

가상 해저터널 TBM공법 적용 시 세그먼트 단면설계

최정혁¹ · 유충식^{2*}

¹비회원, 성균관대학교 건설환경시스템공학과 석사과정

²정회원, 성균관대학교 건설환경시스템공학과 교수

TBM segment lining section design of hypothetical subsea tunnels

Jung-Hyuk Choi¹, Chung-Sik Yoo^{2*}

¹Graduate Student, Dept. of Civil&Envir Engineering, Sungkyunkwan Univ.

²Professor, Dept. of Civil Engineering, Sungkyunkwan Univ.

ABSTRACT: In this paper, the results of evaluation on the member forces in the virtual subsea tunnel lining segments and optimal thickness of the segment with changes in depth were presented. To evaluate member forces on the hypothetical subsea tunnelling cases were developed and the segmental lining member forces were calculated by performing structural analysis using the 2-Ring Beam model. Through a preliminary reinforcement design review of the cross-section using calculated member force, optimal reinforcement design was selected. Based on the results, the variations of member forces with construction conditions such as the cover depth and the hydraulic pressure are presented. In addition, optimum segment lining designs were developed for various tunnelling conditions.

Keywords: TBM tunnel, Segment lining, 2-Ring Beam-spring model, Member forces, Subsea tunnel

초 록: 본 논문에서는 가상 해저터널의 세그먼트 라이닝의 부재력 평가하여 수심별 세그먼트 최적 두께 산정 및 하중식에 따른 부재력 변화에 관한 내용을 다루었다. 가상 해저터널의 세그먼트 부재력을 평가하기 위해 먼저 다양한 설계 조건을 도출하고 이에 대해 2-Ring Beam 모델을 이용한 구조해석을 수행하여 부재력을 산출하였다. 산출한 부재력을 이용하여 예비 철근 배근을 통해 단면검토를 수행하여 각각의 지층별로 철근 배근을 조절하여 최적 두께를 산정하였다. 검토 결과를 토대로 시공조건에 따른 부재력 변화 경향을 검토하였으며 아울러 다양한 시공조건에 따른 최적 라이닝 단면을 제시하였다.

주요어: TBM 터널, 세그먼트라이닝, 2 링 빔 모델, 부재력, 해저터널

1. 서 론

최근 전 세계적으로 국제 무역 및 국가 간의 교류가 활성화 되면서 국가와 국가 사이를 연결하는 해상 교량과 해저터널 시공이 증가하고 있는 추세이며, 터널시공기술의 발달로 고수압 조건에서의 터널시공이 많아지고 있다. 대표적으로 유로 터널, 보스포러스 철도 터널, 일본의 세이칸 해저터널 있으며, 국내에서도 한중 해저터널이나 한일 해저터널 등을 계획하고

있다. 또한 해남과 제주를 연결하는 철도터널에 대한 연구도 활발히 이루어지고 있지만 해저터널 시공시 많은 위험 요소들이 존재한다. 시공 중 막장면 붕괴나 유입수로 인한 침수 피해를 들 수 있는데 이러한 위험 요소를 최소화하기 위해 많은 연구들이 진행되고 있다. Sun et al. (2011)은 실제 해저터널 프로젝트를 Flac 3D와 인공신경망 방법을 이용하여 3차원 이방성 투수계수를 Flac 3D로 구현하여 유입수에 대한 연구를 수행하였으며, Murillo et al. (2014)은 복합소재를 이용하여 해저터널 유입수의 배수시스템에 대한 연구를 수행하였다. 또한 해저터널 시공에서 유입수 만큼 중요한 부분은 막장면 붕괴로, 이를 방지하기 위해 전방 지반 조건 예측이 중요하다 국내에서는 Lee et

*Corresponding author: Chung-Sik Yoo
E-mail: csyoo@skku.edu

Received January 14, 2015; Revised January 26, 2015;
Accepted January 29, 2015

al. (1998), Kim et al. (2003) 등이 터널 굴진면의 전방의 지층조건을 예측에 대한 연구를 수행하였다. 해저터널 시공에서 수리적 특성에 의한 지반 거동에 대한 연구에 대해서 Hong et al. (2008)은 NATM 공법에 의한 해저터널 시공 중의 문제 구간에 대한 수리적 특성 연구 통해 수리학적 특성이 지반에 미치는 영향범위를 제안 했고 Yoo and Kim (2006)은 응력간극수압 연계 해석을 이용하여 터널이 시공되는 조건에 대해 영향을 미치는 매개 변수에 대한 연구를 수행하였다. 최근엔 TBM 시공 많아지면서 그에 대한 연구 또한 증가하고 있는 추세며 오병삼 등 (2007)은 부산지하철 230공구 하저터널 TBM 공법 적용 사례를 연구한 바가 있다.

위에 제시한 기존의 연구들은 해저터널의 유입수 배출 및 굴진면 전방 예측 할 수 있는 기법을 제시하는데 설계적인 측면 보다는 시공적인 측면에 큰 의미가 있다고 할 수 있다. 이에 본 연구에서는 가상 해저터널에 대해서 설계적인 측면에서 Terzaghi 이완하중, Unal 암반하중, Q-System을 이용한 암반하중 산정식 통해 하중식에 따른 세그먼트 부재력 평가를 수행하였으며, 단면검토를 통해 수압조건에 따른 최적 두께를 산정하였다.

2. 검토 대상 구간

2.1 지형 및 지질 조건

아래 Fig. 1은 가상해저터널의 대표 단면을 나타낸 것이다. 총 연장 108 km이며 A구간, B구간, C구간 D구간으로 총 4 구간으로 구분하였다. 또한 가상의 해저터널의 지반에 대해서 수직갱 설치가능 지역 및 지층변화 구간을 기준으로 하여 각 구간을 구분하였다.

A구간의 지층 구성은 화성성인의 암종과 퇴적성인의 암종이 혼재되어 있으며 수심의 경우 해저면을 기준으로 50 m 수준이다. 육상 인접부분에서 지질 이상대가 나타나며 지질 이상대가 나타나는 구간을 A-1으로 하여 A구간에 대해서 6개 구간으로 세분화 하였다. 세분화 구간별로 A-1, A-5 및 A-6에서 퇴적성인의 암종이 나타나며 A-2~A-4에서는 화성 성인의 암종이 나타내는 것으로 조사되었다.

B구간의 경우 화성성인의 암종인 유문암 및 유문암질 응회암, 흑운모화강암, 응회암 분포하고 있으며, 기반암인 응회암이 B-2 이후 구간에서 넓게 분포하고 있다. 최대수심은 70 m 정도로 B-3~B-4 부근에서 다수의 지질 이상대가 확인되는 것으로 조사되었다.

