

이차원 수치해석에 의한 강지보 성능을 고려한 숏크리트 라이닝의 부재력 평가 방법

하태욱¹, 김대영^{2*}, 신영완³, 양형식⁴

Evaluation methods of shotcrete lining stresses considering steel rib capacities by two-dimensional numerical analysis

Tae-Wook Ha, Dae-Young Kim, Young-Wan Shin, Hyung-Sik Yang

Abstract In general, the effects of steel ribs are not considered in the numerical analysis of tunnel design. However, attempts have been increased recently to consider these effects in the analysis of shallow tunnels in soft ground, based on the fact that the steel ribs embedded in the shotcrete take a role to support some portion of the redistributed load due to excavation. In such analyses, the steel ribs can be considered in four different methods: (1) a conventional method where the steel ribs are not considered, (2) a method using the equivalent composite cross section in which the bending moment of shotcrete is not considered, (3) a method using the equivalent composite cross section in which both the compressive stress and the bending moment for the shotcrete and steel rib are considered, and (4) a method using beam elements for the shotcrete and the steel rib, respectively. These methods are adopted in the numerical analysis using FLAC 2D to investigate stresses of both the shotcrete and the steel rib. The overall results show that the analyses are more practical and economical when the effects of steel rib are considered for the methods (2), (3), and (4). Since the results of those analyses considering steel rib capacity may be different according to the ground condition, it will be necessary to consider the appropriate method among them in accordance with design conditions.

Keywords: Support pressure, shotcrete, steel rib, numerical analysis, equivalent cross section area, equivalent moment of inertia

요 지 일반적으로 터널설계와 관련된 수치해석에서 강지보의 효과가 고려되지 않고 있다. 최근 연약한 지반에 위치하는 얇은 터널 건설의 증가에 따라 터널의 안정성 해석에 강지보가 굴착으로 재 분포된 하중의 일부를 부담한다는 개념 하에 숏크리트와 함께 강지보의 효과를 적용한 사례가 늘고 있다. 이와 같은 해석에서 강지보는 여러 방법으로 고려될 수 있다. 본 논문에서는 숏크리트와 강지보의 발생응력을 알아보기 위하여 FLAC 2D를 이용하여 (1) 강지보를 고려하지 않는 일반적인 방법, (2) 숏크리트의 모멘트를 고려하지 않는 등가합성단면법, (3) 숏크리트와 강지보의 압축력과 휨모멘트를 모두 고려하는 등가합성단면법, 그리고 (4) 각각의 빔 요소로서 모델링하는 방법을 포함하는 4가지 방법에 대해 수치해석을 실시하였다. 그 결과, 강지보의 지보효과를 고려한 경우가 그렇지 않은 방법에 비해 현실적이며 경제적인 설계에 접근할 수 있는 것으로 나타났다. 강지보를 고려하는 3가지 해석방법은 지반 조건에 따라 조금씩 다른 경향을 나타내므로 설계조건 및 상황에 맞는 적절한 사용이 필요하다.

주요어: 지보압, 숏크리트, 강지보, 수치해석, 등가합성단면, 등가단면이차모멘트

1. 서 론

최근 급격히 진행되는 도시화에 따라 도심지 구간의 교통 문제 해소를 위해 지하철, 지하철도 등의 건설을 위한 도심지 천층 터널의 필요성이 급격히 증가하고 있다. 천층 토사 터널은 자립을 위한 아치효과가 발현될

수 있는 충분한 높이의 토피고를 확보할 수 없고, 상부 지질조건이 불량하여 안전성 확보에 많은 어려움이 있다(터널공학회, 2007). 이에 천층터널의 안정성 확보를 위해 특수 분할 굴착 공법의 적용과 더불어, 강관단단 그라우팅에 의한 천반부 보강 등 다양한 방법의 지반 보강 공법 및 보조 지보공법이 적용되고 있다. 특히, H형강 또는 격자지보 등 강지보가 적용된 보조 지보공법은 천층 터널에 대한 필수 지보 공법으로 인식되고 있다.

그러나, 지금까지의 NATM 설계 개념에서는 강지보를 그림 1에 도시된 바와 같이, 주지보재인 숏크리트가

¹정회원, (주)하경엔지니어링 터널지반부 과장

²정회원, 현대건설(주) 기술개발원 책임연구원

³정회원, (주)하경엔지니어링 터널지반부 상무

⁴전남대학교 공과대학 건설지구환경공학부 교수

*교신저자: 김대영 (dykim@hdec.co.kr)

경화되어 본 부재력을 발현하기 직전까지 상대적으로 하중지지능력이 큰 강지보가 굴착에 따른 이완하중을 임시적으로 지지하는 것으로 간주되어 왔다. 따라서, 수치해석 기법을 이용한 터널 거동 및 안정성 평가 시 강지보를 고려한 수치해석은 필수적인 것은 아니나, 필요 시 이의 지보 능력을 설계에 반영할 수 있도록 기준하기도 하였다(사)대한터널협회, 1999). 강지보의 압축강성과 휨강성이 상당히 커서 하중저항성이 크에도 불구하고 터널의 안정성 평가시 강지보의 하중저항성이 고려되지 않음으로 인하여, 안정성 확보에 대한 문제와 함께 과다한 지보 설계가 이루어지는 문제가 발생한다.

수치해석을 이용한 터널 설계 검토 시 시간과 해석의 효율성을 위해 이차원 해석 검토가 주를 이루나, 이차원 해석을 이용하여 강지보가 고려된 터널의 부재력 평가는 거의 수행되지 않고 있고, 또한 그 이론적 근거가 부족한 실정이다. Hoek(1998)는 양호하지 않은 지반 조건에서 시공되는 터널에 적용되는 지보의 종류와 각 지보재들의 최대지보압 산정을 통해 터널 지보에 대한 강지보의 역할을 비교 검토하였다. 국내에서 이차원 수치해석을 적용하여 강지보가 고려된 부재력 평가는 환산 면적비에 의한 등가 물성을 적용하여 해석된 사례가 있으며(삼성물산주식회사, 2007), 조병욱 등(2007)은 기존의 굴착-연성 슛크리트/록볼트-강성스�크리트의 3단계

하중분담률 적용단계를 굴착-일차 슛크리트-이차 슛크리트/록볼트-3차 슛크리트의 4단계로 구분하여 산정함으로써 강지보에 의한 지보 능력 증가를 고려하고자 하였다. 또한 이상돈 등(2008)은 강지보와 격자지보 등을 포함한 슛크리트의 휨인성 시험을 통해 각 부재의 거동 특성 평가와 함께, 등가물성을 이용한 이차원 수치해석을 수행하여 라이너 요소를 이용한 해석 결과와의 차이를 비교하였다. 이 등가물성을 사용한 해석에서 슛크리트와 강지보재 각각의 응력을 도출하지는 않았다.

본 연구에서는 강지보가 적용되는 표준지보패턴에 대한 이차원 수치해석 수행 시, 슛크리트 모델링에 적용되는 입력 물성 결정법과 해석 결과에 의한 부재력 평가 방법에 대해 검토하고 그 타당성을 제안하고자 한다.

