

고수압 조건에서 쉴드터널 세그먼트 라이닝 구조설계에 관한 연구

이영준^{1*} · 김기림¹ · 정건웅¹ · 홍의준¹ · 김선홍¹ · 전덕찬¹

¹정회원, (주)유신

A study on the design of shield tunnel lining in high water pressure condition

Young-Joon Lee^{1*}, Ki-Lim Kim¹, Keon-Woong Jeong¹, Eui-Joon Hong¹, Seon-Hong Kim¹, Duk-Chan Jun¹

¹Korea, Yooshin Engineering Co, 8, 4Gil, Yeoksam-ro, Gangnam-gu, Seoul

ABSTRACT: In impermeable ground, water pressure is applied due to discontinuity such as joint or fissure. Therefore, water pressure should be considered in design regardless of ground condition. However, when the shape of segmental lining is circular, water pressure may reduce the lining member force, so it is important to define the assumption and the concept of design in case of high water pressure. This paper presents the concepts of design of the lining of shield tunnel at high water pressure and in impermeable ground condition. In addition, the member forces in various load conditions were compared in this study. (elastic equation, closed form solutions, beam-spring model).

Keywords: Segment lining, High water pressure, Load condition

초 록: 양호한 암반조건이나 균질한 점토지반 등 불투수성 지반의 경우에도 불연속면에 의하여 수압이 작용될 수 있으므로, 설계시 지반조건에 상관없이 수압조건을 고려하고 있다. 그러나, 세그먼트 라이닝의 형상이 원형임에 따라 수압을 고려하는 경우가 오히려 라이닝에 발생하는 부재력을 감소시킬 수가 있으므로, 고수압 조건에서는 이에 대한 설계개념정립이 중요하다. 따라서, 본 논문에서는 고수압의 불투수성 지반조건에서 하중조건 및 하중조합에 따른 부재력 크기 등을 비교함으로써, 세그먼트 라이닝 설계시 합리적이고 적절한 설계개념에 대하여 서술하였다.

주요어: 세그먼트 라이닝, 고수압, 하중조건

1. 서 론

쉴드 TBM에서 세그먼트 라이닝은 외력에 대하여 영구적인 지보기능을 하는 주요 구조체로써, 지반하중, 수압, 운반 및 적재하중, erection 하중 등 예상되는 모든 하중조건에 대하여 충분한 안정성을 확보하여야 된다.

따라서 설계자는 예상되는 모든 하중들에 대한 가장 극한적인 상태를 고려하여 안전측으로 세그먼트 라이닝의 두께, 강도, 철근배근 등을 결정하고 있다.

이에, 양호한 지반이나 균질한 점토지반 등 불투수성 지반의 경우에도 절리, 틈새 등 불연속면에 의하여 수압이 작용될 수 있으므로, 설계시 지반조건에 상관없이 수압이 고려되어야 한다. 그러나 세그먼트 라이닝의 형상이 원형임에 따라 수압을 고려하는 경우가 오히려 라이닝에 발생하는 부재력을 감소시킬 수가 있으므로, 고수압 조건에서는 이에 대한 설계개념정립이 중요하다. 따라서, 본 연구에서는 고수압 하의 불투수성 지반에서 하중조건 및 하중조합에 따른 부재력 크기 등을 비교함으로써, 라이닝 설계시 합리적이고 적절한 설계개념을 적용하고자 한다. 또한, 이를 위하여 현재 사용되고 있는 다양한 설계법 -이론적인 방법(elastic equation method, Duddeck and Erdmann

*Corresponding author: Young-Joon Lee
E-mail: lyjoony@nate.com

Received April 1, 2015; Revised April 14, 2015;
Accepted April 16, 2015

analysis와 Hartmann derivation과 같은 Closed form solutions)과 Beam spring model- 등을 적용하고 비교 함으로써 합리적이고 적절한 결과를 도출하고자 하였다.

2. 세그먼트 라이닝 설계방법

2.1 적용하중

일반적으로 세그먼트 라이닝의 설계에 고려해야 할 하중은 Table 1과 같이 기본하중, 기본하중과 조합하여 검토하는 조합하중, 기타하중 등으로 크게 나눌 수 있다. 기본하중 이외의 하중들은 필요시 고려할 수 있으나, 라이닝 자중, 지반하중, 수압, 상재하중,

그리고 지반반력과 같은 기본하중은 세그먼트 라이닝의 설계에 반드시 고려해야 할 하중이다. 이 기본하중에 대해 적절히 가정하고 지반조건, 구조물과 지반과의 관계 등을 감안하여 결과를 산출하는 해석법 및 각 해석법별로 고려되어지는 하중조건을 정리하면 Table 1과 같다.

