공보고, 대한토목학회지, 대한토목학회, 제49 권 7호, pp.24-36

송영식, 황성춘, 박춘식(1999), 버팀대 선행하중 공법에서의 흙막이벽 거동에 관 한 연구, 대한토목학회 학술발표회 논문집, pp.131-134

신영완(2004), 사질토 지반에 설치된 원형수직구의 흑막이벽에 작용하는 토압, 한양대학교 대학원 박사학위논문

신영완, 박상찬, 사공명(2006), 해저시설물 건설을 위한 국내외 수직구 설계기술 에 관한 연구, 한국지반환경공학회 학술발표회 논문집, 한국지반환경공학회, pp.213-225

신영완, 사공명(2007), 벽체형상비의 영향을 합리적으로 고려한 원형수직구 벽체 에 작용하는 토압산정방법, 한국터널공학회논문집, 제9권 2호, pp.143-155

신영완, 문경선, 강휴택, 이승호(2008), 현장계측을 통한 원형수직구 작용하중 분 석, 한국지반환경공학회 학술발표회논문집, 제9권 4호, pp.63-76

양구승 (1996), 도심지 깊은 굴착시 인접지반 거동에 관한 분석, 공학박사 학위 논문, 서울대학교, pp.148-150

오상교(2006), 흙막이 굴착공사의 버팀대 설치시 JACK에 따른 계측변위 분석에 대한 연구, 서울시립대학 산업대학원 석사학위논문

오성남(1999), 탈착식 선행하중잭을 이용한 버팀대 선행하중공법, 대한토목학회 지, 대한토목학회, 제47권 7호, pp.72-78

유준희(2009),수치해석과 현장계측을 이용한 원형수직구 굴착에 따른 토압연구, 한양대학교 대학원 석사학위논문

유충식(2004), 응력-간극수압 3차원 연계해석을 통한 터널굴착과 지하수의 상호
작용 고찰, 한국지반공학회논문집, 제20권 3호, pp.33-46

유충식, 김선빈(2006), NATM 터널의 응력-간극수압 연계 유한요소모델링, 한국 지반공학회논문집, 제22권 10호, pp.5-20

이봉열, 김학문(2003), 선행하중 적용시 흙막이 벽체 및 주변지반의 거동에 관한 굴착모형실험, 한국지반공학회논문집, 제19권 5호, pp.15-26

이상덕 (1998), 토질 역학 제2판, 도서출판 새론, pp.353~354

이상덕 (1999), 기초공학, 도서출판 새론, pp.252~254

이종제, 횡성배(2008), 선행하중을 재하한 수직구 Ring-Beam의 거동 특성 분석, 유신기술회보, 15호, pp.113-122

일본토목학회(1994), 산악터널의 입갱과 사갱, 터널라이브러리 제 7호, pp. 31-45

일본토질공학회(1975), 토류구조물 설계법(토질기초공학 라이블러리Ⅱ), pp. 242-247

천병식, 신영완(2003), 사질토 지반의 원형수직구에 설치된 흙막이벽에 작용하는 토압, 한국지반공학회논문집, 제19권 5호, pp.175-187

천병식, 신영완, 문경선(2004), 사질토 지반의 원형수직구에 설치된 흙막이벽에 작용하는 토압: 적용성 연구, 한국지반공학회논문집, 제20권 4호, pp.75-88

천병식, 신영완(2006), 원형수직구의 흙막이 벽체에 작용하는 주동토압, 한국지 반환경공학회 논문집, 제7권 4호, pp.15-24

천일지오컨설턴트(1997), 단계별 지하굴착에 대한 탄소성해석 프로그램 사용법 설명서, pp.2.10-2.12

최복환, 김정윤, 장원복, 이혁(2005), 조립식 수직구 건설, 2005 대한토목학회 정기학술대회 최태희,(2000), 영동고속도로 새말~강릉간 둔내터널 수직갱 시공소개, 대한토목 학회지, 제48권 2호, pp.88-89

한경수(2007), 원형 수직구 토류콘크리트 구조물 설계법의 합리적 개선방향, 한 양대학교 공학대학원 석사학위논문

한국터널공학회 (2006), 제2회 터널 기술 강좌 "제11강 근접공사에 따른 터널 보호 방안", pp.23~24

홍창수, 이지수, 황대진(2008), 수직구 굴착공법인 Stage-cut 시공사례 분석, 대 한토목학회 학술대회, 대한토목학회, 10호, pp.4124-4127

황의성(2009), 원형수직구에 설치된 강성 흙막이벽에 작용하는 토압에 관한 연 구, 한양대학교 대학원 석사학위논문

Atawa, M., and Leca, E. (1984), Analysis of groundwater seepage into tunnels, Proc., Int. Congress on Tunneling and Ground Conditions, Cairo, Egypt, pp.303-310

Auld, G. A. (1979), Design of concrete shaft lingings, Proceeding of institute Civil Engineers, Part2, pp.817-832

Bell, M.J. (1982), The design of shaft lingings in coal measure rocks, Proceeding of a Symposium on Strata Mechanics, Newcastle upon Tyne, April, pp.160-166

Berezantzev, V.G(1952), An axial-symmetric problem of limit equilibrium in a cohesionless medium, Moscow.