2. 이차원 수치해석에서 슛크리트의 모델링 방법

일반적으로 이차원 수치해석에서 슛크리트 부재는 이차원 선 요소인 빔요소(Beam Element)를 이용하여 구현된다. 빔요소는 양쪽의 절점에서 세 개의 자유도를 가진 이차원 평면응력조건에 의한 선형부재로, 휨저항과 극한휨모멘트가 중요한 곳에서 구조요소를 표현하는데 사용된다. 빔 요소는 단면적 A와 길이 L, 단면이차모멘트 I를 갖는 대칭형 부재로 가정되며, 양쪽 절점에서 발생하는 각 축 방향의 힘과 회전에 의해 선형탄성 거동을 하는 것으로 표현된다. 이차원 해석에서의 빔요소는 그림 2와 같이 양 끝의 절점 a, b에서 발생하는 힘과 회전 모멘트에 의해 부재력이 계산되며, 그 구성방정식은 식 (1)과 같다(Itasca, 2003).

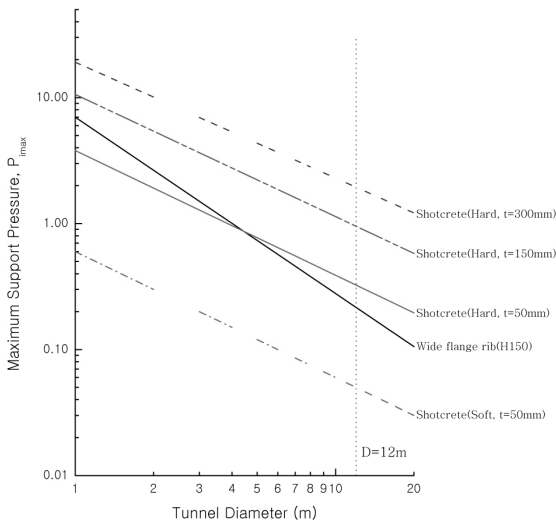


그림 1. 원형 터널 폭에 따른 강지보와 슛크리트의 최대 지보압 비교(Hoek, 1998)

$$\begin{bmatrix} F^t [a] \\ F^u [a] \\ M [a] \\ F^t [b] \\ F^u [b] \\ M [b] \end{bmatrix} = \frac{E}{L} \begin{bmatrix} A & & & & & \\ & \frac{12I}{L^2} & & & & \\ & 0 & \frac{6I}{L} & & & \\ & 0 & 0 & 4I & & \\ -A & 0 & 0 & 0 & -A & \\ & 0 & -\frac{12I}{L^2} & -\frac{6I}{L} & 0 & \frac{12I}{L^2} \\ & 0 & \frac{6I}{L} & 2I & 0 & -\frac{6I}{L} & 4I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u^{t[a]} \\ u^{u[a]} \\ \theta^{[a]} \\ u^{t[b]} \\ u^{u[b]} \\ \theta^{[b]} \end{bmatrix} \quad \text{SYM.} \quad (1)$$

F^u : 절점에 작용하는 축방향 힘

F^t : 절점에 작용하는 접선방향 힘

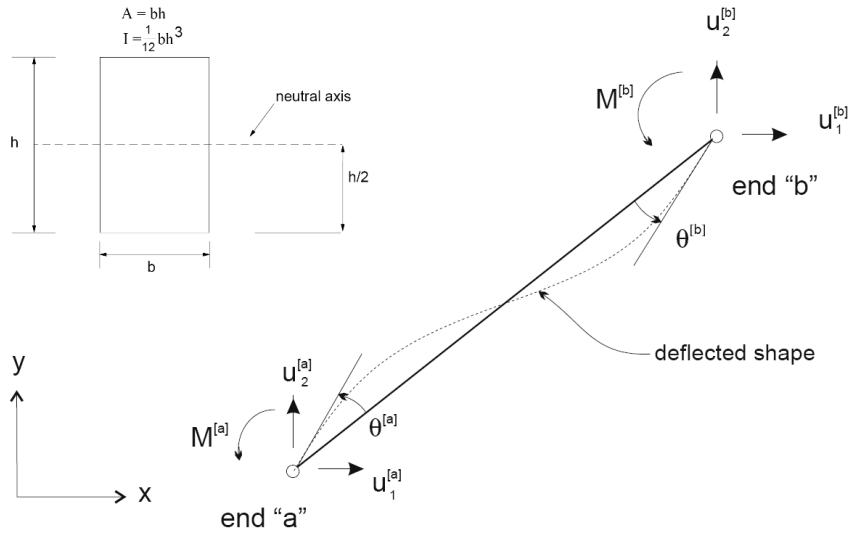


그림 2. 이차원 수치해석의 Beam 요소

- u^a : 절점에 작용하는 축방향 변위
- u^t : 절점에 작용하는 접선방향 변위
- M : 절점에 작용하는 회전력
- θ : 절점에서의 회전각

즉, 각 절점에서 발생하는 힘과 모멘트는 빔요소의 압축강성(EA)과 휨강성(EI)에 의해 계산되며, 각 부재의 압축강성과 휨강성이 서로 동일할 경우 발생하는 부재력은 동일함을 알 수 있다. 여기에서 유의할 점은, 빔요소의 수식화는 평면응력(Plane-stress) 조건에 의한 것이므로, 터널에서의 슛크리트와 같이 빔이 해석단면에 수직인 방향으로 연속적인 구조물로 표현된다면, 평면변형률(Plane-strain) 조건의 요소로 변환하기 위해 탄성계수를 $(1-\nu^2)$ 로 나누어 보정한 값을 입력해야 한다.

3. 슛크리트의 부재력 평가 방법

스�크리트의 부재력 평가방법은 굴착주변지반의 강성이 슛크리트보다 작은 토사터널의 경우에는 슛크리트가 축력과 모멘트에 저항할 수 있는 구조부재로 작용할 수 있다. 굴착주변지반의 강성이 슛크리트 보다 훨씬 큰 암반터널의 경우에는 축력이나 모멘트저항 보다는 암반과의 접착에 의해 절리면사이의 상대변위에 의한 전단에

저항하는(건설교통부, 1999) 접착부재로서 고려하는 것이 적절하다고 판단되나 국내에서는 이러한 연구나 논의가 없으며, 지반 강성에 관계없이 구조부재로서 해석하고 있는 것이 일반적인 실정이다. 강지보를 해석에 고려할 경우, 축력과 모멘트를 슛크리트와 강지보가 각각 어느 정도 분담하는가의 결정이 중요하다.

이차원 수치해석 프로그램에서 슛크리트 라이닝의 부재력 평가 방법은 (1) 강지보를 고려하지 않는 일반적인 방법, (2) 슛크리트의 휨모멘트를 고려하지 않는 등가합성단면법, (3) 슛크리트와 강지보의 압축력과 휨모멘트를 모두 고려하는 등가합성단면법, 그리고 (4) 각각의 빔요소로서 모델링하는 방법의 네 가지로 구분할 수 있다. 국내에서는 일반적으로(1)의 방법을 보수적인 관점에서 사용하고 있다. 한편 (2), (3), 그리고 (4)의 방법에 대한 적용조건의 적합성은 연구와 논의를 필요로 한다.