C구간에서는 기반암인 응회암이 분포하고 있다. C-2구간을 제외한 전 구간 해상 구간이며 C구간의

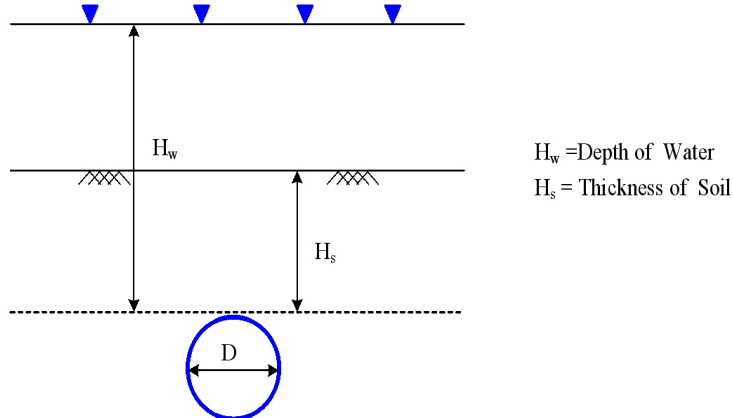


Fig. 1. Typical section considered

최대 수심은 150 m로 고수 압이 작용 되는 구간이다.

D구간에 대한 암중 분포 및 세부 지층으로 화성성인의 조면안산암과 조면현무암이 분포하고 있다. 또한 두 암종의 사이와 하부에 연약층이 위치하고 있으며, 최대 수심은 100 m에서 육상구간까지 수심 변화폭이 심한 것으로 조사되었다.

가상해저터널 지반정수는 현재 국내에서 진행되고 있는 해저지반 지반 조사를 통한 지반 자료를 토대로 선정하였으며 각 구간별 암반을 분류하기 위해 국내외적으로 널리 사용되고 있는 RMR 분류법과 Q-System

분류법을 이용하여 각각의 암반에 대해서 분류하였다. Table 1에 나타나있는 것과 같이 RMR 분류법은 5개의 암반등급으로 분류되며 Q-System은 9등급으로 RMR분류법에 비해 세분화하여 분류되었다.

Table 2는 가상 해저터널의 전 구간에 대해서 암반 분류한 것을 표로 나타낸 것으로 각 구간에 대해서 RMR 암반분류와 Q-System 분류로 나누어 각각 분류하였다. 전 구간의 암반 분류 평균은 RMR 분류법으로 암반등급을 분류한 경우 III등급 보통으로 조사되었으며, Q-System 분류법으로 암반등급을 분류한 경우

Table 1. RMR and Q-System Rock Mass Grade

RMR		Q-System	
Rock mass grade	Rock Mass Class	Rock mass grade	Rock mass class
I	Ver good rock	I	Exceptionally good rock
		II	Extremely good rock
		III	very good rock
II	Good rock	IV	Good rock
III	Fair rock	V	Fair rock
IV	Poor rock	VI	Poor rock
V	Very poor rock	VII	Very poor rock
		VIII	Extremely poor rock
		IX	Exceptionally poor rock

Table 2. Rock mass class assigned to sections

Rock mass classification	A section						B section				C section			D section				Total average
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	1	2	3	1	2	3	4	
RMR	III	II	III	II	III	IV	II	III	II	III	III	II	III	IV	III	V	III	III
Q-System	V	IV	V	IV	V	VI	IV	V	IV	V	V	IV	V	VI	V	VII	V	V

Table 3. Geotechnical properties of rock classes adopted

Classification	Density (kN/m ³)	Young's modulus (MPa)	Poisson's ratio (-)	Cohesion (kPa)	Friction angle (°)	
Unconsolidated	18.5	16.0	0.33	0	30	
Weak zone	21.4	400	0.30	50	21	
Rock	I	26.8	35000	0.20	6000	45
	II	25.7	22000	0.22	2000	40
	III	24.7	8000	0.24	700	38
	IV	23.2	1500	0.27	200	27
	V	21.4	400	0.30	50	21

V등급 보통으로 RMR 분류와 동일하게 보통 등급으로 조사되었다.

앞서 각 구간별 암반에 대해서 분류를 통해 암반에 대해서 정의를 하였으며 Table 3은 RMR 등급을 기준으로 암반등급별 설계 정수를 나타낸 것으로 기존 설계자료, 문헌자료 및 경험식을 통해 각각의 암반등급에 대한 설계정수를 선정하였다.

2.2 터널 단면 및 세그먼트 조건

아래 Fig. 2은 가상 해저터널 프로젝트의 터널 단면을 나타낸 것으로 내경 8,900 mm의 고속철도 단면으로 해석을 수행하였다.

세그먼트 라이닝의 철근 배근은 아래 Table 4와 5 같이 기본 배근을 하여 단면검토를 수행하였다. 콘크리트 설계 강도는 45 MPa, 철근의 항복강도는 400 MPa을 적용 하였으며, 강도감소계수의 경우 휨 0.85 전단 및 인장 0.8 압축 강도감소계수 0.7을 각각 적용하였다.

Fig. 3은 철근 배근 및 세그먼트 단면에 대한 정보를

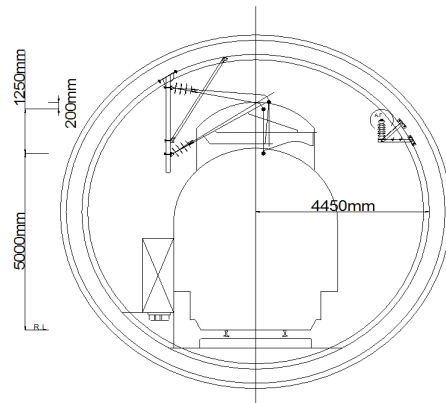
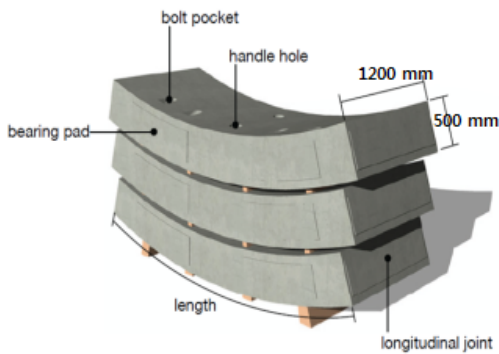
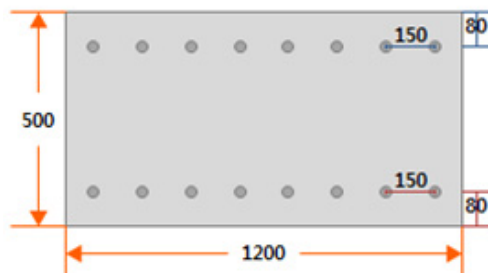


Fig. 2. Tunnel cross section

그림으로 나타낸 것이며 각 철근의 배근은 압축 및 인장철근 모두 피복두께 80 mm 철근직경 25 mm 철근간격 150 mm로 동일하게 적용 하였다. 전단 철근의 경우 철근 직경 13 mm 철근간격 200 mm로 설계하였으며 프로그램의 입력 파라메타인 다리수의 경우 단위 길이 당 전단 철근의 개수를 의미하는 것으로 철근 간격 200 mm 이므로 5개로 적용 하였다. 또한 세그먼트라이닝의 단면을 설계하기 위해 유로 터널의