2.2 해석방법

2.2.1 Elastic equation method

Elastic equation method (ITA, 2000)는 세그먼트 라이닝의 부재력을 계산하는 간단한 방법으로 Fig. 1은 Elastic equation method에 적용되는 하중을 보여 준다. 지반하중 (p_{e1} , q_{e1} , q_{e2})은 Terzaghi 이론식 등을

Table 1. Design models for segment lining and kinds of Loads

	Loads	Elastic equation method	Closed form solutions	Beam spring model	Finite element / Finite difference
Basic Load	Lining Self-weight	√	-	√	√
	Earth Pressure	√	√	√	√
	Water pressure	√	√	√	√
	Surcharge	√	√	√	√
	Subgrade Reaction	√	√	√	√
Combination Load	Earthquake	-	-	√	√
	Effects of adjacent tunnels	-	-	√	√
	Effects of settlement	-	-	√	√
	Other loads	-	-	√	√

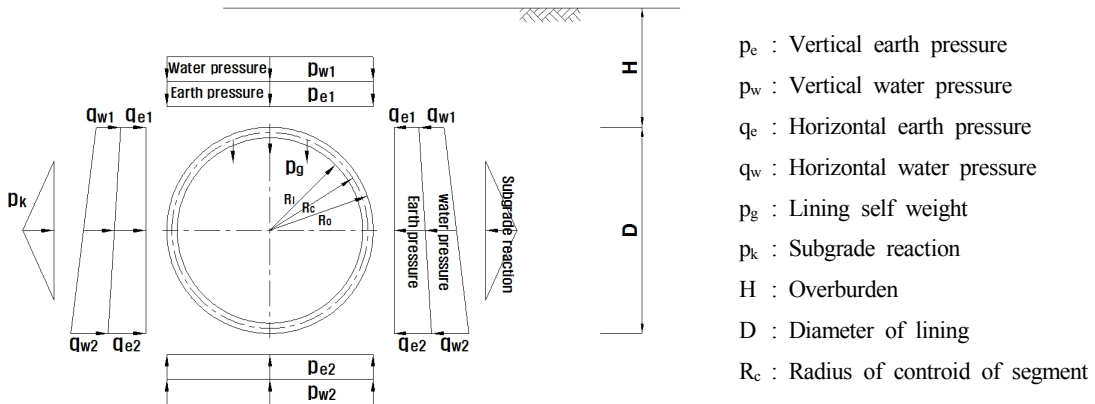


Fig. 1. Loads condition of Elastic equation method

이용해 계산하고, 수압($p_{w1}, p_{w2}, q_{w1}, q_{w2}$)은 정수압을 고려하여 각각 수직의 등분포하중과 수평의 등변분포 하중의 조합하중으로 취급한다. 이때 수직지반반력은 식 (1)과 같다고 가정한다.

$$p_{e2} = p_{e1} + p_{w1} + \pi p_g - p_{w2} \quad (1)$$

수평지반반력은 삼각형 하중으로 단순화하여 계산하면 Table 2와 같은 식을 얻을 수 있다. 세그먼트 이음부와 강성 변화를 고려하기 위해 Table 2의 변위 (δ)에 휩강성의 유효율($\eta \leq 1$)을 반영하여, 일정한 휩 강성을 갖는 링으로 가정하여 수평지반반력을 계산한다.

2.2.2 Closed form solutions

Duddeck and Erdmann (1982)이 제안한 방법으로 터널과 지반 상호작용의 평가를 통해 단면력과 변위를 강성계수(지반과 구조물의 강성비)의 함수로 유도한 이론해로서 해석모델은 Fig. 2와 같다. Curtis (1976)가 가정한 등분포 응력상태를 터널해석에 적용하여 각 방향의 응력은 식 (2)와 같이 고려하였다.

$$\begin{aligned} \sigma_r(r, \theta) &= \frac{1}{2} \gamma H(1 + K_0) + \frac{1}{2} \gamma H(1 - K_0) \cos(2\theta) \\ \sigma_\theta(r, \theta) &= \frac{1}{2} \gamma H(1 + K_0) - \frac{1}{2} \gamma H(1 - K_0) \cos(2\theta) \end{aligned} \quad (2)$$