3.1 강지보를 고려하지 않는 방법(Case 1)

현재 일반적으로 적용되는 방법으로, 강지보는 임시 지보라 가정하고 보수적인 관점에서 모델링에 포함시키지 않는다. 슛크리트의 해석적 고려 단계는 시간에 따른 슛크리트의 경화 정도에 의해 슛크리트만의 강성이 변화하는 단계로 구분하여, 터널 시공 단계를 굴착-연성 슛크리트/록볼트-강성 슛크리트 단계로 적용하는 방법

이다. 이때, 발생하는 모든 부재력은 슛크리트에 작용하는 것으로 간주하고, 수치해석에 의해 계산된 부재력을 이용하여 식 (2)와 같이 슛크리트에 작용하는 응력을 계산하여 안정성을 평가하는 방법이다.

$$\sigma_{sh} = \frac{N}{A_{sh}} + \frac{M}{I_{sh}} y_{sh} \quad (2)$$

N : 수치해석에 의해 계산된 축력
M : 수치해석에 의해 계산된 휨모멘트
 A_{sh} : 슛크리트의 단면적
 y_{sh} : 슛크리트의 도심 거리(= $t_{total}/2$)
 t_{total} : 슛크리트 설치 두께

3.2 슛크리트가 순수 축력만 분담하는 조건 (Case 2)

합성 재료의 등가 물성 산정 시 자주 이용하는 방법 중 하나로, 수치해석에 적용되는 슛크리트의 입력 물성을 산정할 때 강지보를 고려하여 면적비에 따른 등가물성을 산정하는 방법이다. 해석 단면의 수직(out-of-Plane)방향으로 고려되는 지보 부재의 길이는 단위길이라고 가정된다. 이 때 강지보의 단면적은 설치간격을 고려한 면적이며, 슛크리트의 단면적은 그림 3과 같이 강지보를 포함한 전체 설치두께에 단위길이를 곱한 전체 면적에서 설치간격이 고려된 강지보의 면적을 제외한 나머지 면적으로 정의된다. 또한, 합성 부재에 작용하는 축력은 슛크리트와 강지보가 함께 분담하며, 모멘트는 강지보만이 저항한다는 정의 하에 식 (4), (5)에 의해 수치해석에 필요한 입력 물성이 산정된다(시미즈건설주식회사, 2001).

$$A'_{st} = A_{st} \times n, \quad A_{sh} = (t_{total} \times b) - A'_{st} \quad (3)$$

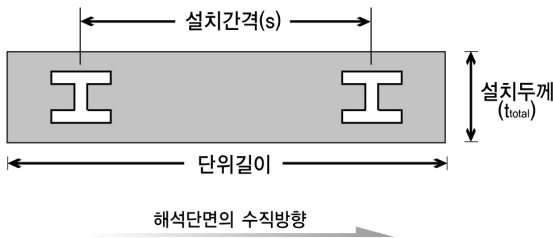


그림 3. 등가면적 환산법에 의한 강지보 고려 모델

n : 단위길이 당 강지보 설치 개수(=1/s)
 A_{st} : 강지보의 단면적
 A'_{st} : 설치간격이 고려된 강지보의 단면적
b : 해석 단면에 대한 수직 방향의 부재 길이(=단위 길이)

$$E_{eq} = \frac{E_{sh} A_{sh} + E_{st} A'_{st}}{A_{sh} + A'_{st}} \quad (4)$$

E_{eq} : 등가환산 탄성계수
 E_{sh} : 슛크리트의 탄성계수
 E_{st} : 강지보의 탄성계수

$$I_{eq} = \frac{I'_{st} E_{st}}{E_{eq}} \quad (5)$$

I_{eq} : 등가환산 단면이차모멘트
 I'_{st} : 설치간격이 고려된 강지보의 단면이차모멘트(= $\frac{I_{st}}{s}$)

수치해석에 의해 계산된 부재력 중, 부재에 발생한 축력은 식 (6)과 같이 계산된 각 부재의 압축 강성에 따른 분담비에 의해 부재에 분담되며, 모멘트는 식 (7)에서처럼 모두 강지보에 작용하는 것으로 정의된다.

$$\beta_{sh} = \frac{D_{sh}}{D_{sh} + D'_{st}}, \quad \beta_{st} = \frac{D'_{st}}{D_{sh} + D'_{st}} \quad (6)$$

β_{sh} : 슛크리트의 축력 분담비
 β_{st} : 강지보의 축력 분담비
 D_{sh} : 슛크리트의 압축강성(= $E_{sh} A_{sh}$)
 D'_{st} : 설치간격이 고려된 강지보의 압축강성(= $E_{st} A'_{st}$)

$$\alpha_{sh} = 0, \quad \alpha_{st} = \frac{K'_{st}}{K_{sh} + K'_{st}} \quad (7)$$

α_{sh} : 슛크리트의 모멘트 분담비
 α_{st} : 강지보의 모멘트 분담비
 K_{sh} : 슛크리트의 휨강성(= $E_{sh} I_{sh}$)
 K'_{st} : 설치간격이 고려된 강지보의 휨강성(= $E_{st} I'_{st}$)

식 (6), (7)에 의해 계산된 축력과 모멘트의 분담비에 따라, 슛크리트와 강지보 각각의 부재에 작용하는 힘압축 응력은 식 (8), (9)와 같이 계산된다. 강지보에 작용하는 힘압축응력은 식 (9)와 같이 설치간격(s)으로 곱하여 강지보 한 개당 발생하는 응력으로 환산하여야 한다. 여기서 주의할 점은 강지보 역시 평면변형률 조건으로 변환하기 위해 탄성계수를 포아송비(ν)가 고려된 $(1-\nu^2)$ 로 나누어 보정하여야 한다.

$$\sigma_{sh} = \frac{N_{sh}}{A_{sh}} \quad (8)$$

$$\sigma_{st} = \left(\frac{N_{st}}{A_{st}} + \frac{M}{I_{st}} y_{st} \right) \times \frac{1}{n} \quad (9)$$

N_{sh} : 슛크리트에 분담된 축력(= $N \times \beta_{sh}$)

N_{st} : 강지보에 분담된 축력(= $N \times \beta_{st}$)

3.3 슛크리트가 축력 및 모멘트 모두 분담하는 경우(Case 3)

Hoek 등(2008)은 Phase2, FLAC 2D 등 사용 빈도가 높은 이차원 수치해석 프로그램을 이용한 터널 해석 시, 강지보 등을 고려한 범요소의 등가 물성 결정법과 그에 따른 부재력 평가 방법을 제시하였다. 그림 4는 임의의 폭 b내에 n 개의 강지보와 n 단위의 슛크리트를 포함하는 합성부재를 해석하기 위한 예를 나타낸다. 여기에서 s는 강지보의 설치간격(= b/n)이다. 본 방법에 의한 합성부재는 해석 단면의 수직(out-of-Plane)방향으로의 폭(b)와 각 부재의 압축강성비와 휨강성비에 의해 계산된

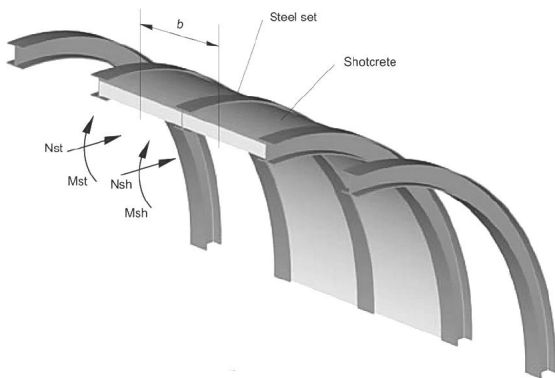


그림 4. 등가강성에 의한 강지보 고려 모델

등가두께(t_{eq}), 등가탄성계수(E_{eq})를 갖는 사각형 부재로 가정된다. 합성 부재를 이루는 슛크리트와 강지보는 그림 4와 같이 각 부재 모두 축력과 모멘트에 대한 분담을 하며, 수치해석을 통해 계산된 합성부재의 축력과 모멘트는 다시 슛크리트와 강지보가 분담하여 각각의 부재력을 계산하는데 적용된다. 이 방법은 슛크리트와 강지보가 강결되어 있고 중립축의 위치가 동일하다는 조건이 선행된다. 수치해석에 필요한 범요소의 입력치인 등가단면적(A_{eq}), 등가탄성계수 및 등가단면이차모멘트(I_{eq})는 각각 식 (10), (11), (12)에 의해 계산된다.