(a) geometry



(b) reinforcement arrangement

Fig. 3. Geometry and reinforcement of segment lining

Table 4. Material properties of segment lining components

Concrete f_{ck} (MPa)	Reinforcement f_y (MPa)	Strength reduction coefficient			
		Bending (ϕ_b)	Shear (ϕ_v)	Compressive (ϕ_c)	Tension (α)
45	400	0.85	0.8	0.7	0.8

Table 5. Preliminary arrangement of reinforcement

Compressive reinforcement	Thickness of cover (mm)	Reinforcement diameter (mm)	Reinforcement spacing (mm)
Layer 1	80	25	150
Tension reinforcement	Thickness of cover (mm)	Reinforcement diameter (mm)	Reinforcement spacing (mm)
Layer 1	80	25	150
Shear reinforcement	Reinforcement diameter (mm)	Reinforcement spacing (mm)	Stirrup (<i>EA</i>)
Layer 1	13	200	5

단면 정보를 이용하여 세그먼트 길이 1,200 mm, 두께 500 mm으로 해석을 수행 하였다. 해석결과를 토대로 철근배근을 통해 단면의 적정성을 평가하였다.

500 mm의 세그먼트가 적용되며 한 개의 세그먼트 링에 대해서 설치각도 18.94°의 Key 세그먼트를 포함하여 7개 세그먼트로 조립되는 것으로 가정하였다.

3. 부재력 산정

3.1 해석 모델

앞서 분류한 4개 구간에 대해서 대표 단면을 설정하여 세그먼트의 부재력 산정 및 단면 검토를 수행하였다. 각 구간에 대해서 일반 암중 구간, 암중경계 구간 및 파쇄대 연약대 구간으로 구분하였다.

본 연구에서는 시공조건은 터널의 외경 8,900 mm 인 터널 구조물이며, 터널이 관통하는 지층의 토피고는 22~40 m, 점착력은 0~2,000 kPa, 내부마찰각은 21~40°, 측압계수는 1.0, 지반 변형계수는 지반의 종류에 따라 16~22,000 MPa 사이의 값을 대상 조건으로 하였다. 한편, 라이닝에는 길이 1200 mm 두께

3.2 구조 해석

앞서 기술한 조건에 대해 다양한 단면을 형성하고 구조해석프로그램인 SAP2000을 이용하여 2-Ring Beam-Spring 모델(Fig. 4) 을 사용하였다. 일반적으로 Beam-Spring 모델은 지반을 반력스프링으로 고려하는 방법으로서 이음부를 고려하는 방법에 따라 강성 일체법, 회전스프링법, 그리고 힌지법으로 분류되며 (KTA, 2008) 본 논문에서는 회전스프링법을 이용한 모델을 구축하여 해석을 수행하였다.

3.2.1 이음부 계수 산정

2-Ring Beam-Spring 모델에서는 적용되는 이음부 스프링 계수는 아래 식 (1), (2), (3), (4)를 이용하여

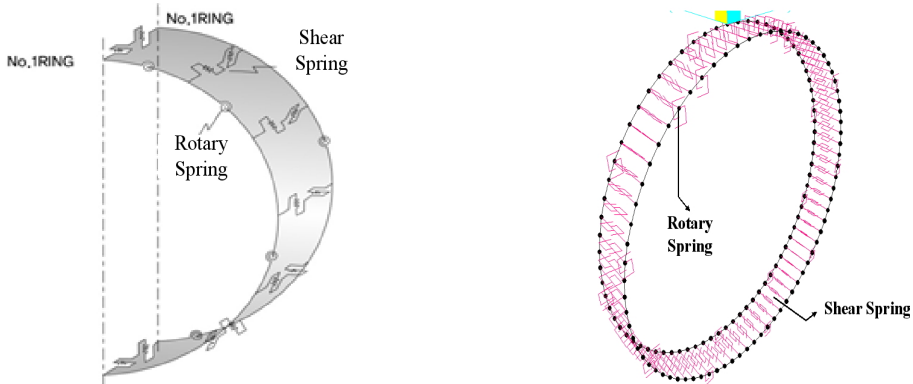


Fig. 4. 2-Ring beam-spring model

산정하였다. 회전스프링 계수(K_m)의 경우 압축 외연에서 중심축까지의 거리를 식 (2)를 이용하여 계산되며, 중심축까지의 거리 x 는 식 (1)의 회전스프링 계수(K_m) 공식으로 산정하여 프로그램에 적용하였다.

$$K_m = \frac{M}{\theta} = \frac{x(3h-2x)bE_c}{24} \quad (1)$$

$$x = \frac{nA_b}{b}(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{nA_b}}) \quad (2)$$

여기서, M : 휨모멘트

b : 세그먼트의 폭

A_b : 볼트의 단면적

θ : 회전각

x : 압축외연에서 중심축까지의 거리

H : 세그먼트의 두께

d : 유효 깊이

n : 영계수 비

전단 스프링 계수(K_s)는 반경방향 전단스프링 계수와 접선방향 전단스프링 계수를 각각 적용해야 하며 아래 제시된 식은 스프링계수 산정에 사용되는 식을 나타낸 것으로 식 (3)과 (4)의 식을 사용하여 각각 스프링 계수를 산정하였다.

$$K_{sr} = \frac{192EI}{(2b)^3} = \frac{24EI}{b^3} \quad (3)$$

$$K_{st} = \frac{b'hG}{b} = \frac{b'hE}{2b(1+\nu)} \quad (4)$$

여기서, E : 콘크리트의 탄성계수

I : 세그먼트의 단면이차 모멘트

b : 세그먼트의 폭

b' : 세그먼트 축방향의 이음간격

h : 세그먼트 높이

G : 전단탄성계수

ν : 프와송 비

지반의 반력을 스프링 요소로 표현하여 아래의 식 (5)를 이용하여 지반의 반력을 계산하여 2-Ring Beam 모델에 적용하였다.

$$K_r = \frac{3E_0}{(1+\nu)(5-6\nu)R_c} \quad (5)$$

여기서, E_0 : 뒤채움 주입강성을 고려한 환산 변형계수

ν : 지반 포와송비

R_c : 세그먼트 도심선의 반경

3.2.2 하중 산정

본 논문에서는 하중 산정을 위해 Unal, Q-System, Terzaghi의 이완 하중 공식을 이용하여 하중을 계산하였으며 식 (6)~(8)은 각각의 식을 나타낸 것이다. (Kim et al., 2010)

Biniawski (1973)가 제안한 RMR 값을 이용 하여 Unal (1983)에 이완하중을 산정하는 경험식을 제안하였다. Unal 공식으로 하중을 계산하며 RMR 값이 작아질수록 하중의 값이 크게 작용 하므로 각각의 등급별 최소 RMR 값을 각각 적용 하여 등급별 가장 큰 하중으로 계산하였다.

$$p_{proof} = \frac{100 - RMR}{100} \gamma b \quad (6)$$

여기서, RMR : RMR 값

γ : 지층 단위중량

b : 터널 직경

Barton et al. (1974)은 Q-System의 암반 등급을 이용 하여 이완 하중을 산정하는 경험식을 제안하였다. 절리군수 3을 기준으로 공식을 구분 할 수 있으며

본 연구에서는 3이하의 경우에 대해서 계산을 수행하였다. J_r (절리면의 거칠기 수)의 경우 Q-System 분류표에서 Slickensied, Undulating등급의 1.5값을 적용하여 J_n (절리균수)의 3이하의 경우에 대해서 계산을 수행하였다.

