

토압분리형 교량 접속슬래브의 비지지길이와 지반 침하에 따른 거동 해석

박민철
금오공과대학교 토목공학과

Behavior Analysis of Approach Slabs of IPM Bridges according to Unsupported Length and Settlement

Min-Cheol Park

Department of Civil Engineering, Kumoh National Institute of Technology

요약 접속슬래브는 교량의 접속부의 주행성에 중요한 역할을 수행한다. 하지만, 고속도로 교량의 접속슬래브는 길이의 70%를 지간으로 하는 단순보로 설계하고 부재력만 산정하고 있다. 따라서, 접속슬래브의 거동과 지지점의 침하로 인한 영향을 고려하지 못한다. 본 연구에서는 토압분리형 교량의 접속슬래브에 대해 비지지길이와 지반 침하에 따른 거동을 평가하였다. 이 교량은 보강토옹벽으로 횡방향토압을 지지하므로 접속슬래브가 지면에 지지되지 않는 비지지구간이 발생되고 지지되는 지반에서도 침하가 발생할 수 있다. 이를 검토하기 위해, 접속슬래브의 길이에 따라, 토압분리형 교량 설계지침 (2016)에 제시된 접속슬래브 길이의 70%를 지간으로 하는 단순보로 설계하여, 단면력을 산정하였다. 그리고 비지지길이와 지반 침하에 따른 거동을 규명하기 위한 구조해석 모델을 생성하였다. 구조해석 결과, 비지지길이가 증가되면 휨모멘트는 감소되었고 침하량이 증가되면 휨모멘트는 증가되었다. 그리고 설계 단면력이 구조해석보다는 크게 산정되었으며, 설계지침에 따라 접속슬래브를 설계하면, 안정성에는 문제가 없는 것으로 나타났다. 하지만, 수직변위는 비지지길이에 관계없이 침하량이 10mm 이상이 되면, 유지관리기준인 1/200 곡선을 넘어서는 것으로 나타났다. 토압분리형 교량의 접속슬래브는 비지지길이에는 큰 영향을 받지 않지만, 지반 침하에는 큰 영향을 받았다. 따라서, 접속슬래브를 지지하는 보강토옹벽에 과도한 침하가 발생되며, 설계 휨모멘트를 초과할 수 있으므로 이에 대한 엄격한 관리가 필요하다.

Abstract The approach slab plays an important role in the driving comfort of the connection section on a bridge. On the other hand, the approach slab only calculates the section force of a simple beam, and does not analyze the behavior. In this study, the unsupported length and settlement of approach slabs of IPM Bridges were examined using structural analysis. First, the section force was calculated by designing a simple beam, according to the length of the approach slab. The structural analysis was conducted to examine the behavior of the unsupported length and settlement. As the result, the bending moment decreased when the unsupported length was increased, and the bending moment increased when the settlement was increased. In addition, the design section force was estimated to be larger than the force of structural analysis, and the design of the approach slab according to the design guideline showed no problem in stability. Nevertheless, the vertical displacement exceeded the maintenance criterion of a 1/200 curve when the settlement exceeded 10 mm regardless of the unsupported length. Therefore, excessive settlement occurs in the reinforced earth retaining wall supporting the approach slab, and the design bending moment may be exceeded. Therefore, strict management is required.

Keywords : Approach slab, Bump, IPM Bridge, Structural analysis, Unsupported length

본 연구는 한국도로공사 도로교통연구원의 토압 분리형 교대의 해석 및 실험용역에 의해 수행되었음.