$$t_{eq} = \sqrt{\frac{12K_{eq}}{D_{eq}}}, \quad A_{eq} = b \times t_{eq} \quad (10)$$

D_{eq} : 등가압축강성(= $n(D_{sh} + D_{st})$)

K_{eq} : 등가휨강성(= $n(K_{sh} + K_{st})$)

b : 강지보를 포함한 합성부재의 폭

$$E_{eq} = \frac{D_{eq}}{b t_{eq}} \quad (11)$$

$$I_{eq} = \frac{b t_{eq}^3}{12} \quad (12)$$

수치해석을 통해 계산된 축력은 식 (13)에서처럼 슛크리트와 강지보 각각의 압축강성비만큼 분담을 하게 되며, 모멘트 역시 식 (14)와 같이 각각의 휨강성비만큼 분담하게 된다. 따라서, 슛크리트와 강지보 각각의 부재에 작용하는 힘압축응력은 식 (15), (16)과 같이 계산된다. 강지보의 탄성계수는 Case 2와 동일하게 평면변형률 조건으로 변환하기 위해 $(1-\nu^2)$ 로 나누어 보정하여야 한다.

$$N_{sh} = \frac{N \times D_{sh}}{n(D_{sh} + D_{st})} = \frac{N \times D_{sh}}{D_{eq}},$$

$$N_{st} = \frac{N \times D_{st}}{n(D_{sh} + D_{st})} = \frac{N \times D_{st}}{D_{eq}} \quad (13)$$

$$M_{sh} = \frac{M \times K_{sh}}{n(K_{sh} + K_{st})} = \frac{M \times K_{sh}}{K_{eq}},$$

$$M_{st} = \frac{M \times K_{st}}{n(K_{sh} + K_{st})} = \frac{M \times K_{st}}{K_{eq}} \quad (14)$$

$$\sigma_{sh} = \frac{N_{sh}}{A_{sh}} + \frac{M_{sh}}{I_{sh}} y_{sh} \quad (15)$$

$$\sigma_{st} = \left(\frac{N_{st}}{A_{st}} + \frac{M_{st}}{I_{st}} y_{st} \right) \times \frac{1}{n} \quad (16)$$

등가물성을 산정하는 3.2와 3.3의 상기 두 방법 모두 등가압축강성 및 등가휨강성은 식 (17), (18)과 같이 각 부재의 압축강성 및 휨강성의 합으로 정의된다.

$$E_{eq} A_{eq} = n \times (E_{sh} A_{sh}) + n \times (E_{st} A_{st}) \quad (17)$$

$$E_{eq} I_{eq} = n \times (E_{sh} I_{sh}) + n \times (E_{st} I_{st}) \quad (18)$$

3.4 슛크리트와 강지보를 각각 모델링하는 방법(Case 4)

강지보와 슛크리트 부재 모두를 빔요소로 중첩하여 수치해석에 모델링하고, 시간에 따른 슛크리트의 강성 변화를 고려함으로써 강지보를 수치해석에 반영하는 방법이다. 시공 단계는 굴착-강지보/연성 슛크리트/룩볼트-강성 슛크리트로 구분하며, 하중분담률 역시 조병욱 등 (2007)이 강지보를 고려하여 제안한 방법과는 달리 상시적으로 적용하는 3단계의 하중분담률을 적용한다.

해석 결과의 평가는 수치해석을 통해 각각의 빔요소에 계산되는 축력과 모멘트를 이용하여 강지보와 슛크리트의 휨압축응력을 계산하고, 그 결과를 이용하여 식 (2)에 의해 각 부재의 안정성을 평가하는 방법이다. 슛크리트 및 강지보의 탄성계수는 평면변형률 조건으로 변경하기 위하여 $(1-\nu^2)$ 로 나누어 보정하고, 강지보의 응력은 설치간격을 고려하기 위하여 식 (19)와 같이 설치간격(s)으로 나누어 보정하여야 한다.

$$E_{st}^* = \frac{\{E_{st}/(1-\nu^2)\}}{s} \quad (19)$$

$$\sigma_{st} = \left(\frac{N}{A_{st}} + \frac{M}{I_{st}} y_{st} \right) \times s \quad (20)$$

빔요소와 빔요소 사이는 강결되어 일체로 거동한다고 가정한다. 이를 위하여 경계요소의 수직강성값과 전단강성값을 크게 입력하여야 한다. 실험에 의하여 강지보와 슛크리트 부재사이의 수직강성과 전단강성이 규명된다면 그 값을 입력하는 것이 가장 현실적인 방법이 될 것이다.

4. 수치해석 및 결과 비교

4.1 해석 개요

3장에서 제시한 4가지 방법의 비교를 위해 단순 모델을 이용한 이차원 수치해석을 수행하였다. 적용 프로그램은 유한차분 해석프로그램인 FLAC 2D이며, 해석에 적용된 지층 및 모델은 그림 5와 같다. 지반 조건은 풍화토와 풍화암으로 구성되었으며, 지층 경계선이 S.L 라인에 위치하고 전단면 굴착을 하는 것으로 단순화하였다. 해석에 고려한 굴착 및 지보 패턴은 표 1과 같다. 지반 보강을 위해 일반적으로 토사터널 구간에 적용되는 지반보강공법인 소구경 강관다단 그라우팅을 적용하였고, 지보공법으로 강지보와 강섬유 슛크리트, 룩볼트를 고려하였다. 해석에 적용한 지반 특성치는 표 2와 같고,

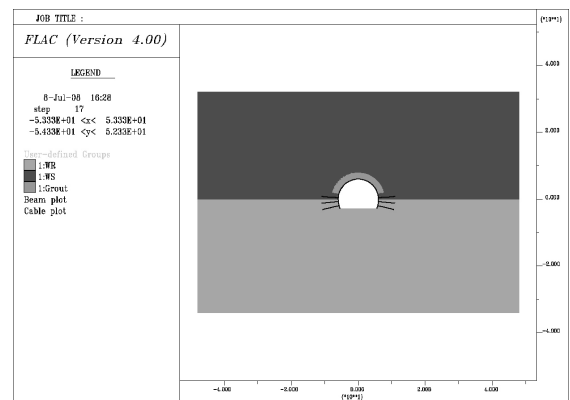


그림 5. 이차원 수치해석 모델

표 1. 굴착 및 지보 패턴

지층	굴착 방법	굴진장	스�크리트	룩볼트	강지보 규격/간격	보조공법
풍화토 풍화암	전단면 굴착	1.2 m	강섬유보강 스�크리트 20 cm(5/5/10)	L = 3 m, s = 1.2 m	H150×150×7×10, s = 1.2 m	천단부 소구경 강관다단 그라우팅 보강 (L = 12 m, s = 8 m, 설치각도 150°)

지반보강공법 및 지보물성 산정에 적용된 각 요소의 특성치는 표 3, 표 4와 같다. 본 해석에 고려된 강관다단 그라우팅 영역의 보강 물성은 환산 면적을 고려한 등가물성으로 산정(터널공학회, 2007)하였으며, 환산면적의 등가물성치는 변형계수와 접착력이 증가한 것으로 가정하였으며, 증가량은 실제와 차이가 있을 수 있다. 강관다단 그라우팅에 의해 보강된 영역은 풍화토 지층에 해당되므로, 풍화토 물성을 기준으로 보강영역 물성치가 산

정되었다.