절리균수 < 3

$$p_{proof} = \left[\frac{2.0 J_n^3 Q^{-\frac{1}{3}}}{3.0 J_r} \right] (\times 10^2 kN/m^2) \quad (7)$$

여기서, Q : Q 값

J_n : 절리균 수

J_r : 전리면의 거칠기 수

Terzaghi의 이완 하중 공식은 점착력을 고려 할 때와 미 고려할 때의 공식으로 구분 할 수 있으며 점착력 고려 시 점착력이 커져 이완하중 값이 음수로 계산된다. 따라서 본 연구에서는 점착력 미 고려 공식을 이용 하여 하중계산을 수행하였다.

$$p_{vc} = \frac{\gamma \times B}{2K_0 \tan \phi} \cdot \left(1 - e^{\frac{-K_0 \times \tan \phi \times H}{B}} \right) \quad (8)$$

여기서, H : 지층의 두께(m)

γ : 흙의 단위중량(kN/m^3)

ϕ : 흙의 내부 마찰각(°)

c : 흙의 점착력(kPa)

B_1 : 세그먼트 링 정상부의 이완폭(m)

K_0 : 수평토압과 연직토압의 비

3.2.3 수압 산정

수압을 적용 방법에는 토수분리와 토수 일체로 나눌 수 있다. 토수일체의 경우 점토 지반과 같이 세립분이 많이 존재하는 지반에 적용하며 Total Stress 개념으로 수압을 적용한다. 반면 토수 분리의 경우 Effective

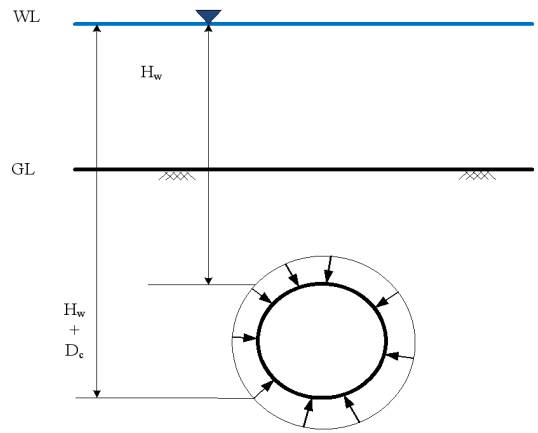


Fig. 5. Water pressure model

stress 개념으로 사질토나 암반 지반에 적용되며 토압과 수압을 따로 계산하여 적용 하는 방법이다(Fig. 5). 따라서 본 논문에서는 토수분리로 수압을 적용하였으며 해저터널의 수압을 모사하기 위해 토피고와 수심을 합하여 물의 단위중량을 곱하는 방법으로 수압으로 반영하였다.

4. 결과 분석

4.1 시공조건에 따른 부재력 변화

아래 Fig. 6~8은 각 단면별 부재력을 나타낸 것으로 A~D 구간 중 본선 터널에 대해서 수심 분포가 동일한 A~C구간에 대해서 비교하였다.

A~C구간에 대해 전체적으로 수심이 증가 할수록 부재력이 증가하는 경향을 보였으며, 하중식의 경우 Terzaghi이 완하중식을 적용 한 Case에 대해 다른 하중식 보다 부재력이 크게 발생하는 것으로 검토되었다. 이는 Terzaghi 이완하중식이 암반에 대한 하중산정에서 과잉 산정 될 수 있는 것으로 판단된다. 반면 Unal 과 Q-System을 적용할 경우 축력 및 전단력에서 큰 차이를 보이지 않지만 모멘트에서 Unal에 비해 Q-System 으로 하중 산정하여 적용한 값이 크게 발생한 것으로 검토되었다.

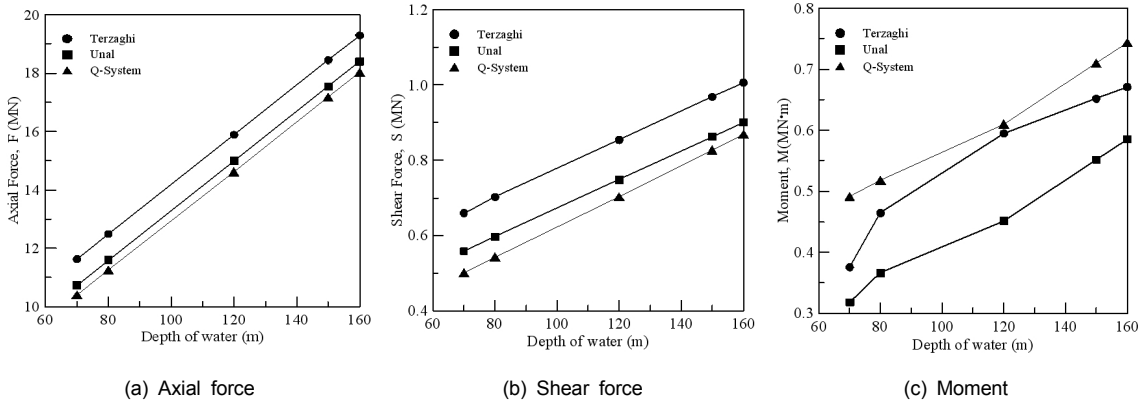


Fig. 6. Maximum member forces (A- Section)

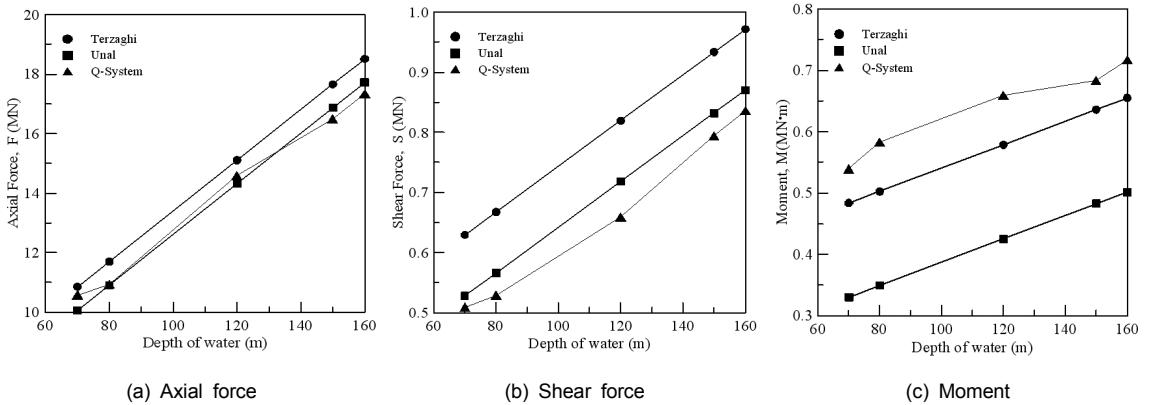


Fig. 7. Maximum member forces (B- Section)