Duddeck and Erdmann analysis는 중력방향의 응력의 변화를 무시하고 단순화하였으므로 모멘트, 축력,

Table 2. Elastic equations to calculate member forces

Load	Moment	Axial Force	Shear Force
$p_{e1} + p_{w1}$	$M = \frac{1}{4}(1 - 2\sin^2\theta)(p_{e1} + p_{w1})R_c^2$	$N = (p_{e1} + p_{w1})R_c \cdot \sin^2\theta$	$Q = -(p_{e1} + p_{w1})R_c \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta$
$q_{e1} + q_{w1}$	$M = \frac{1}{4}(1 - 2\cos^2\theta)(q_{e1} + q_{w1})R_c^2$	$N = (q_{e1} + q_{w1})R_c \cdot \cos^2\theta$	$Q = (q_{e1} + q_{w1})R_c \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta$
$q_{e2} + q_{w2}$ $- q_{e1} - q_{w1}$	$M = \frac{1}{48}(6 - 3\cos\theta - 12\cos^2\theta + 4\cos^3\theta)(q_{e2} + q_{w2} - q_{e1} - q_{w1})R_c^2$	$N = \frac{1}{16}(\cos\theta + 8\cos^2\theta - 4\cos^3\theta)(q_{e2} + q_{w2} - q_{e1} - q_{w1})R_c$	$Q = \frac{1}{16}(\sin\theta + 8\sin\theta \cdot \cos\theta - 4\sin\theta \cdot \cos^2\theta)(q_{e2} + q_{w2} - q_{e1} - q_{w1})R_c$
$k \cdot \delta$	$0 \leq \theta < \frac{\pi}{4}$ $M = (0.2346 - 0.3536\cos\theta)k \cdot \delta \cdot R_c^2$ $\frac{\pi}{4} \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ $M = (-0.3487 + 0.5\sin^2\theta + 0.2357\cos^3\theta)k \cdot \delta \cdot R_c^2$	$0 \leq \theta < \frac{\pi}{4}$ $N = 0.3536\cos\theta \cdot k \cdot \delta \cdot R_c$ $\frac{\pi}{4} \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ $N = (-0.7071\cos\theta + \cos^2\theta + 0.7071\sin^2\theta \cdot \cos\theta)k \cdot \delta \cdot R_c$	$0 \leq \theta < \frac{\pi}{4}$ $Q = 0.3536\sin\theta \cdot k \cdot \delta \cdot R_c$ $\frac{\pi}{4} \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ $Q = (\sin\theta \cdot \cos\theta - 0.7071\cos^2\theta \sin\theta)k \cdot \delta \cdot R_c$
$\pi \cdot g$	$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ $M = (\frac{3}{8}\pi - \theta \cdot \sin\theta - \frac{5}{6}\cos\theta)g \cdot R_c^2$ $\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$ $M = \left\{ -\frac{1}{8}\pi + (\pi - \theta)\sin\theta \right\} g \cdot R_c^2$ $\left\{ -\frac{5}{6}\cos\theta - \frac{1}{2}\pi \cdot \sin^2\theta \right\}$	$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ $N = (\theta \cdot \sin\theta - \frac{1}{6}\cos\theta)g \cdot R_c$ $\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$ $N = \left\{ -\pi \cdot \sin\theta + \theta \cdot \sin\theta \right\} g \cdot R_c$ $\left\{ +\pi \cdot \sin^2\theta - \frac{1}{6}\cos\theta \right\}$	$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ $Q = -(\theta \cdot \cos\theta + \frac{1}{6}\sin\theta)g \cdot R_c$ $\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$ $Q = \left\{ (\pi - \theta)\cos\theta - \pi \cdot \sin\theta \right\} g \cdot R_c$ $\left\{ \cos\theta - \frac{1}{6}\sin\theta \right\}$
δ	$\delta = \frac{\{2(p_{e1} + p_{w1}) - (q_{e1} + q_{w1}) - (q_{e2} + q_{w2}) + \pi g\} R_c^4}{24(\eta \cdot EI + 0.0454k \cdot R_c^4)}$		

응력 및 변위가 천장과 인버트에서 항상 같다. 이는 계산과정을 간단하게 해주지만, 토피가 작은 대단면 터널에서 오차가 발생할 가능성이 큰 것으로 알려져 있다.

이런 이유로 Hartmann (1970, 1985)은 응력요소에 중력방향의 응력변화와 상부와 하부의 수직응력의 차이를 고려하였고, Asche and Ireland (2013)는 이때 발생하는 변위의 계산 등을 보정하였다. 각 방향의 응력은 Duddeck and Erdmann analysis의 응력항에 $\cos(\theta)$ 와 $\cos(3\theta)$ 의 항을 추가하여 식 (3)과 같이 고려하였다.

$$\sigma_r(r, \theta) = \frac{1}{2}\gamma H(1 + K_0) + \frac{1}{2}\gamma H(1 - K_0)\cos(2\theta) - \frac{1}{4}\gamma R(3 + K_0)\cos(\theta) - \frac{1}{4}\gamma R(1 - K_0)\cos(3\theta)$$

$$\sigma_\theta(r, \theta) = \frac{1}{2}\gamma H(1 + K_0) - \frac{1}{2}\gamma H(1 - K_0)\cos(2\theta) - \frac{1}{4}\gamma R(1 + 3K_0)\cos(\theta) + \frac{1}{4}\gamma R(1 - K_0)\cos(3\theta) \quad (3)$$

단면력 계산시 지반과 라이닝이 하중을 공유하며, 세그먼트 이음부에 의한 강성 변화를 고려하여 전체 강성보다 작은 일정한 유효 휨강성을 갖는 링으로 가정하고, 일반적으로 이 모델은 자중을 고려하지 않는다.