각 해석 경우별 계산 방법에 의한 적용 지보재 물성은 표 5와 같으며, 하중분담률은 굴착단계-연성 숏크리트/ 록볼트-강성 숏크리트 단계로 각각 40%-30%-30%로 적용하였다. 또한, 본 해석에 고려된 축압계수는 풍화암과 토사로 구성된 지반 조건만을 고려하기 위하여 0.5만 고려하였다. 지반의 구성모델은 지보재에 의한 영향만을 평가하기 위해 탄성모델을 적용한 경우와 굴착에 의

표 2. 지반 물성

	단위중량 (tf/m ³)	변형계수 (tf/m ²)	포아송비	점착력 (tf/m ²)	내부마찰각 (°)
풍화산류토	1.80	8,000	0.33	2.00	25.0
풍화암	2.00	35,000	0.28	5.00	30.0

표 3. 그라우팅 보강영역 보강 물성

	단위중량 (tf/m ³)	변형계수* (tf/m ²)	포아송비	점착력* (tf/m ²)	내부마찰각 (°)
강관다단 그라우팅 (φ 50 mm 소구경)	1.8	44,096	0.33	17.3	25.0
		약 5.5배 증가		약 8.7배 증가	

표 4. 지보요소 특성

	단면적 (m ²)	변형계수 (tf/m ²)	포아송비	단면이차모멘트 (m ⁴)
연성 숏크리트	-	500,000	0.20	-
강성 숏크리트	-	1,500,000	0.20	-
강지보 (H150×150×7×10)	3.35e-3	21,000,000	0.15	1.37e-5

표 5. 해석 경우별 적용 지보재 물성

		단면적 (m ²)	변형계수 (tf/m ²)	축력분담률(%) (숏크리트/강지보)	단면이차모멘트 (×10 ⁻⁴ m ⁴)	모멘트분담률(%) (숏크리트/강지보)
Case 1	연성 숏크리트	0.200	520,000	100 / 0	6.338	100 / 0
	강성 숏크리트	0.200	1,560,000	100 / 0	6.338	100 / 0
Case 2	연성 숏크리트	0.200	871,432	58.8 / 41.2	3.369	0 / 100
	강성 숏크리트	0.200	1,895,677	81.1 / 18.9	1.549	0 / 100
Case 3	연성 숏크리트	0.207	841,043	58.8 / 41.2	0.747	77.1 / 22.9
	강성 숏크리트	0.202	1,880,785	81.1 / 18.9	6.826	77.1 / 22.9
Case 4	강지보	3.350e-3	17,902,813	-	0.137	-
	연성 숏크리트	0.197	520,000	-	6.338	-
	강성 숏크리트	0.197	1,560,000	-	6.338	-

한 이완 하중을 고려하기 위한 탄소성 모델을 적용한 두 가지의 경우에 대해 해석이 수행되었다.

4.2 결과 분석

이차원 수치해석 결과를 이용해서 각 해석 경우별 숏크리트 부재 및 강지보 부재의 휨압축응력을 비교 검토하였다. 그림 6은 수치모델에 구현된 빔요소의 부재 번호를 나타낸 것이다. 휨압축응력 계산 시, Case 1과 Case 4는 각각의 부재에 대해 식 (2)를 이용하였고, Case 3는 식 (8)과 (9), Case 3에서는 식 (15)와 (16)을 이용하여 계산하였다.

탄성해석에 의한 숏크리트 및 강지보에 발생하는 휨압축응력 분포는 그림 7, 8과 같고, 발생 최대값은 표 6과 같다. 강지보를 고려하지 않은 Case 1의 숏크리트 휨압축응력은 허용값을 초과하지 않는다. 강지보를 고려한 다른 해석 경우에서도 숏크리트의 휨압축응력은 각각 응력 크기에 차이가 있으나, 허용응력값 이내로 계산되었다. 작용 초기지압비의 크기가 작기 때문에 측벽 부에 모멘트가 집중하는 결과를 보이고 이에 따라 Case 2를 제외한 나머지의 숏크리트 부재 응력 발생 경향이 측벽에서 크게 발생하는 경향을 보인다.

그러나 강지보의 휨압축응력은 숏크리트가 모멘트를 분담하는 Case 3를 제외한 나머지 해석 경우, 허용응력값을 초과하는 것으로 나타났다. 최대응력은 모멘트가 집중하는 측벽에서 동일하게 발생하였으며, 숏크리트와 동일한 경향을 보인다. Case 4의 경우, 다른 해석 경우와 상이한 휨압축응력 분포를 보이는데, 이는 해석 프

그램의 특성 상 2개의 빔요소를 설치할 때 빔요소 사이에 존재하는 인터페이스의 물성을 개략적으로 고려하는 영향을 받기 때문으로 판단된다.

탄소성해석에 의한 숏크리트 및 강지보에 발생하는 휨압축응력 분포는 그림 9, 10과 같고, 발생 최대값은 표 7과 같다. 각 해석 경우별 숏크리트 휨압축응력은 탄성해석 결과에 비해 지반의 이완하중이 부재에 작용하여 크기가 증가한 것을 알 수 있다. 강지보를 고려하지 않은 경우인 Case 1에서의 숏크리트 휨압축응력은 강성 숏크리트 단계에서 허용휨압축응력을 초과하는 것으로 나타나, 부재의 허용응력에 의한 터널 안정성 판단 시 안정성을 확보하지 못하는 것으로 나타났다. 휨압축응력 발생 경향 역시 모멘트에 의해 측벽부에서 큰 반면, 숏크리트가 모멘트를 분담하지 않는 경우인 Case 2에서는 축력의 영향으로 천단부에서 크게 나타났다. Case 1을 제외한 나머지 강지보를 고려한 경우 숏크리트의 휨압축응력이 허용응력 이내의 값으로 계산되어, 숏크리트 부재의 허용응력에 의한 터널 안정성은 확보되는 것으로 판단할 수 있다.

강지보에 작용한 휨압축응력의 경우 숏크리트가 모멘트를 분담하지 않는 Case 2를 제외한 나머지 해석 경우에서 허용응력값 이내로 발생하는 것을 알 수 있다. Case 4는 탄성해석 경우와 동일하게 숏크리트와 강지보 요소 사이의 인터페이스 물성의 영향을 받는다. 따라서, Case 4와 같이 강지보와 숏크리트를 각각 따로 모델링을 하는 경우 인터페이스에 의한 외부요인이 작용할 수 있으므로 환산단면을 사용하는 Case 2, 3에 비해 부적절한 것으로 판단되며, 이런 방법을 사용한 경우에는 부재 사이의 인터페이스 특성 결정에 주의하여야 한다.