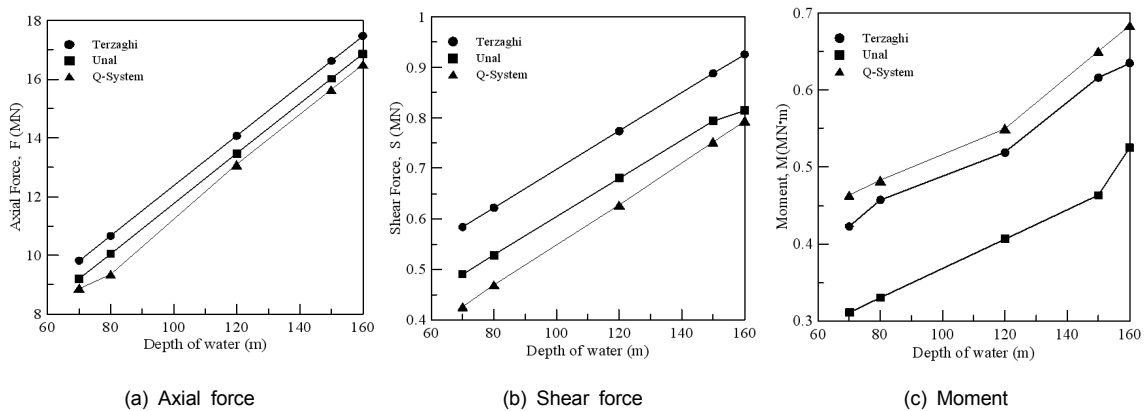


Fig. 8. Maximum member forces (C- Section)

4.2 구간별 최소 단면 검토

대해서 단면검토 수행 후 최적의 두께 및 철근 배근을 도출하였다. 또한 각각의 철근 배근 조건은 피복두께, 철근 간격, 철근 직경을 증가시켜 철근배근 조건을 선정하였다.

4.2.1 철근 배근 설계안

아래 Table 6 은 각 구간에 대해서 단면검토를 수행 후 NG 구간에 대해서 배근 조건으로 각각의 대안에

Table 6. Arrangement of Reinforcement Condition

Arrangement of Reinforcement Condition 1 (t=500)			
Compressive reinforcement	Thickness of cover (mm)	Reinforcement diameter (mm)	Reinforcement spacing (mm)
Layer 1	80	25	150
Tension reinforcement	Thickness of cover (mm)	Reinforcement diameter (mm)	Reinforcement spacing (mm)
Layer 1	80	25	150
Shear reinforcement	Reinforcement diameter (mm)	Reinforcement spacing (mm)	Stirrup (EA)
Layer 1	13	200	5
Arrangement of Reinforcement Condition 2 (t=500)			
Compressive reinforcement	Thickness of cover (mm)	Reinforcement diameter (mm)	Reinforcement spacing (mm)
Layer 1	100	35	80
Tension reinforcement	Thickness of cover (mm)	Reinforcement diameter (mm)	Reinforcement spacing (mm)
Layer 1	100	35	80
Shear reinforcement	Reinforcement diameter (mm)	Reinforcement spacing (mm)	Stirrup (EA)
Layer 1	13	200	5
Arrangement of Reinforcement Condition 3 (t=500)			
Compressive reinforcement	Thickness of cover (mm)	Reinforcement diameter (mm)	Reinforcement spacing (mm)
Layer 1	80	25	100
Tension reinforcement	Thickness of cover (mm)	Reinforcement diameter (mm)	Reinforcement spacing (mm)
Layer 1	80	25	100
Shear reinforcement	Reinforcement diameter (mm)	Reinforcement spacing (mm)	Stirrup (EA)
Layer 1	13	200	5
Arrangement of Reinforcement Condition 4 (t=600)			
Compressive reinforcement	Thickness of cover (mm)	Reinforcement diameter (mm)	Reinforcement spacing (mm)
Layer 1	80	25	100
Tension reinforcement	Thickness of cover (mm)	Reinforcement diameter (mm)	Reinforcement spacing (mm)
Layer 1	80	25	100
Shear reinforcement	Reinforcement diameter (mm)	Reinforcement spacing (mm)	Stirrup (EA)
Layer 1	13	200	5
Arrangement of Reinforcement Condition 5 (t=600)			
Compressive reinforcement	Thickness of cover (mm)	Reinforcement diameter (mm)	Reinforcement spacing (mm)
Layer 1	100	29	80
Tension reinforcement	Thickness of cover (mm)	Reinforcement diameter (mm)	Reinforcement spacing (mm)
Layer 1	100	29	80
Shear reinforcement	Reinforcement diameter (mm)	Reinforcement spacing (mm)	Stirrup (EA)
Layer 1	13	200	5

4.2.2 단면검토 결과

본 논문에서는 앞서 제시한 예비 세그먼트 철근 배근에 대해서 단면검토를 수행하였으며 아래 Fig.

9~12는 각 구간에 대해서 단면검토를 수행한 것으로 NG Case에 대해서 4.2.1절에서 제시한 철근배근에 대해서 각각에 단면에 적용 시켜 세그먼트 두께 및

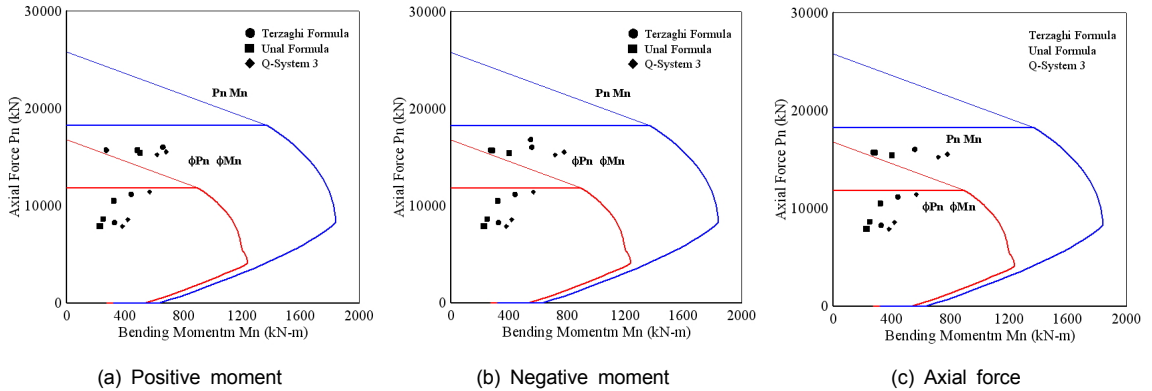


Fig. 9. Section stability check using P-M interaction diagram (A - Section)