*Corresponding Author : Min-Cheol Park(Kumoh National Institute of Technology)

Tel: +82-54-478-7618 email: xlage0@naver.com

Received February 26, 2018

Revised (1st March 30, 2018, 2nd April 25, 2018)

Accepted May 4, 2018

Published May 31, 2018

1. 서론

교량 접속슬래브의 부등단차의 일차적으로 원지반과 교대 성토층의 침하이다. 침하가 발생하는 원인은 성토층의 다짐불량, 부적절한 재료의 사용, 높이 10m 이상의 고성토 등으로 보고하고 있다[1]. 이 외에도 Fig. 1에 따르면 계절에 따른 온도 변화, 침식에 의한 성토재의 손실, 부적당한 시공방법(이음 불량, 배수 및 다짐 불량, 부적당한 성토재 사용), 기초지반의 침하 및 과도한 차량 하중 등이 있다.

교량 접속부의 손상 및 주행성 문제는 주로 성토체의 침하로 인해 발생된다. 교대는 기반암에서 산단지되지는 말뚝으로 지지되므로 침하가 거의 발생되지 않지만 성토체는 크리프 침하가 발생된다. 따라서, 시간이 경과될수록 교대와 배면 성토층의 단차량은 커지게 된다. 교대 배면의 성토층의 침하가 발생되면 접속슬래브의 부등단차가 발생된다. 따라서 교량 접속부의 부등침하 기준은 유지보수 단계에서 부등 침하량과 노면의 경사도를 기준으로 한다.

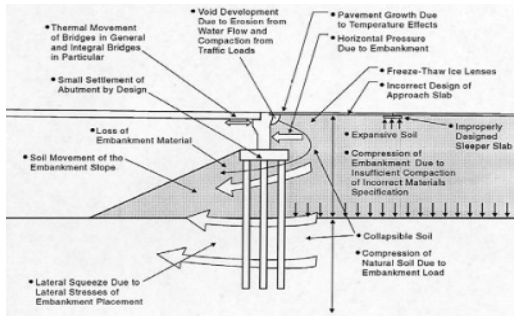


Fig. 1. Factors of differential settlement and bump in connecting slabs of bridges [1]

Walkinshaw(1978)는 2.5 in 이상의 수직 부등침하는 평탄성 불량을 초래 한다고 보고하였다[2]. Bozozuk (1978)[3]는 허용침하는 수직으로는 3.9 in 이며 수평으로는 2.0 in로 결론지었으며, Long et al. (1998)[4]과 Wahls(1990)[5]는 경사 1/200이 보수를 시작하는 기준으로 제안했다. 국내의 경우, 한국도로공사(2012)[6]에서는 경사 1/200을 유지관리 기준으로 제시하였다.

앞서 언급된 바와 같이, 교량 접속부의 부등단차 요인은 다열의 말뚝으로 지지되는 콘크리트 교대와 지반의 침하 차이 때문에 발생된다. 국내 대부분의 고속도로 교

대는 콘크리트 교대로서 상부구조의 수직하중과 횡방향 토압을 지지하기 때문에 교각에 비해 단면이 크다. 이러한 교대 구조물의 대형화로 인해 경제성이 떨어지고 시공성이 감소하게 된다. 또한, 교대와 뒤채움부의 강성차이로 인해 단차가 발생되고 주행성이 감소하게 된다. 교대의 횡방향 변위를 억제하기 위해 전면부에 앞성토를 시공할 경우 형하공간이 감소되는 문제점이 발생되고 있다[7]. Nam et al.(2016)[8]은 앞서 언급된 기존 콘크리트 교대의 문제점을 개선하고자 토압 분리형 일체식 교대 교량(IPM Bridge, Integrated and Pile bented abutment with Mechanically stabilized earth wall Bridge)을 개발하였다. 토압분리형 일체식 교대 교량(이하, 토압분리형 교량)은 Fig. 2와 같이 횡방향 토압을 분리하는 보강토옹벽, 상부구조와 교대가 일체화된 일체식 교대, 그리고 일체식 교대를 지지하는 기둥 일체형 말뚝 기초(이하, 파일벤트 말뚝기초)로 구성된 교량 형식을 의미한다[7].