강지보의 최대휨응력 발생 위치는 이전 경우와 동일하게 측벽에서 발생하였다. 이는 불량한 지반 조건에서 시공되는 터널의 부재력 판단 시, 측벽에 집중하는 모멘트의 영향이 크기 때문으로 판단된다. Case 2와 Case 3에서 나타나는 차이는 숏크리트 부재가 이러한 모멘트 분담 여부에 따라 안정성 판단 결과가 달라진다. 일반적으로 숏크리트는 결함이 없는 균질한 타설이 현실적으로 곤란하여, 모멘트 작용시 강재와 동일하게 거동한다고 가정하기에는 다소 무리가 있으므로 모멘트는 강지보가 부담하는 것으로 고려하는 것이 타당할 것이다. 따라서, 모멘트에 대한 저항은 숏크리트에 비해 강지보만

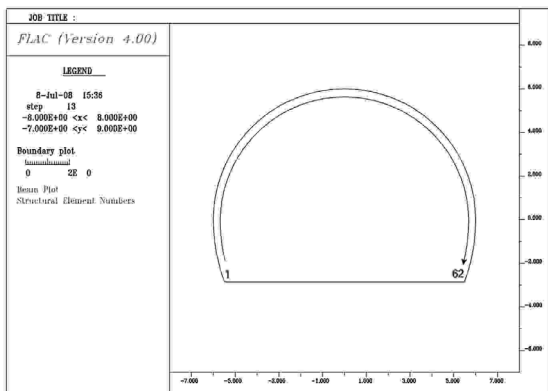


그림 6. 숏크리트/강지보 요소 번호

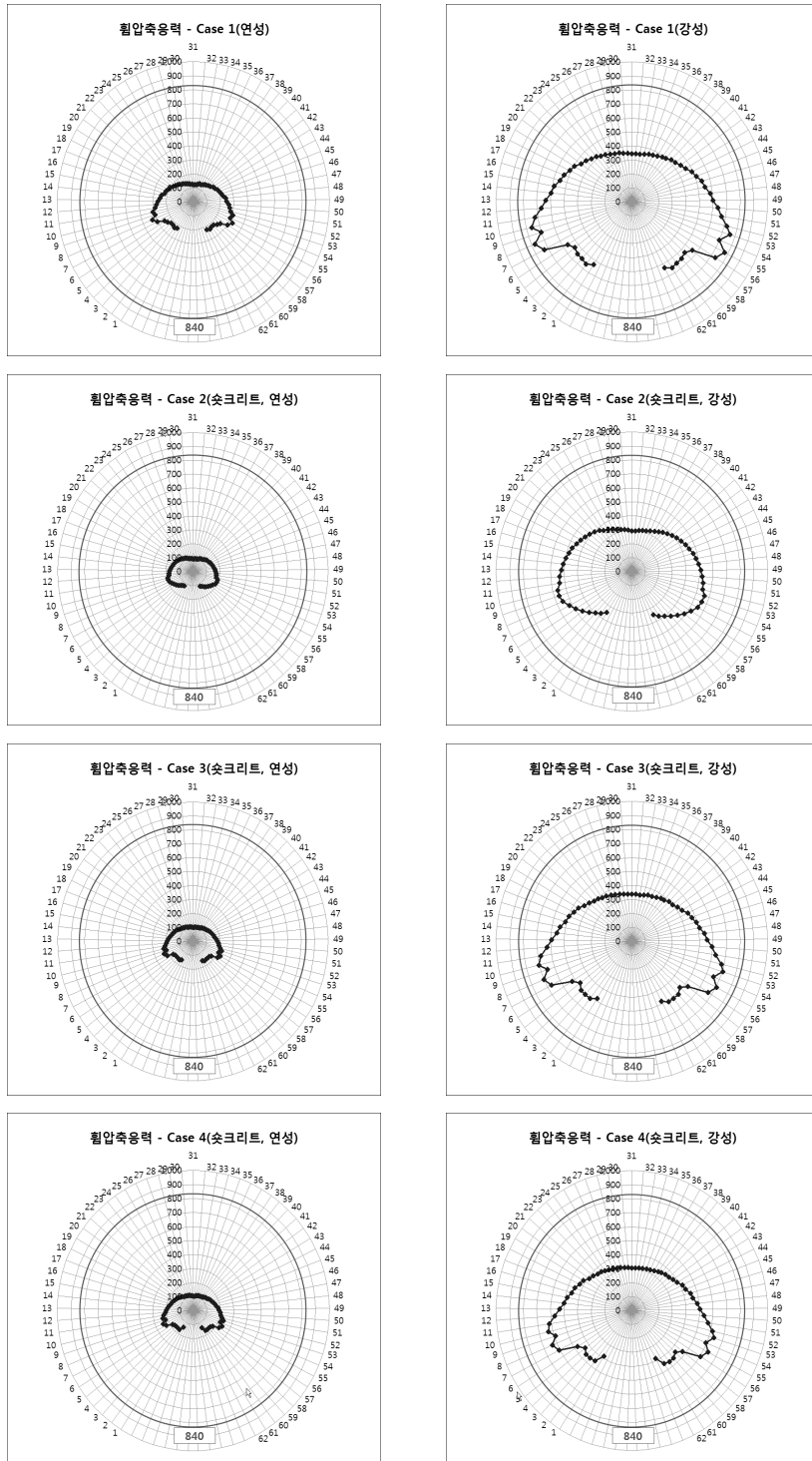


그림 7. 슛크리트 부재력 분포 결과 - 탄성 해석

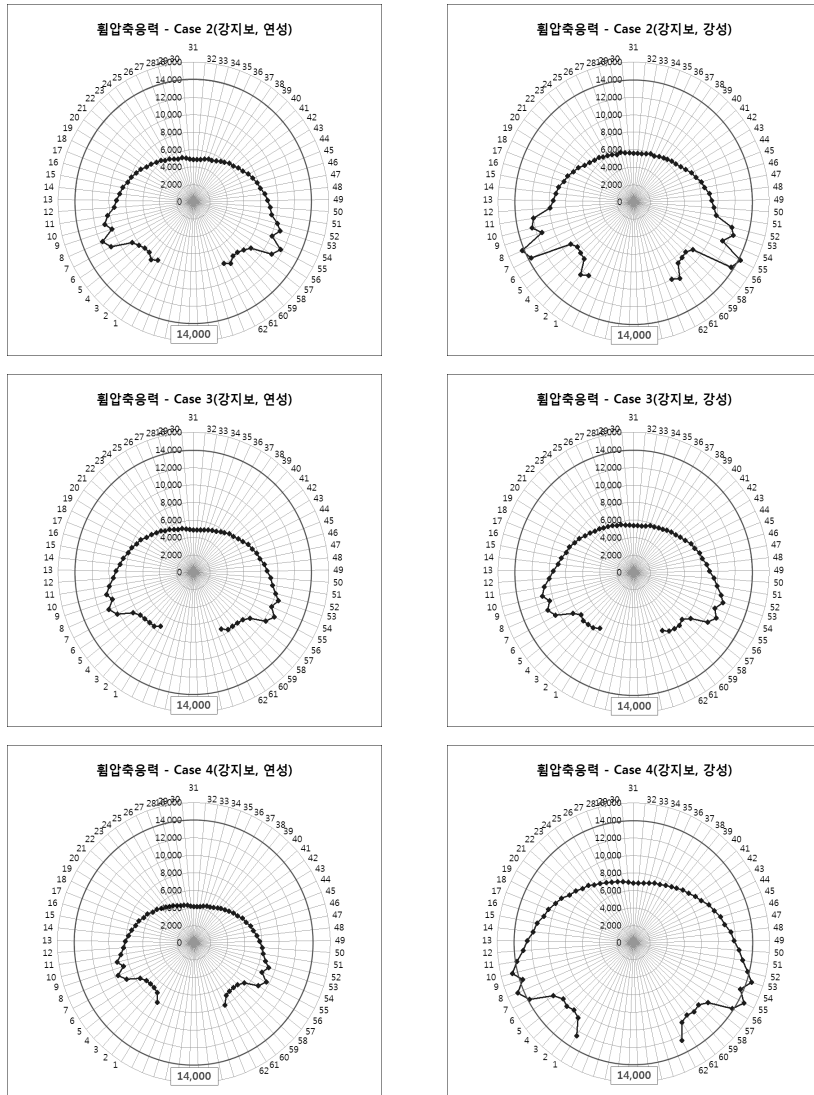


그림 8. 강지보 부재력 분포 결과 - 탄성 해석

표 6. 탄성해석 결과

	쏫크리트 휨압축응력 (tf/m ² , 허용값: 840)				강지보 휨압축응력 (tf/m ² , 허용값 14,000)			
	연성단계		강성단계		연성단계		강성단계	
Case 1	326.5	O.K	776.4	O.K	-	-	-	-
Case 2	190.7	O.K	560.9	O.K	11,669.4	O.K	14,277.6	N.G
Case 3	228.8	O.K	705.3	O.K	10,844.1	O.K	11,059.3	O.K
Case 4	239.5	O.K	634.8	O.K	9,612.2	O.K	14,755.9	N.G