2.2.3 Beam spring model

Beam spring model의 하중조건과 스프링을 Fig. 3에 도시하였다. 일반적으로 이 설계모델은 라이닝 자중, 지점하중과 정수압 등을 포함한 다양한 하중과 하중형태를 고려할 수 있는 장점이 있다. 앞서 설명한

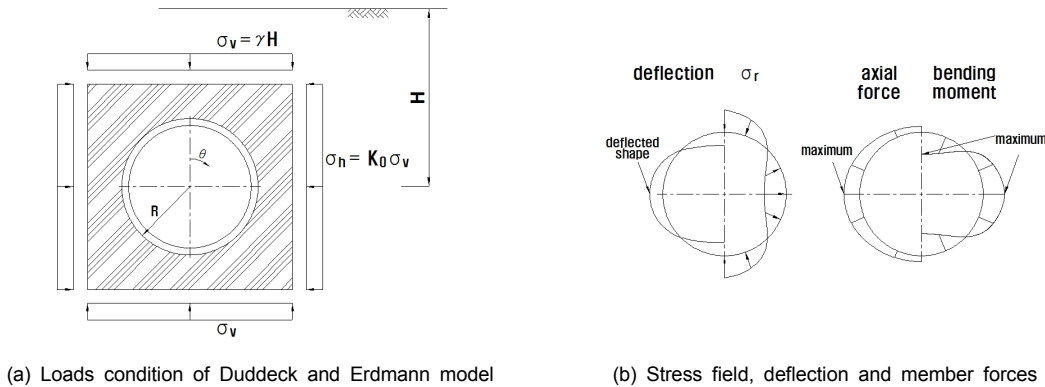


Fig. 2. Duddeck and Erdmann model

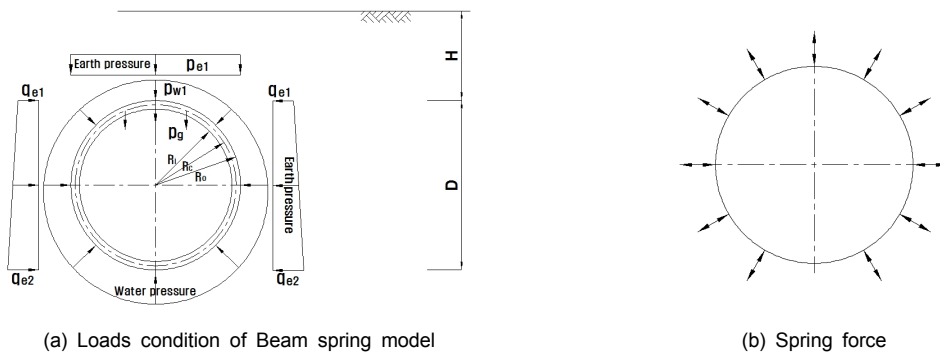


Fig. 3. Beam spring model

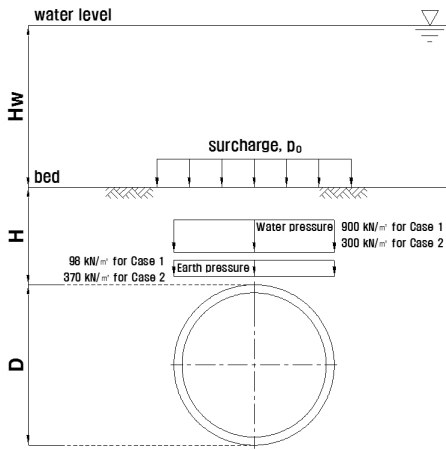
Elastic equation method와 Duddeck and Erdmann analysis의 지반반력은 가정에 따라 하중의 형태로 해석에 포함되지만, 이 설계모델은 지반변위에 종속적이거나 독립적인 스프링으로 모사하여 라이닝에 인장 또는 압축을 받는 수직방향과 접선방향으로 고려할 수 있다. 또한 세그먼트 라이닝의 이음부는 힌지 또는 회전스프링으로, 2-ring beam model (Japanese Society of Civil Engineers, 2006, 2010)에서 링과 링은 전단스프링으로 모사할 수 있어 휨강성의 저하를 고려하여 휨강성이 일정한 링으로 취급하는 설계

모델과 달리 이음부의 위치에 따른 강성의 변화를 포함하여 이음의 존재를 보다 명확하게 고려할 수 있다.

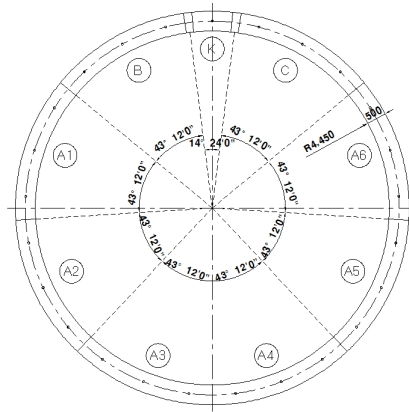
3. 세그먼트 라이닝의 해석결과 비교

3.1 설계조건

Fig. 4와 같이 8개의 세그먼트 및 key 세그먼트로 구성된 외경 9.9 m의 세그먼트 라이닝에 대한 검토를



(a) Ground and load condition for analysis



(b) Cross-section for analysis

Fig. 4. Ground and load condition and Segmental lining cross-section for analysis