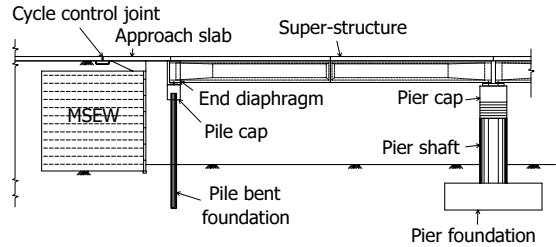


Fig. 2. The side view of IPM Bridge [8]

하지만, 토압분리형 교량의 접속슬래브는 Fig. 3과 같이, 한쪽 지점은 교대와 힌지로 연결되고 다른 한쪽 지점은 받침 콘크리트로 지지된다. 따라서, 이러한 일체식 교대의 접속슬래브는 한국도로공사(2009) [9]에 제시된 바와 같이, 접속슬래브 길이의 70%를 지간으로 하는 양단이 힌지와 롤러로 지지된 단순보로 설계한다. 하지만, 토압분리형 교량에서는 횡방향 토압을 보강토옹벽이 지지하므로, 접속슬래브가 지반으로부터 지지되지 않는 비지지 구간이 발생되고, 보강토옹벽의 침하가 발생할 위험이 크다. 따라서, 비지지길이와 지반 침하의 영향으로 인한 토압분리형 교량의 접속슬래브에 대한 거동 해석이 필요하다.

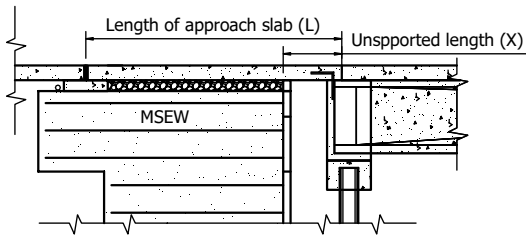


Fig. 3. The approach slab of IPM Bridge

본 연구에서는 일체식 교량과 거동이 유사한 토압분리형 교량의 접속슬래브에 대해 비지지길이와 지반 침하에 따른 거동을 해석하였다. 일체식 교량 설계지침(2009)[9]와 토압분리형 교량 설계지침(2016)[8]에 제시된 접속슬래브의 설계방법으로 부재력을 산정하였다. 그리고 구조해석을 수행하여, 토압분리형 교량의 접속슬래브의 거동 해석에 적합한 구조해석 모델을 규명하였다. 그리고 이 해석 모델로 비지지길이와 지반 침하에 따른 토압분리형 교량의 접속슬래브에 대한 구조해석을 수행하였다. 구조해석 결과로부터 한국도로공사(2012)[6]에 제시된 접속슬래브의 유지관리 기준인 경사 1/200와 설계 휨모멘트의 허용여부를 검토하였다.

2. 접속슬래브의 설계

본 장에서는 접속슬래브의에 대한 설계기준인 도로설계기준(2009)[10]과 도로설계요령(2009)[11]에 따라 접속슬래브의 설계 휨모멘트와 전단력을 산정하였다. 접속슬래브에 작용하는 사하중과 활하중을 산정하고 이로 인해 발생하는 설계 휨모멘트와 전단력을 산정하였다.

2.1 단면력 산정

2.1.1 사하중에 의한 단면력

접속슬래브의 설계는 접속슬래브의 전체길이를 지간으로하는 단순보로 계산한다. 접속슬래브에 작용하는 하중은 사하중과 활하중을 고려한다. 사하중은 접속슬래브의 자중이다.

먼저, 접속슬래브의 자중을 산정하면 식 (1)과 같다.

$$w_d = \gamma \times t \quad (1)$$

여기서, w_d 는 등분포 고정하중(kN/m)이며, γ 는 철

근콘크리트의 단위중량(kN/m^3)이며 $25.0kN/m^3$ 을 적용하였다. t 는 접속슬래브의 두께(m)이다.

고정하중에 의한 전단력은 식 (2)와 같다.

$$V_d = \frac{w_d \times L}{2} \quad (2)$$

여기서, V_d 는 고정하중에 의한 전단력, L 은 접속슬래브의 길이이다.