www.kci.go.kr

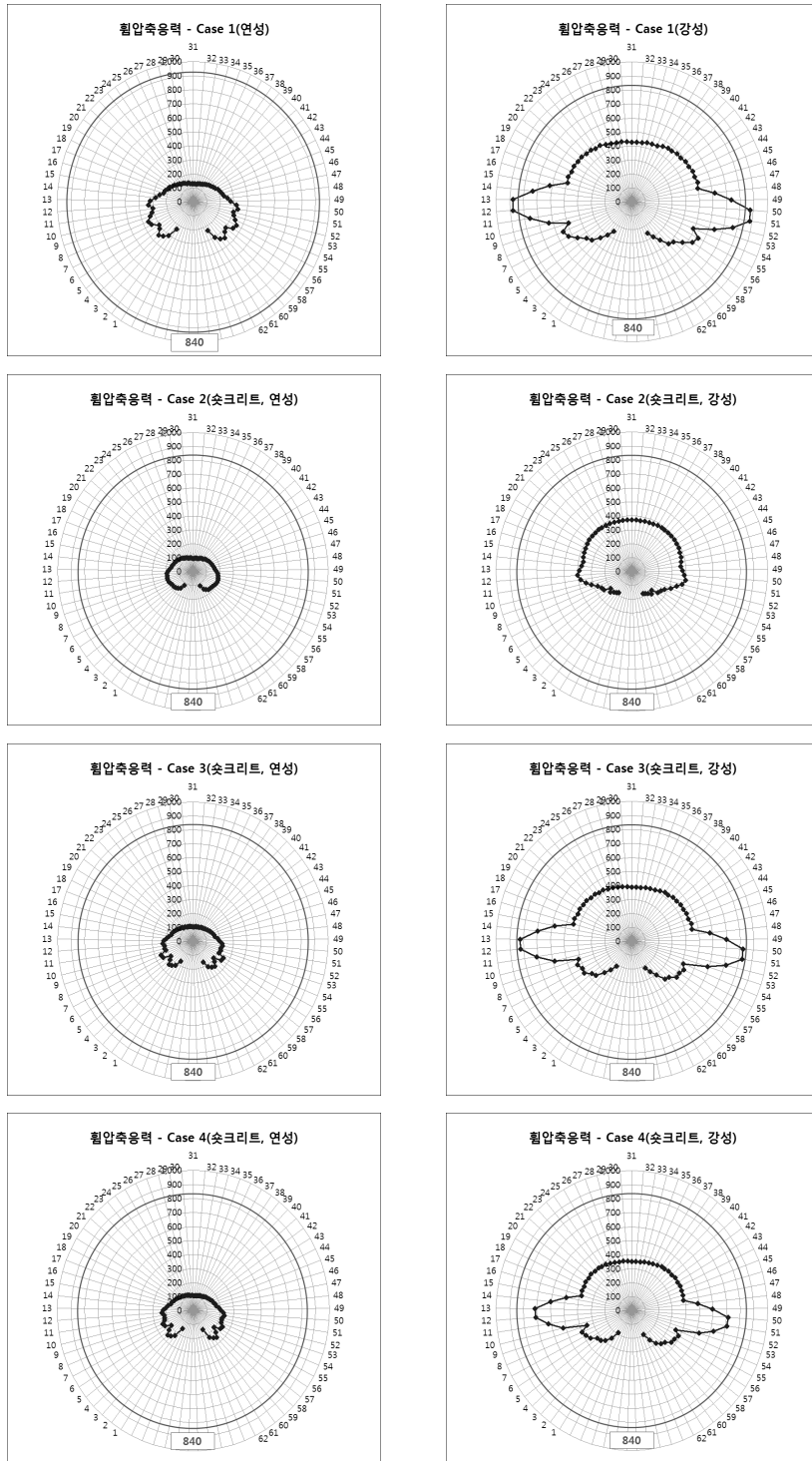


그림 9. 숏크리트 부재력 결과 - 탄소성 해석

www.kci.go.kr

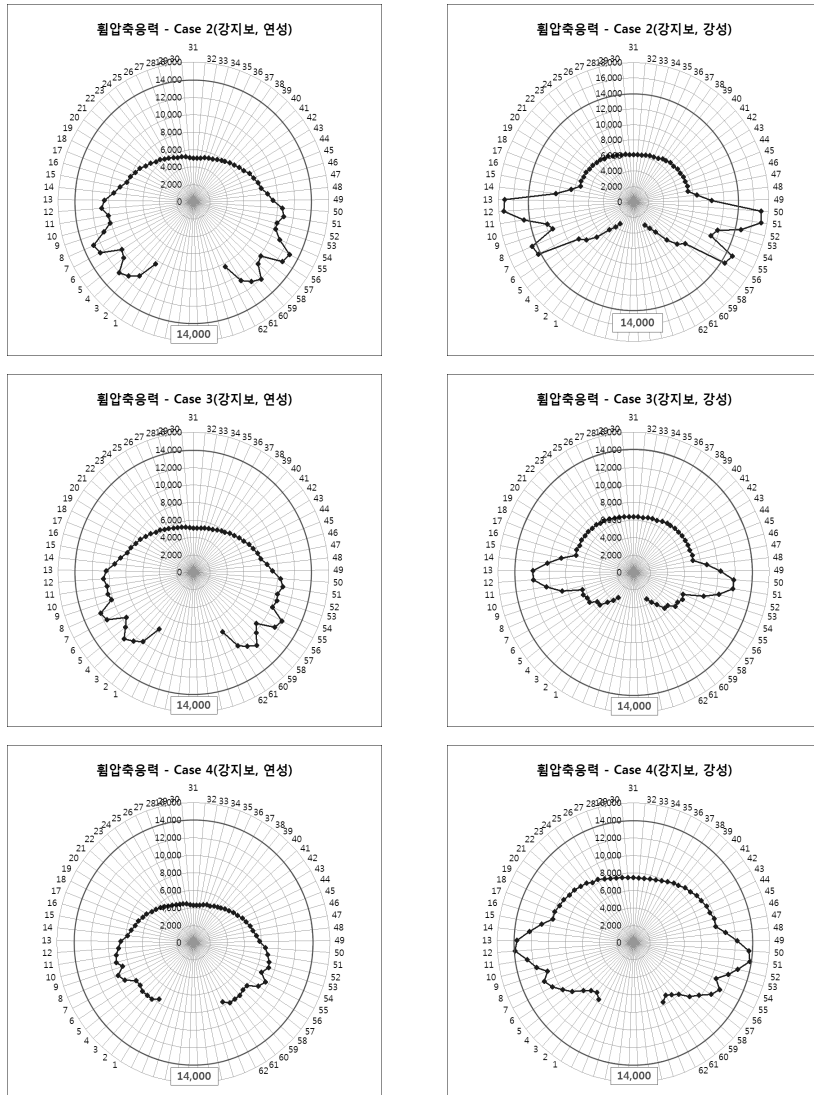


그림 10. 강지보 부재력 결과 - 탄소성 해석

표 7. 탄소성해석 결과

	썩크리트 휨압축응력 (tf/m ² , 허용값: 840)				강지보 휨압축응력 (tf/m ² , 허용값: 14,000)			
	연성단계		강성단계		연성단계		강성단계	
Case 1	360.4	O.K	879.4	N.G	-	-	-	-
Case 2	196.0	O.K	398.7	O.K	12,886.8	O.K	17,265.1	N.G
Case 3	254.8	O.K	823.4	O.K	11,881.3	O.K	11,885.5	O.K
Case 4	256.8	O.K	713.7	O.K	9,581.5	O.K	13,919.6	O.K

www.kci.go.kr

저항한다고 가정하는 것이 보다 안전측 평가 방법이 될 것이나, 향후 슛크리트와 강지보의 모멘트에 대한 저항 정도를 판단할 수 있는 현장계측 또는 실험적 연구가 필요하다.

5. 결론 및 고찰

강지보는 천층 및 토사 터널에 주로 적용되는 지보 방법으로, 지금까지는 보조지보재로 인식되어 부재 허용 응력 검토를 통한 터널의 안정성 평가 시 그 지보능력이 고려되지 않았다. 하지만, 터널 변형이 큰 천층 및 토사 터널의 시공 사례가 증가하면서 강지보를 주지보재의 하나로 인식하고 그 부재력을 안정성 해석에 고려하고자 하는 시도가 이루어지고 있다. 본 연구에서는 강지보를 주지보재로 고려하는 방법들을 고찰하고, 각 방법에 따른 수치해석 결과 비교를 통해 강지보의 지보능력을 고려한 이차원 수치해석 방법을 비교 검토하였다. 이차원 수치해석 방법으로 ① 강지보를 고려하지 않고 슛크리트만 주지보로 평가하는 방법, ② 슛크리트의 모멘트만 고려하지 않는 등가환산단면법, ③ 슛크리트와 강지보의 압축력 및 모멘트를 모두 고려하는 등가환산단면법, 그리고 ④ 강지보와 슛크리트를 각각의 구조요소로 모델링하는 방법에 대해 비교 분석한 결론은 다음과 같다.

1. 강지보가 적용된 터널 구조물의 안정성 평가 시, 그 방법은 ① 강지보를 고려하지 않고 슛크리트만 주지보로 평가하는 방법, ② 등가압축강성에 의한 합성부재 환산법, ③ 등가압축/휨강성에 의한 합성부재 환산법, 그리고 ④ 강지보와 슛크리트를 각각의 구조요소로 모델링하는 방법이 있다. 등가물성을 산정하는 방법에서는 강지보의 설치 간격이 고려된 환산 단면적을 결정하는 것이 중요하다.
2. 등가 합성부재의 해석방법(3.2절, 3.3절)을 통한 결과 비교 시, 축력은 슛크리트와 강지보가 함께 저항하지만 모멘트에는 강지보만 저항한다고 가정하는 방법이 두 지보재가 축력과 모멘트를 각각 분담하여 저항한다는 방법 보다 안전측 평가 방법으로 판단된다. 그러나 이는 지층조건 및 지반강성에 따라 다른 결과를 얻을 수 있으므로, 슛크리트와 강지보 합성부재의 축력과 모멘트에 대한 저항 정도를 평