Table 3. Summary of lining and ground properties and symbols

Material		symbol	Unit	Case 1	Case 2
Segmental lining	Thickness	t	m	0.5	0.5
	Outside Diameter	D	m	9.9	9.9
	Young's Modulus	E_c	MPa	37,000	37,000
Ground Condition	Overburden	H	m	30	30
	Water Level(to Ground Level)	H_w	m	60	60
	Surcharge	P_0	kN/m^2	0	600
	Vertical Earth Pressure	P_e	kN/m^2	98	370
	Unit weight	γ	kN/m^3	18	18
	Poissons Ratio	ν	-	0.3	0.3
	Lateral Pressure Coefficient	K_0	-	0.5	0.5
Elastic modulus	E_s	MPa	100	100	

수행하였다. Case 1에서 적용한 수압은 수면에서 구조물 상단까지 90 m에 해당하는 수압을 적용하였고, 토압은 지표면에서 구조물까지 30 m의 포화된 지반에 해당하는 하중을 적용하였다. Case 2에서는 지표면을 불투수층으로 가정하여 지표면 위의 수심($H_w = 60$ m)에 해당하는 물무게를 토피 30 m의 포화된 지반에 상재하중으로 추가하여 토압을 계산하였다. 세그먼트 라이닝에 작용하는 수직지반하중은 Terzaghi arching theory (Terzaghi, 1943)의 식 (4)에 의해 계산하였으며, Case 1과 Case 2의 수직지반하중은 각각 98 kN/m^2 ,

370 kN/m^2 이다. 수압은 각각 90 m, 30 m를 적용하였으며, 기타 설계조건은 Table 3과 같다.

$$P_{roof} = \frac{(\gamma \times B - 2C)}{2 \times K \times \tan \phi} (1 - e^{-K \tan \phi \frac{2H}{B}}) \quad (4)$$

3.2 Case 1과 Case 2의 부재력 비교

Fig. 5와 Fig. 6은 여러 설계모델에 대해 Case 1과 Case 2의 모멘트를 비교한 것이다. 지반하중에 비해

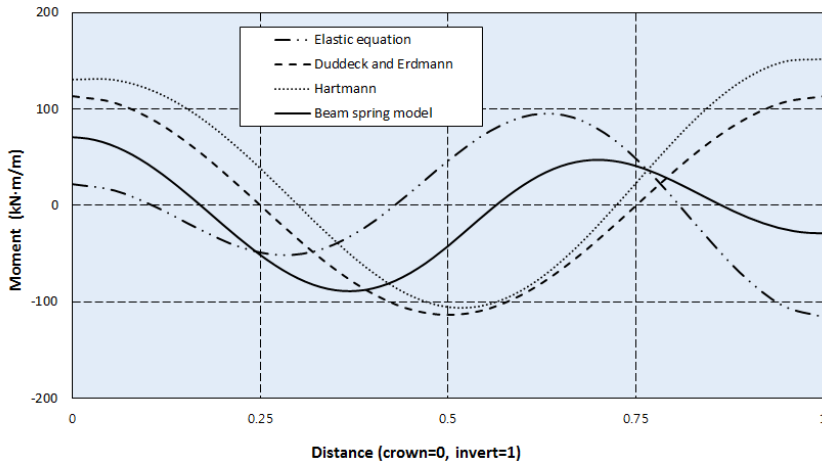


Fig. 5. Comparison of bending moment - Case 1

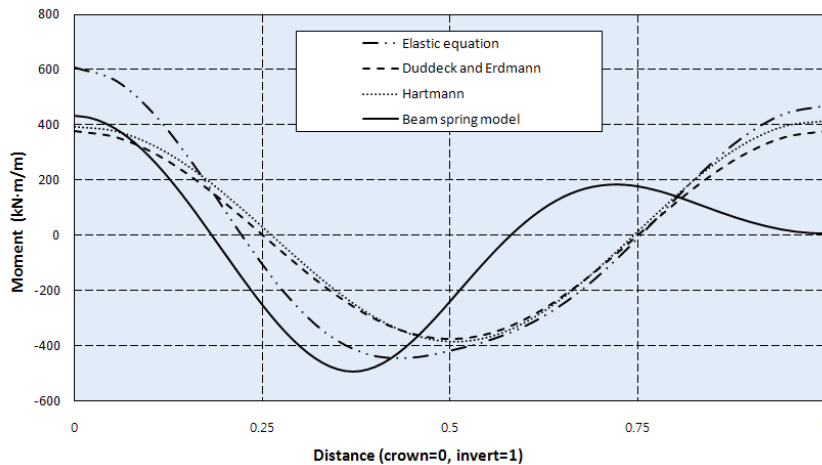


Fig. 6. Comparison of bending moment - Case 2

수압이 상대적으로 큰 Case 1 (천장에서 $p_e/p_w \approx 0.1$)의 경우 Closed form solutions이 Beam spring model보다 다소 큰 모멘트를 나타내었다. Table 4에는 각 해석법에서 발생한 수평변위를 정리하였다. Elastic equation method는 스프링라인의 수평변위(δ)가 내측으로 발생하는데 Table 2로부터 식 (5)가 음의 값이고 수평지반반력이 존재하지 않음을 의미한다.