고정하중에 의한 모멘트는 식 (3)과 같다.

$$M_d = \frac{w_d \times L^2}{8} \quad (3)$$

여기서, M_d 는 고정하중에 의한 모멘트, L 은 접속슬래브의 길이이다.

2.1.2 활하중에 의한 단면력

활하중은 표준트럭하중(DB하중) 또는 차로하중(DL하중), 보도 등의 등분포하중 및 궤도의 차량하중이다. 접속슬래브는 Table 1에 제시된 표준트럭하중을 적용한다. 또한 활하중은 이동하고 있으므로 구조물이나 부재에 가장 불리하게 응력이 생기도록 재하하여야 한다.

Table 1. DB load [10]

Bridge grade	Load grade	Weight W (kN)	Total load $1.8W$ (kN)	Front wheel load $0.1W$ (kN)	Rear wheel load $0.4W$ (kN)
1st	DB-24	240	432	24	96
2nd	DB-18	180	324	18	72
3ed	DB-13.5	135	243	13.5	54

활하중은 충격을 일으키는 것으로 보고 상부구조의 충격계수는 식 (4)로 산출하며 0.3을 초과할 수 없다.

$$i = \frac{15}{40 + L} \leq 0.3 \quad (4)$$

여기서, L 은 지간길이(m)이다.

도로설계기준(2009)[10]에 따라 활하중은 식 (5)으로 산출한다.

$$P = \frac{2n \times 96 \times (1+i)}{E'} \quad (5)$$

여기서, P 는 활하중(kN), n 은 차선 수, i 는 충격계수로 0.3, $E' = 1.8n + 1.2(n-1) + E$ 이며, $E = 1.2 + 0.06L \leq 2.1m$, L 은 바닥판의 지간(m)이다. 접속슬래브의 지간이 된다.

도로설계요령(2009)[11]에 따라 활하중은 식 (6)과 같이 DB-24 하중을 재하하며 재하방법은 Fig. 4와 같다.

$$P = \frac{2 \times 96 \times (1+i)}{3 \times (0.2+2D)} \quad (6)$$

여기서, D 는 포장층 두께(m)이다.

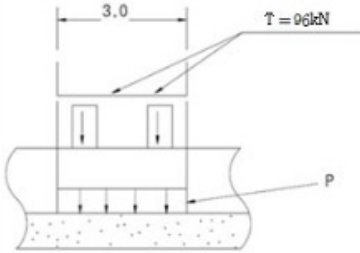


Fig. 4. Transverse position of live load [11]

식 (6)을 이용하여 표준트럭하중에 의한 활하중은 식 (7)과 같다.

$$P = \frac{2 \times 96 \times (1+i)}{3 \times (0.2+2D)} = \frac{2 \times 96 \times (1+0.3)}{3 \times (0.2)} = 416kN \quad (7)$$

식 (7)에서 산정된 활하중에 의한 전단력은 식 (8)과 같다.

$$V_l = P \times L_e - \frac{(P \times L_e^2)}{2 \times L} \quad (8)$$

여기서, V_l 은 활하중에 의한 전단력(kN), P 는 표준트럭하중에 의한 활하중(kN), L_e 는 유효길이(m), L 은 접속슬래브 길이(m)이다.

식 (8)에서 산정된 활하중에 의한 휨모멘트는 식 (9)와 같다.

$$M_l = P \times \frac{L}{2} \times \frac{L_e}{2} - P \times \frac{L}{2} \times \frac{L_e}{4} \quad (9)$$

여기서, M_l 은 활하중에 의한 모멘트($kN \cdot m$)이다.