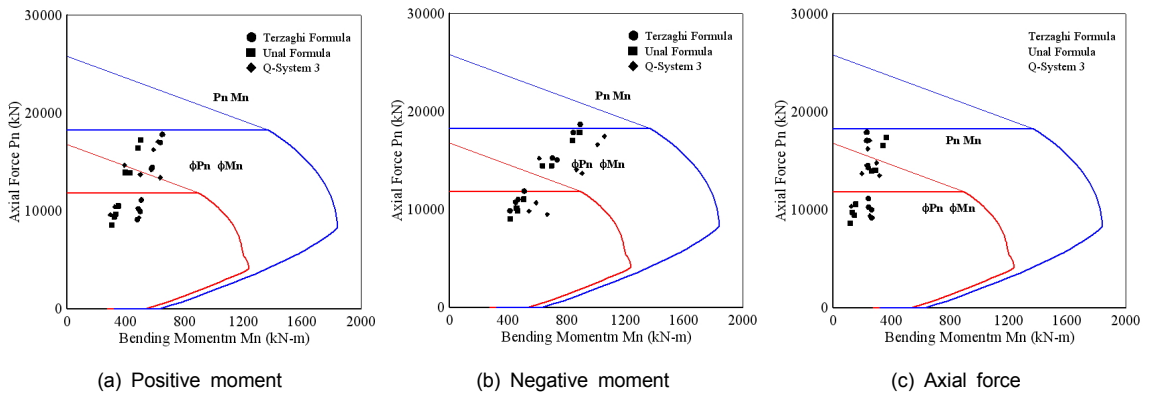


Fig. 10. Section stability check using P-M interaction diagram (B - Section)

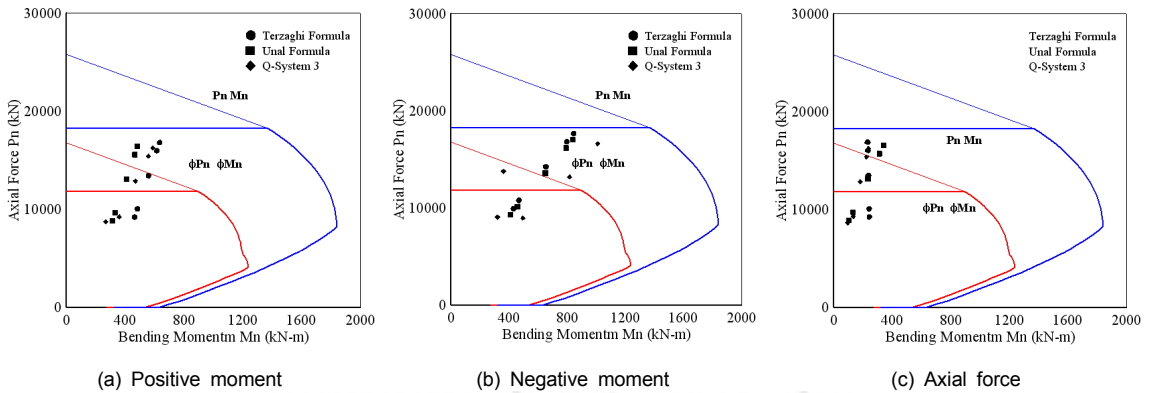


Fig. 11. Section stability check using P-M interaction diagram (C - Section)

철근 배근량을 조절하여 단면검토를 재 수행하였다.

Fig 13~16은 NG 발생 구간에 대해서 앞서 제시한 철근 배근을 통해 재 수행 한 결과를 나타낸 것으로

A 구간의 경우 수심 70~120 m까지 4안 적용시 안정성이 확보되었으며, 수심 150 m 이상의 구간에서는 5안 적용시 안정성이 확보되었다. A구간의 경우 토피

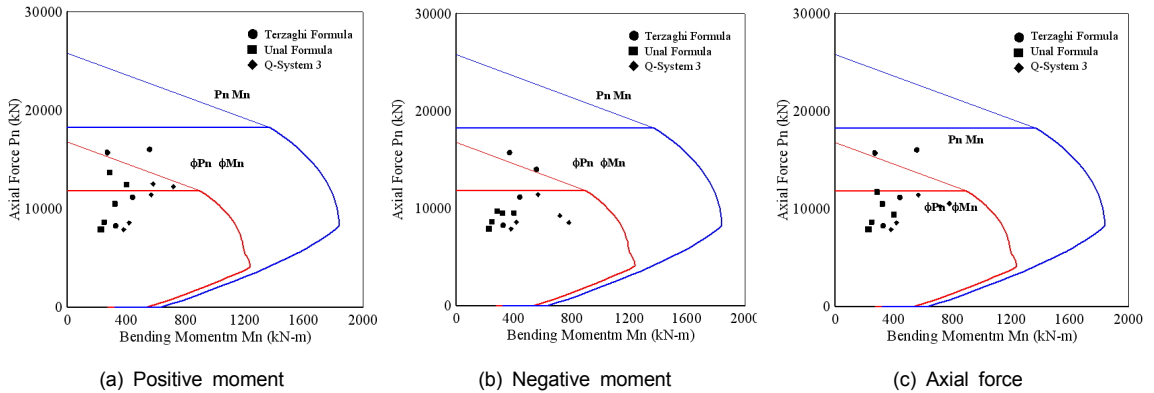


Fig. 12. Preliminary section stability check using P-M interaction diagram (D - Section)

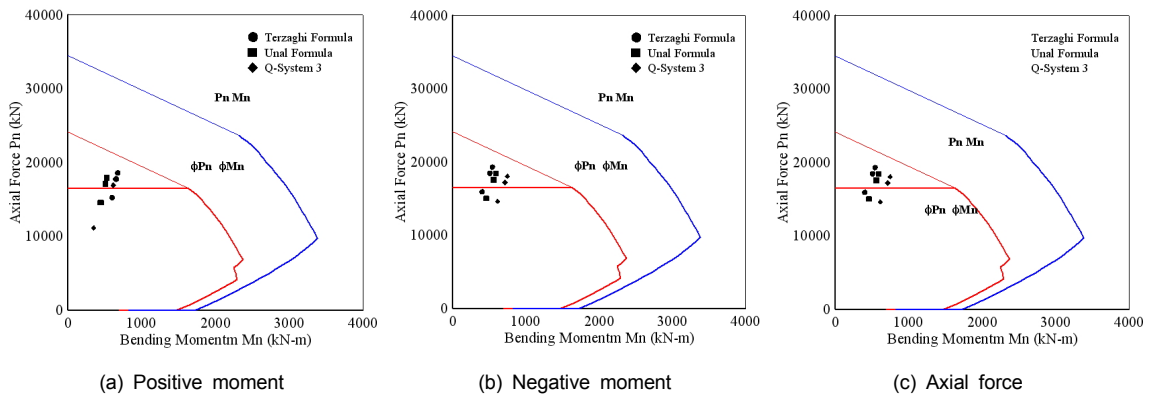


Fig. 13. Final section stability check using P-M interaction diagram (A - Section)