$$\delta = \frac{\{2(p_{e1} + p_{w1}) - (q_{e1} + q_{w1}) - (q_{e2} + q_{w2}) + \pi g\} R_c^4}{24(\eta \cdot EI + 0.0454k \cdot R_c^4)} \quad (5)$$

$$p_{e2} + p_{w2} = p_{e1} + p_{w1} + \pi p_g \quad (6)$$

Elastic equation method의 식 (1)을 식 (6)으로 나타내면 자중과 상부의 수직하중의 합으로 구성된 우측항과 하부의 수직하중인 좌측 항이 평형을 이룬다. 정수압 상태에서 p_{w2} 가 p_{w1} 보다 크지만 p_{e2} 를 줄여 균형을 맞추게 된다.

따라서 식 (5)에는 하부수직하중 항목이 없으며,

상부수직하중의 2배를 취하여 실제의 수평변위보다 작은 값을 가지는 경향을 나타낸다. 이런 이유로 지반하중이 상대적으로 큰 Case 2에서는 천장부에서 과도한 모멘트를 발생시킬 가능성이 있고 Fig. 6에서 확인할 수 있다.

수압에 비해 지반하중이 상대적으로 큰 Case 2 (천장에서 $p_e/p_w \approx 1.2$)를 살펴보면 Beam spring model의 최대 정모멘트는 천장에서 발생하였고, Hartmann analysis는 인버트에서 발생한 것을 알 수 있다. Duddeck and Erdmann analysis는 천장과 인버트에서 최대 정모멘트, 스프링라인에서 최대 부모멘트가 발생하며 그 절대값이 같다. 최대 정모멘트의 값은 Elastic equation method 이외에는 서로 유사하게 나타났으며, 최대 부모멘트는 Beam spring model이 다소 크게 나타났다. 결과적으로 최대 모멘트의 크기와 발생위치의 차이는 각 설계모델이 가정한 하중의 크기와 형태에 일치하게 발생하였다.

Fig. 7에 Case 1과 Case 2의 P-M상관도를 무근콘크리트에 대하여 도시하였다.

Table 4. Displacement of spring-line (+:outward, -:inward)

Case	Elastic equation	Duddeck and Erdmann	Beam spring
Case 1	-0.54 mm	+2.99 mm	+1.24 mm

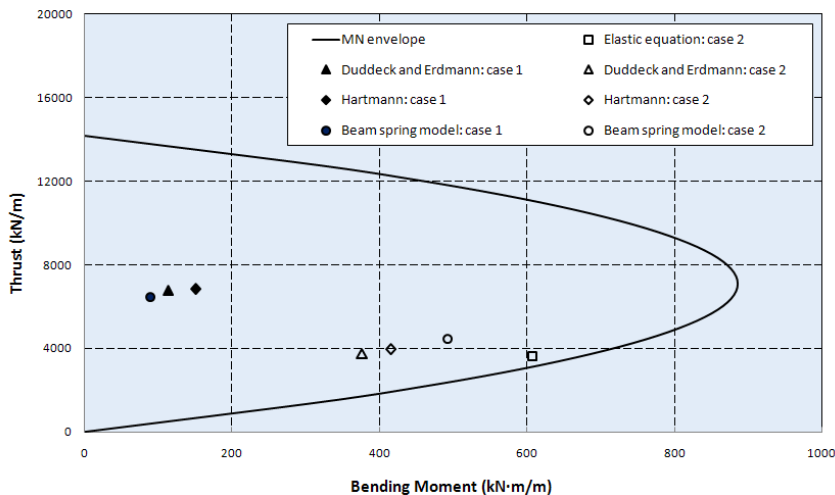


Fig. 7. Moment-Thrust interaction curve

3.3 수위의 변화에 따른 단면력 변화

수압을 받는 라이닝의 하중과 지반반력의 단계를 Table 5에 나타내었다. Stage 1은 수압만 존재하는 상태이고 Stage 2는 지반하중이 작용하지만 수압이 지배하는 상태이며, 지반하중이 점차 증가하면서 Stage 3-1과 3-2의 상태가 된다. 해석 Case 2는 Stage 3-2의 상태를 보인다. 해석 Case 1은 Stage 3-1의 상태를 보이는데 앞서 설명한 바와 같이 Elastic equation

method는 스프링라인에서 내측변위를 일으키는 Stage 2의 상태로 평가된다.