2.1.3 하중조합과 강도감소계수

도로설계기준(2009)[10]과 도로설계요령(2009)[11]의 하중조합과 휨모멘트와 전단력에 대한 강도감소계수는 식 (10), 식 (11)과 같다.

$$U = 1.3D + 2.15(L + I) \quad (10)$$

$$\phi_f = 0.85, \phi_v = 0.80 \quad (11)$$

여기서, D 는 사하중, L 은 활하중에 의한 단면력이며, 충격계수 식 (12)와 같다.

$$I = \frac{15}{(40+L)} \leq 0.30 \quad (12)$$

사용하중에 의한 접속슬래브의 전단력은 사하중에 의한 전단력(식 2)와 활하중에 의한 전단력(식 8)로 계산하며 식 (10)에 제시된 하중조합계수를 적용하여 식 (13)와 같이 산정된다.

$$V_u = 1.30 \times V_d + 2.15 \times V_l \quad (13)$$

여기서, V_u 는 사용하중에 의한 전단력, V_d 는 사하중에 의한 전단력, V_l 은 활하중에 의한 전단력이다.

사용하중에 의한 접속슬래브의 휨모멘트는 사하중에 의한 휨모멘트(식 3)와 활하중에 의한 휨모멘트(식 9)로 계산하며 식 (10)에 제시된 하중조합계수를 적용하여 식 (14)와 같이 산정된다.

$$M_u = 1.30 \times M_d + 2.15 \times M_l \quad (14)$$

여기서, M_u 는 사용하중에 의한 휨모멘트, M_d 는 사하중에 의한 휨모멘트, M_l 은 활하중에 의한 휨모멘트이다.

2.2 산정결과

사용하중에 의한 접속슬래브의 단면력인 전단력과 휨모멘트는 식 (8)와 식 (9)으로 산정하였다. 그 결과는 Table 2와 Fig. 5이다.

접속슬래브의 길이 4.0m에서는 휨모멘트가 204kN·m, 전단력이 204kN으로 산정되었다. 길이가 증가될수록 선형적으로 증가되며 접속슬래브 길이가 14.0m로 증가

되던 휨모멘트는 $980kN\cdot m$ 로 약 4.8배가 증가되고, 전단력은 $280kN$ 로 약 1.4배가 증가되었다.

Table 2. Results of calculation of section force according to length of approach slab

Length (m)	4	6	8	10	12	14
V_u (kN)	203.7	219.8	235.1	250.2	265.1	280.0
M_u (kN*m)	203.7	329.7	470.3	625.5	795.4	979.9

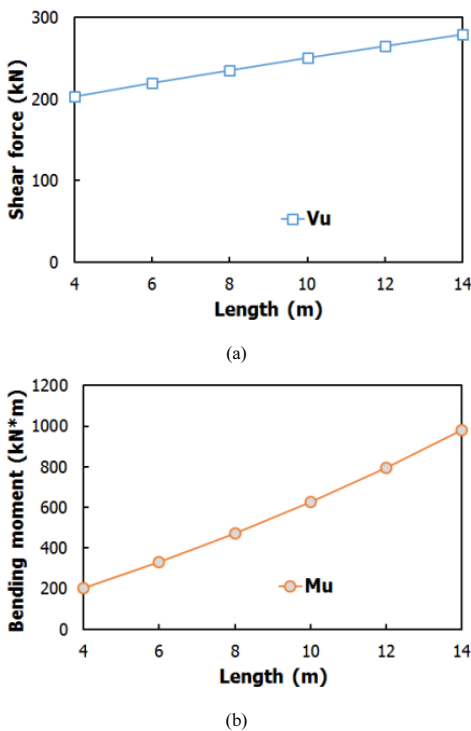


Fig. 5. Results of calculation of section force according to length of approach slab; (a) Shear force (b) Bending moment

3. 접속슬래브의 구조해석 모델링

3.1 해석 개요

본 장에서는 접속슬래브의 지반구조물 상호작용과 지반 침하에 대한 영향을 고려하기 위해 구조해석의 모델링 방법에 대해 연구하였다. 총 4가지 조건으로 구조해

석을 수행하였으며, 해석결과를 비교검토하여 최적 모델링 기법을 선정하였다.