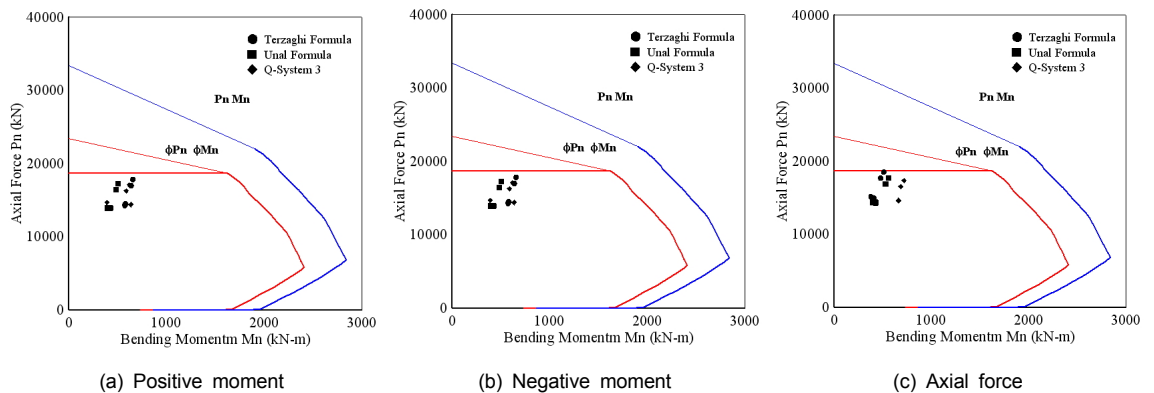


Fig. 14. Final section stability check using P-M interaction diagram (B - Section)

고 및 수압이 크게 작용하는 구간으로 세그먼트 두께 600 mm 이상이 확보 되어야 한다. 또한 120 m 이상의 구간에 5안을 적용한 것으로 적용결과 최대수심 160 m 까지 설계 강도 안에 포함되는 것으로 확인되었다.

B 구간의 경우 수심 70~80 m까지 1안을 제안하며 수심 120 m 이상의 구간에서는 3안으로 검토되었으며, B구간의 경우 A구간에 비해 토피고 및 수압이 적게 작용하는 구간으로 세그먼트 두께 500 mm 이상이 확보 되어야 한다. 또한 120 m 이상의 구간에 2안을 적용한 결과 최대수심 160 m 까지 설계 강도 안에 포함되는 것으로 확인되었다.

C 구간의 경우 수심 70~120 m까지 1안으로 검토 되었으며, 수심 120 m 이상의 구간에서는 2안으로

검토되었다. B구간과 동일하게 세그먼트 두께 500 mm 이상이 확보되어야 한다. 또한 120 m 이상의 구간에 2안을 적용한 것으로 적용결과 최대수심 160 m 까지 설계 강도 안에 포함되는 것으로 확인되었다.

D 구간의 경우 수심 120 m 3안으로 검토되었으며, 지층이 비교적 연약한 지반으로 구간으로 세그먼트 두께 500 mm 이상이 확보되어야 한다. 또한 120 m 이상의 구간에 3안 적용결과 최대수심 120 m에서 설계 강도 안에 포함되는 것으로 확인되었다.

앞서 수행한 단면 검토 결과를 토대로 최종 단면을 선정하였으며 Table 7~9는 구간별로 나눠 각각의 단면에 대한 철근 배근 결과를 나타낸 것이다.

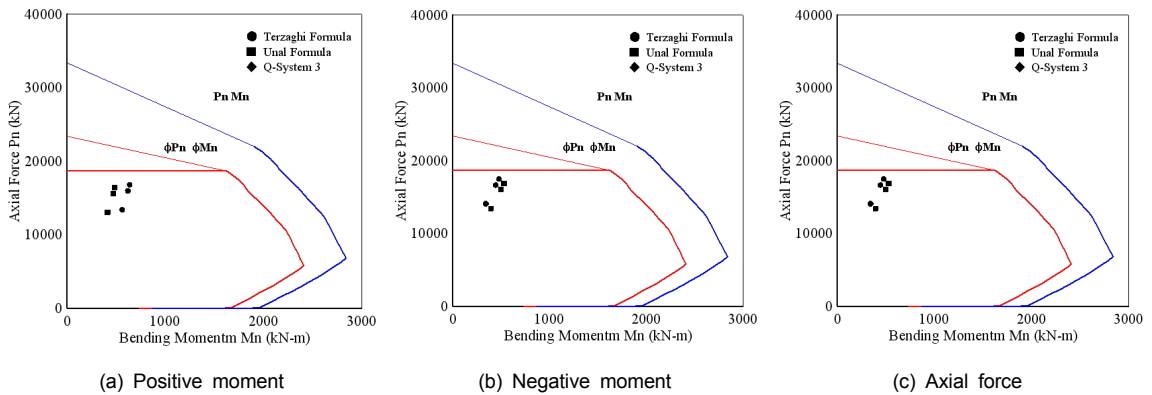


Fig. 15. Final section stability check using P-M interaction diagram (C - Section)

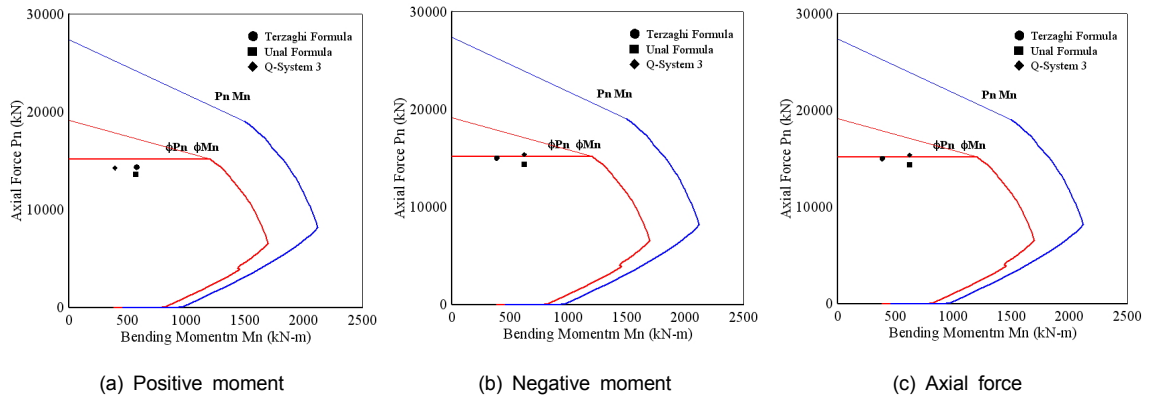


Fig. 16. Final section stability check using P-M interaction diagram (D - Section)

Table 7. Final reinforcement arrangement for A-Section

Section	Thickness of layer	Depth of water	Reinforcement condition
A-L2	33	70	4 Condition
	33	80	
A-L3	40	70	
	40	80	
	40	120	
	40	150	
	40	160	
A-L5	22	120	4 Condition