가하는 부재실험 및 현장계측 등의 추가적인 연구가 필요할 것이다.

3. 슛크리트와 강지보를 각각 독립적인 부재(빔 요소)로 해석하는 경우는 두 부재사이의 경계조건을 강결로 가정하는 것이 전제조건이지만, 이를 얼마나 현실적으로 적용하느냐에 따라 그 결과가 달라질 수 있으며, 경계부의 수직강성 및 전단강성은 경계조건에 대한 부재실험 및 현장계측 등을 통하여 규명할 수 있을 것이다.

감사의 글

본 논문은 국토해양부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 2004년도 건설핵심기술연구개발사업(04핵심기술C01)과 2005년도 첨단도시개발사업(과제번호: 05-건설핵심 D10, 과제명: 해저시설물 차폐 기술 개발)에 의하여 연구비가 지원되었습니다.

참고문헌

1. 건설교통부 (1999), “도로설계편람-터널편”, pp. 605-27-605-29.
2. 대한터널협회 (1999), “터널설계기준”, pp. 44-45.
3. 삼성물산주식회사 (2007), “소양강댐 보조여수로 유입부 천이구간 보강공사 터널해석보고서”.
4. 시미즈건설주식회사 (2001), “호우계터널 저토피부 해석보고서”.
5. 이상돈, 박연준, 임두철, 손정훈, 유광호, 김수만 (2008), “강재로 보강된 슛크리트 거동의 수치해석적 연구”, 한국암반공학회지, 18(3), pp. 226-238.
6. 조병욱, 박연준, 유광호, 김수만, 임두철, 이상돈 (2007), “휨인성을 고려한 강섬유보강 슛크리트 거동의 수치해석적 연구”, 한국암반공학회지, 17(5), pp. 411-427.
7. 한국터널공학회 (2007), “터널의 이론과 실무 - 도심지 천층 및 근접터널”.
8. Hoek, E. (1998), “Tunnel support in weak rock”, Symp. of Sedimentary Rock Engineering, p. 7.
9. Hoek, E., Carranza-Torres, C., Diederichs, M.S. and Corkum, B. (2008), “Integration of geotechnical and structural design in tunnelling”, Proc. University of Minnesota 56th Annual Geotechnical Engineering Conference, pp. 47-53.
10. Itasca (2003), “FLAC 2D Manual - Structural Element”, pp. 1-15-1-16.



하 태 옥

(주)하경엔지니어링
터널지반부
과장

E-mail: htw8646@gmail.com



김 대 영

현대건설(주)
기술개발원
책임연구원

E-mail: dykim@hdec.co.kr



신 영 완

(주)하경엔지니어링
터널지반부
상무

E-mail: ywshin@hakyong21.co.kr



양 형 식

전남대학교 공과대학
건설지구환경공학부
교수

E-mail: hsyang@jnu.ac.kr