Case 1에서 다른 조건들은 같고 수위가 변하여 수압이 크게 변동된다고 가정하면, 구조물의 축력과 모멘트도 변화하게 된다. 하지만, Duddeck and Erdmann analysis는 2축에 대해 등분포응력 상태를 가정하므로 $(\sigma_v - \sigma_h)$ 의 함수인 최대 모멘트와 최대 변위는 수압이 변해도 항상 일정하며 단지 축력만 변하게 된다. 결국 모멘트의 계산에서 수압과 무관하게 일정한 결과를

Table 5. Load condition and subgrade reaction under high water pressure

Item	Stage 1	Stage 2	Stage 3-1	Stage 3-2
Load condition				
Subgrade reaction				

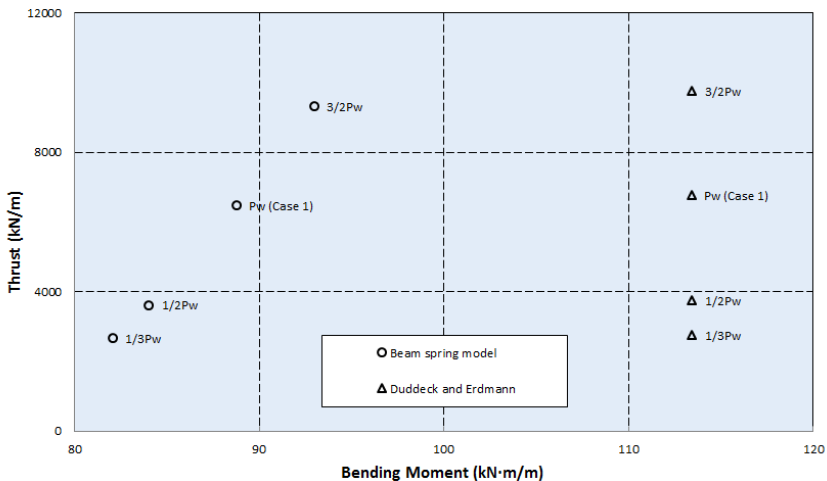


Fig. 8. Member forces of various water pressure

산출하게 된다. 그 결과를 Beam spring model과 비교하여 Fig. 8에 나타내었다.

Case 2에서 수위가 변하면 상재하중의 변화로 인해 지반하중이 증가 또는 감소하게 된다. 이 경우의 모멘트 변화가 Fig. 9와 Fig. 10이다. Hartmann analysis는 Fig. 6과 같이 Duddeck and Erdmann analysis와 유사한 경향을 보이므로 Fig. 9와 Fig. 10에서 생략하였다. 수압 조건에서 Stage 1은 모든 부위에 동일한 수압을 받는 구조물이 자중과 부력을 받는 상태이다. Stage 1에서 수직지반하중이 재하되어 수직지반하중과 자중의 합이 부력과 비슷하게 되면 (본 해석의 경우

수직지반하중 $\approx 40 \text{ kN/m}^2$) Stage 2와 같은 상태에 도달하게 된다. Stage 1과 Stage 2의 상태는 수압의 크기에 따라서 축력이 달라지지만 수압이외의 하중이 작아 발생하는 모멘트는 축력에 비해 상당히 작다. Fig. 9와 Fig. 10을 보면 Elastic equation method는 수직지반하중이 약 120 kN/m^2 (부력과 같아지는 하중 40 kN/m^2 의 약 3배), Beam spring model은 약 80 kN/m^2 (약 2배)에 이르면 정모멘트와 부모멘트가 전형적으로 형성된다. 수압의 크기에 따라 다르지만 이 하중에 이를 때까지는 휨강도보다는 축강도에 의해 구조물이 지배된다는 의미이다. Duddeck and Erdmann analysis