Table 8. Final reinforcement arrangement for B-Section

Section	Thickness of layer	Depth of water	Reinforcement condition
B-L2	21	70	1 Condition
	21	80	
B-L3	32	70	
	32	80	
	32	120	
	32	150	2 Condition
32	160		
B-L5	30	120	3 Condition

Table 9. Final reinforcement arrangement for C-Section and D-Section

Section	Thickness of layer	Depth of water	Reinforcement condition
C-L3	22	70	1 Condition
	22	80	
	22	120	
	22	150	2 Condition
	22	160	
D-L4	30	120	3 Condition
D-L5	24	120	1 Condition

5. 결론

본 논문에서는 고수압 조건하에서 세그먼트라이닝의 부재력에 관하여 2-Ring Beam Model을 이용한 해석을 통해 하중 산정식에 따른 세그먼트의 부재력을 분석하였으며 그 결과를 바탕으로 수압에 따른 철근 배근 및 최적 두께를 산정하였다. 구체적인 내용은 아래와 같다.

1. 각 구간에 대한 해석 결과 전체적으로 수심이 증가할수록 부재력이 증가하는 경향을 보였으며 하중식의 경우 Terzaghi 이완하중식을 적용 시 다른 하중 산정식 보다 크게 산정되는 것으로 확인되었다. 축력 및 전단력을 제외한 모멘트에서 Unal공식에 비해 Q-System공식이 Terzaghi 이완하중식과 비슷한 값을 나타냈다. Terzaghi 이완하중식의 경우 토피고 및 단위중량에 크게 값이 좌우되며 Unal

및 Q-system에 경우에는 암반의 등급에 따라서 값에 좌우 되는 것으로 검토되었다.

2. A 구간의 경우 수심 70~120 m까지 4안을 제안하며 수심 150 m 이상의 구간에서는 5안을 적용해야 되는 것으로 검토되었으며, A구간의 경우 토피고 및 수압이 크게 작용하는 구간으로 세그먼트 두께 600 mm 이상이 확보 되어야 한다. 또한 120 m 이상의 구간에 5안을 적용한 것으로 적용결과 최대 수심 160 m 까지 설계 강도 안에 포함되는 것으로 확인되었다.
3. B 구간의 경우 수심 70~80 m까지 1안을 제안하며 수심 120 m 이상의 구간에서는 철근 배근 3안에서 단면의 안정성이 확보되었으며 B구간의 경우 A구간에 비해 토피고 및 수압이 적게 작용하는 구간으로 세그먼트 두께 500 mm 이상이 확보 되어야 하는 것으로 검토되었다. 또한 120 m 이상의 구간에 2안을 적용한 것으로 적용결과 최대수심 160 m 까지 설계 강도 안에 포함되는 것으로 확인되었다.
4. C 구간의 경우 수심 70~120 m까지 1안을 적용해야 되며 수심 120 m 이상의 구간에서는 2안을 적용해야 되는 것으로 검토 되었다. B구간과 동일하게 세그먼트 두께 500 mm 이상이 확보 되어야 한다. 120 m 이상의 구간에 2안을 적용한 것으로 적용결과 최대수심 160 m 까지 설계 강도 안에 포함되는 것으로 확인되었다. D 구간의 경우 수심 120 m 3안을 제안하며 지층이 비교적 연약한 지반으로 구간으로 세그먼트 두께 500 mm 이상이 확보 되어야 한다. 120 m 이상의 구간에 3안을 적용한 것으로 적용결과 최대수심 120 m에서 설계 강도 안에 포함 되는 것으로 확인되었다.
5. 본 가상의 터널 시공조건을 토대로 세그먼트 라이닝 부재력 평가 및 단면 검토를 수행하여 시공조건 (토피고 및 수심)별 최적 라이닝 단면을 제시하였다.

감사의 글

본 논문은 한국건설교통기술평가원의 건설기술혁신사업인 “TBM 핵심 설계부품기술 및 TBM터널의 최적 건설기술”(과제번호: 10기술혁신E09) - ”세그먼트 라이닝의 지식 기반형 자동화 설계 시스템 개발”와 “해저터널 기술개발”(과제번호 13건설연구T01) - “Mechanical-Hydraulic Coupling이 고려된 BIM 기반하의 안정성 자동화 해석 기술”의 일환으로 작성되었습니다.

References

1. Lee, I.M., Son, Y.J., Park, K.J. (1998), “A3-Dimensional analysis for assessing change of ground-condition ahead of the tunnel face”, Journal of Korean Civil Engineering Society, Vol. 18, No. 3-4, pp. 505-519.
2. Kim, K.S., Kim, Y.S., Yoo, K.H., Park, Y.J., Lee, D.H. (2003), “Prediction of change in ground condition ahead of tunnel face using three-dimensional convergence analysis”, Tunnel and Underground Space, Vol. 13, No. 6, pp. 476-485.
3. Yoo, C.S., Kim, S.B. (2006), “Stress-pore pressure coupled finite element modeling of NATM Tunneling”, KGS Spring Conference, pp. 189-198.
4. Oh, B.S., Youn, H.D., Choi, K.H., Im, J.S. (2007), “A study of large diameter shield TBM excavation passing through soo-young riverbed in busan (Busan Subway Line II, Section 230)”, KSCE Tunnel Committee Special Conference 27th, pp. 75-95.
5. KTA (2008), “3rd Mechanized tunnel construction tunnel design service technical conference”, KTA, pp. 457-458.
6. Hong, E.S., Park, H.S., Shin, H.S., Kim, H.M., Ryu, D.W (2008), “A numerical analysis : Effects of hydraulic characteristics of a hazardous zone on the face stability in subsea tunnelling” Journal of Korean Society for Rock Mechanics, Vol. 18,

- No. 5 pp. 366-374.
7. Kim, S.H., Par, I.J., Moon, H.K., Shin, Y.S. (2010), "A study on behavioral characteristics of concrete lining based on the equations of relaxed rock loads" Korean Tunnelling and Underground space Association, Vol. 12, No. 6, pp. 443-4450.
 8. Murillo, C.A., Shin, J.H., Kim, K.H., Colmenares, J.E. (2014), "Performance tests of geotextile permeability for tunnel drainage systems" KSCE, Vol. 18, No. 5, pp. 827-830.
 9. Bieniawski, Z.T. (1973), "Engineering rock mass classifications of jointed rock masses", Trans. s Afr. Inst Cv. Eng, Vol. 15, pp. 335-344.
 10. Barton, N., Lien, R., Lunde, J. (1974), "Engineering classification of rock Masses for the design of tunnel support" Rock Mechanics. Vol. 6, No. 4, pp. 189-236.
 11. Sun, J., Zhao, Z., Zhang, Y. (2011), "Determination of three dimensional hydraulic conductivities using a combined analytical neural network model" Tunnelling and Underground space Technology, Vol. 26, pp. 310-319.