Britto, A.M. and Kusakabe, O. (1982), Stability of axisymmetric excavations", Geotechnoque, Vol.32, No.3., pp.261-270

Britto, A.M. and Kusakabe, O. (1983a), Stability of axisymmetric excavations in clays, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.

109, No.5, pp.666-681

Britto, A.M. and Kusakabe, O. (1983b), On the stability of supported excavations, Canadian Geotechnical Journal, Vol.2, No.1, pp.1-15

Bruneau, G., Tyler, D. B., Hadjigeorgiou, J. and Potvin, Y.(2003), Influence of faulting on a mine shfat – a case study: patr 1– Background and instrumentation, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol.40, Issue1, pp.95–111

Canandian Geotechnical Society(1997), Foundation Engineering Manual, 3rd ed., pp.416

Clough G. W. and O'Rourke, T. D.(1990), Construction Induced Movement of In-situ Walls, Proceeding of Design and Performance of Earth Retaining Structures.

Coates, D.F. (1981), Rock mechanics principles : energy, mines and resources, Ottawa, Mines Branch, Government of Canada, Chapter 2 and 3

ARITIME IL

Fara, H, D., Wright, F. D. (1963), Plastic and elastic stresses around a circular shaft in a hydrostatic stress field, Society of Mining Engineers, pp.319-320

Golding. D. T., Jaworski, W. E. and Gordon, M. D.(1992), Earth Support Systems & Retaing Structures. A Pile Buck, pp. 249-254.

Gunn, M.J., and Taylor, R. N. (1984), Discussion on Atkinson and Mair (1983), Geotechnique, 35(1), pp.73-75

Handy, R.L.(1985), The arch in soil arching, J. of Geotech. Engrg., ASCE, Vol.111, No.3, pp.302-318

Harrop-Willians, K.O.(1989), Geostatic wall pressures , J. of Geotech. Engrg., ASCE, Vol.115, No9, pp.1321-1325 Japan Society of Civil Engineers(1996), Japanese standard for mountain tunnels, 5th Ed., pp.153-158

Kaiser, P. K. and Mackay, C. and Morgenstern, N.R.(1982), Performance of shaft inweak rock: Symp. on Caverns and Pressure shafts, Aschen, Vol. 2, pp.613-622

Karafiath, L.(1953), On some problems of earth pressure, Acta Tech. Acad Sci. Hung., pp .328-357

Ladanyi, B. (1974), Use of the long-term strength concept in the determination of ground pressure on tunnel linings, Advances in Rock Mechanics, Third Congress of the Internationnal Society for Rock Mechanics, Vol.2B, pp.1150-1156

Malcom puller(1996), Deep Excavations (A Practical manual), Thomas Telfd, London, pp.408

Mana, A.I. and Clough, G.H, (1981), "Prediction of movement for braced cuts in clay", J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, Vol.107, No.6, pp.759~778

Müller-Kirchenbauer. H., B. Walz U. H Klapperich(1980), Experimentelle und Theoretische Untersuchungen zum Erddruckproblem auf radial symmetrische Senkkasten und Schachte. Veroff. des Grundbauinstitutes der TU Berlin, H.7, p.113.

O'Rourke, T. D., Cording E. J. and Boscardin, M (1976), "The Ground movements related to braced excavation and their influence on adjacent buildings", U.S Department of Transportation, Report no. DOT-TST 76, T-23

O'Rourke T. D. (1981) Ground movements caused by braced excavation, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No. GT9, pp.1159-1178 Ostrowski. W. J. S. (1972). Design considerations for modern shaft linings, Thed Canadian Mining and Metallurgical, pp.58-72.

Paik, K. H., Salgado, R. (2003), Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects, Geotechnique, Institution of Civil Engineers, Vol.53, No.7, pp.643-654

Palmer, J.H.L. and Kenny, T.C. (1972), Analytical Study of a Braced Excavation in Weak Clay, Canadian Geotechnical Journal, Vol.9,pp 145-164

Parsons Brickerhoff(1990), Preliminary Shaft Liner Design Criteria and Methodology Guide

Pottler, R., Hagemeister, A., Scwiger, H. F., and Faust, P. (1994), Influence of tunnel drive on groundwater level, Proc., 8th Conf. of the Ont. Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, Morgatown, pp.1249-1258

Prater, E.G.(1977), An examination of some theories of earth pressure on shaft linings, Can. Geotech. J., Vol.14. pp.91-106

Roesner, E. K. Poppen, S. A. G and Konopka, J. C.(1983), Stability during shaft sinking: 1st Int conf.on Stability in Underground Mining August 16-18, 1982, Canada, pp. 182-199

Savin, G. (1961), Stress concentration around holes, Pergamin Press, pp. 120-185

Schweiger, H F., Schuller, H., and Pottler, R. (1999), Some remarks on 2D models for numerical simulation of underground construction with complex cross-section for Computer Methods and Advances in Geomechanics, Wuhan, China, pp.1303-1308