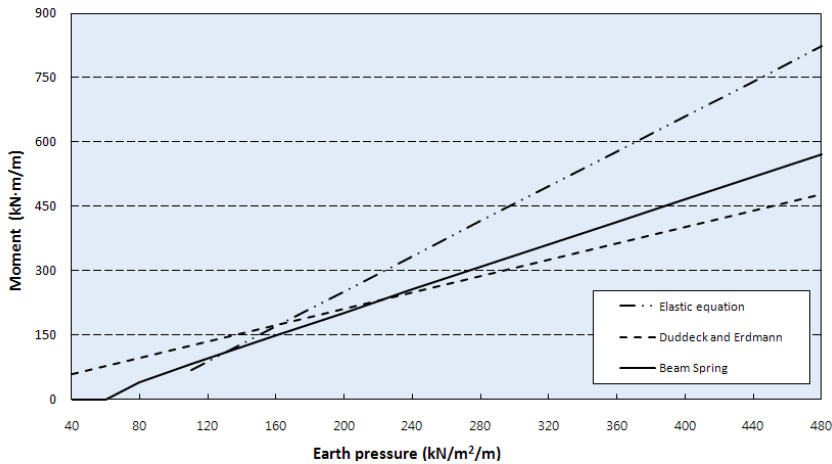


Fig. 9. Max. positive moment of various earth pressure

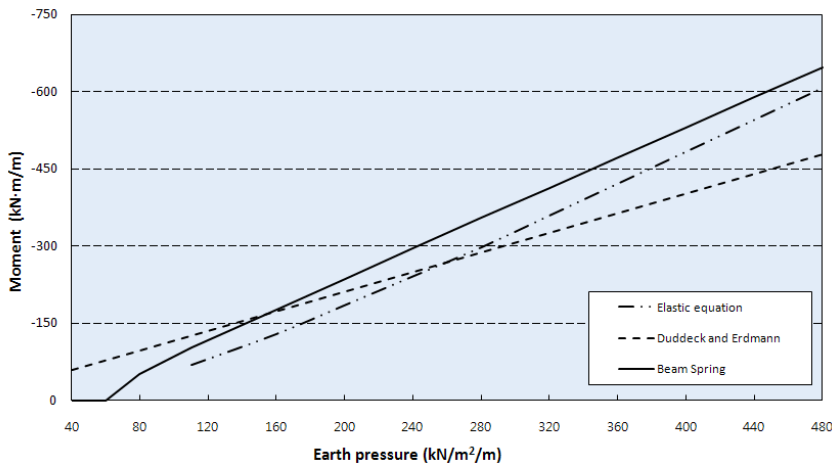


Fig. 10. Max. negative moment of various earth pressure

는 라이닝 자중을 고려하지 않았다는 점을 감안한다면 지반하중이 작을 때 발생하는 모멘트가 크게 나타났으며, 이는 지반하중이 작을 때 수압의 영향을 적절하게 고려하지 못하기 때문인 것으로 보인다. Elastic equation method는 지반하중이 증가할수록 정모멘트가 상당히 증가하는 것으로 나타났다.

4. 결론

고수압을 받는 세그먼트 라이닝의 해석을 여러 설계법을 통해 살펴보았으며, 그 결과를 정리하면 다음과 같다.

1. 고수압 조건에서 지반하중이 작을 때(수직지반하중 및 자중의 합과 부력이 균형을 이룰 때 지반하중의 약 2~3배 이하) Duddeck and Erdmann analysis는 수압의 영향을 적절하게 반영하지 못해 지반조건에 따라 모멘트의 오차가 발생할 가능성이 크다. 같은 조건하에서 Elastic equation method의 해석 결과는 수평지반반력이 존재하지 않으며 스프링라인 부근에서 정모멘트가 발생하는 것으로 나타났 다른 설계법들과 상반된 결과를 보여준다.
2. 고수압 조건에서 지반하중이 상당히 클 때 Elastic equation method의 정모멘트가 다른 설계법에 비해 크게 나타났다. 이는 수평지반반력의 값을 작게 평가하고 지반반력의 위치를 적절하게 반영하지 못한 결과인 것으로 판단된다. 같은 조건하에서 Duddeck and Erdmann analysis의 결과는 적절하다고 보여지지만, 대단면을 갖는 터널에서는 자중의 영향도 고려하는 것이 바람직하다.
3. 여러 설계법의 적절성은 세그먼트 라이닝의 설계를 지배하는 하중의 종류와 크기에 따라 달라지게 된다. 따라서 고수압을 받는 조건에서 각 하중의 영향을 적절하게 반영할 수 있는 설계법의 적용이 중요하며 해석에 주의가 필요할 것이다.

감사의 글

본 연구는 국토교통과학기술진흥원의 고수압 초장대 해저터널 기술자립을 위한 핵심요소 기술 개발 (Project No. : 14SCIP - B066321-02)의 일환으로 수행되었습니다.

References

1. Asche, H.R., Ireland, T.J. (2013), "Segmental lining design for large-diameter road tunnels", In proceedings of Rapid Excavation and Tunneling Conference, pp. 866-877.
2. Curtis, D.J. (1976), "Discussion on reference (1)", Geotechnique 26, pp. 231-237.
3. Duddeck, Erdmann. (1982), Structural design models for tunnels. Tunnelling '82.
4. Hartmann, F. (1970), "Elastizitätstheorie des ausgekleideten kreisförmigen tunnelhohlraumes und des dingebohrten kreisförmigen rohres", Strasse Brücke Tunnel, Vol. 22, pp. 39-45, Issue 8, pp. 209-215, Issue 9, pp. 241-246, and Vol. 24 (1972), Issue 1, pp. 13-20, Issue 2, pp. 39-45.
5. Hartmann, F. (1985), "Einfache berechnung überschütteter, kreisförmiger rohre von beliebiger steifigkeit, elastizitätstheorie des überschütteten rohres", Bautechnik, Vol. 62, Issue 7, pp. 224-235.
6. ITA, Working Group No. 2. (2000), Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining. Tunnelling and Underground Space Technology, 15 No. 3, pp. 303-331.
7. Japanese Society of Civil Engineers. (2006), Standard Specifications for Tunnelling.
8. Japanese Society of Civil Engineers. (2010), Design of Shield Tunnel Lining.
9. Terzaghi, K. (1943), "Theoretical soil mechanics", John Wiley and Sons, New York, pp. 66-76.