Shin, J.H., Potts D.M, and Zdravkovix, L. (2002), Three-dimensional modelling of NATM tunnelling in decomposed granite soil, Geotechnique, Vol.52, No.6, pp.187-200

Shin, J.H., Potts D.M, and Zdravkovix, L. (2005), The effect of pore-water pressure on NATM tunnel lining in decomposed granite soil, Can. Geotech. J., Vol.42, pp.1585-1599

Steinfeld, K. (1958) Uber den erddruck auf schacht und brunnenwandungen, Contribution to the Foundation Engineering Meering, Hambrug, German Soc. of Soil Mech. found. Eng., pp.111-126

Szechy, K(1966), The art of tunnelling, Akademiai kiado, Budapest, pp.909-924

Talobre. J.(1957). La mechanique des roches, Dunod, Paris, p. 444

Terzaghi, K.(1943), Theoretical soil mechanics, John Wiley and Sons, pp.202-215

Terzaghi, K.(1943a), Theoretical soil mechanics, John Wiley and Sons, pp. 66-76

Terzaghi, K.(1943b), Theoretical soil mechanics, John Wiley and Sons, pp. 202-215

The British Tunnelling Society(2000), Specification for tunnelling, pp.102-103

US Army Coprs of Engineers(1994), tunnels and Shafts in Rock

Westergaard, H.M.(1940), Plastic state of stress around a deep well, J. Boston Soc. Civil Engrs., Vol.27, pp.1-5

Wilson, A.H.(1972), Tesearch into the determination of pillar size, Part 1,

An Hypothesis Concerning Pillar Stability; The Mining Engineer, Vol. 131, No. 141, pp. 409-417

Wong, R.C.K. (1986), Desing and performance evaluation of tunnels and shafts, Ph. D. Thesis, The University of Alberta, Department of Civil Engineering

Wong, R. C. K and Kaiser, P.K. (1988a), Design and performance evaluation of vertical shafts : rational shaft design method and verifcation of design method, Can. Geotech. J., Vol.25, pp.320-337

Wong, R.C.K. and Kaiser, P.K.(1988b), Behavior of vertical shafts : reevaluation of model test results and evaluation of field measurements, Can. Geotech. J., Vol.25, pp338-352

岩波 基(2003), Study on retaining wall design for circular deep shaft undergoing lateral pressure during construction, pp.24-83



감사의 글

최고 지성인들의 학문의 요람인 상아탑을 뒤로 한지 상당한 세월이 지 난 어느 봄날에 우연히 대학 캠퍼스를 거닐 때 양옆에 함박웃음을 띠고 오가는 사람들을 반갑게 맞이해 주는 벚꽃을 바라보며 그동안 잊어버렸던 나 자신의 부족함을 발견하곤 나 자신의 부족함을 채우기 위해 바다가 한 눈에 내려다보이고 벚꽃이 어우러진 캠퍼스에서 구조 연구실과 인연을 맺 은 지도 벌써 3년이 넘어 결실을 맺을 지금까지 그동안 도와주시고 지도 해 주신 분들께 감사의 글을 쓰게 되었습니다.

이렇게 본 논문이 완성되기 까지 열정과 애정을 가지고 부족한 저를 항 상 여러 방면에서 아낌없이 지도해 주신 경 갑수 교수님께 진심으로 머리 숙여 감사를 드립니다. 또한 바쁘신 와중에도 미흡한 논문을 지도하여 주 시고 조언해 주신 이 광열 교수님, 김 도삼 교수님, 김 태영 교수님, 이 희현 박사님께도 깊은 감사를 드립니다.

그리고, 바쁜 현업에 종사하면서 학업에 충실하지 못하였지만 끝까지 지켜봐 주시고 이해하고 지도하여 주신 교수님들께 깊은 감사를 드립니 다.

논문이 완성되기까지 내 일처럼 항상 즐겁게 웃음을 일치 않고 도와준 이 성진 군과 구조 연구실 식구들에게도 지면을 통해 진심으로 고마움을 전합니다. 아울러 직장 생활을 하면서 대학원을 마칠 수 있도록 시간과 기회를 주신 최 영태 부사장님, 이 영식 전무님, 임원님들, 그리고 영남 지역의 현장 소장님들과 직장 동료 및 후배님들께 감사드리고, 또한 귀찮 은 계측 data를 정리 해주시느라 고생이 많았던 바이택 코리아에 정 용휘 님께 감사를 드립니다.

이밖에도 직장 생활을 하면서 학문을 하다 보니 도움을 주신 많은 분들의

얼굴이 떠오름에 한분 한분께 고마움에 표시를 마음에 고이 간직하겠습니 다.

많은 분들에 은혜를 토목 기술 발전에 작은 보탬이 되도록 보답코자 합 니다.

끝으로 오늘이 있기까지 항상 믿음으로 지켜 봐주시고 인도하여 주신 부모님께 영광을 돌리고 싶습니다. 또한 부족한 사람을 항상 이해하고 사 랑으로 대해 주며 격려해준 아내 이 은정에게 더없는 고마움을 전하며, 사랑스런 딸 성아, 기준과 함께 이 기쁨을 함께 하려 합니다.