Fig. 6는 접속슬래브의 구조해석을 위한 모델링일 방법을 나타낸 것이다. Fig. 6 (a)의 해석모델의 Case 1으로 단순보로 지지될 경우를 나타낸 것이며, Fig. 6 (b)의 Case 2로 지반스프링으로 지지될 경우이다. Fig. 6 (c)의 Case 3는 지반침하로 인해 강제변위가 발생되었을 경우이고, Fig. 6 (d)의 Case 4는 본 연구에서 제안된 모델로써 강제변위가 발생된 후 이동하중이 재하되었을 경우를 재현하기 위해, 하부에 절점을 생성하고 여기에 강제변위를 하중조건으로 입력하고 절점과 접속슬래브의 사이는 탄성스프링으로 연결하였다.

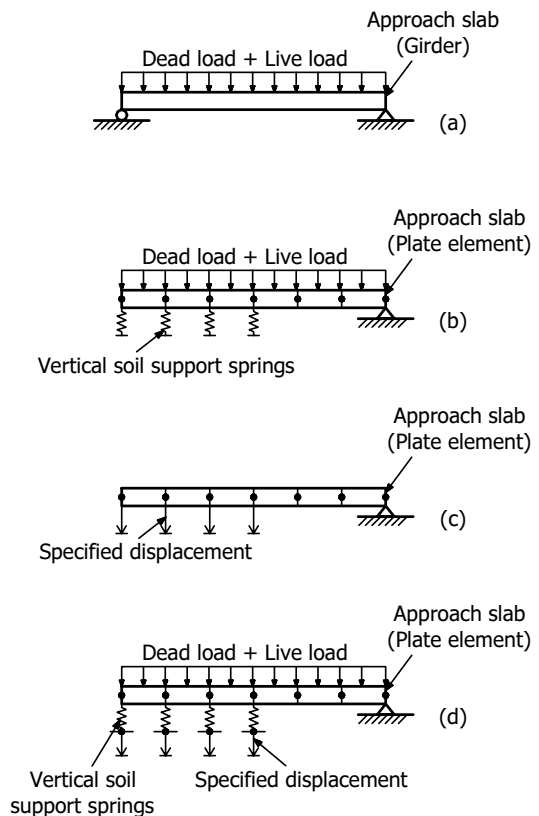


Fig. 6. Conditions for structural analysis of approach slabs; (a) Case 1 (b) Case 2 (c) Case 3 (d) Case 4

접속슬래브는 판요소(Plate element)로 모사하였으며 폭은 10.0m로 길이는 6.0 ~ 12.0m 까지 2.0m 간격으로 총 4가지 조건으로 모델링하였다. 이때, 판요소의 두께

는 실제와 동일한 40cm로 적용하였다. 접속슬래브에 적용하는 하중은 사하중과 이동하중을 재하하였다. 지반스프링은 Winkler's Model을 이용하였으며 스프링 계수는 도로설계요령(한국도로공사, 2009)[11]에 제시된 노상 지지력계수인 $150MN/m^3$ 을 적용하였다. Back et al.(2013)[12]은 접속슬래브의 구조해석에서 조밀한 사질토의 지반반력계수를 $125MN/m^3$ 를 적용하였다. 하지만, 본 연구의 검토 대상인 토압분리형 교량의 접속슬래브는 고속도로 교량으로써, 노상 지지력계수를 만족하여 시공한다. 따라서, 노상 지지력계수는 $150MN/m^3$ 을 적용하였다.

Fig. 7는 MIDAS Civil의 접속슬래브 모델링을 나타낸 것이다. 접속슬래브의 형상과 이동하중의 경로는 동일하며 경계조건만을 달리하여 해석을 수행하였다.

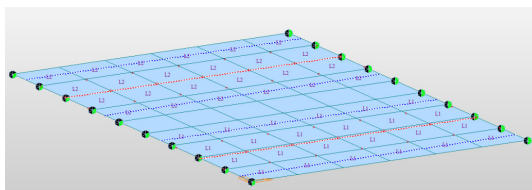


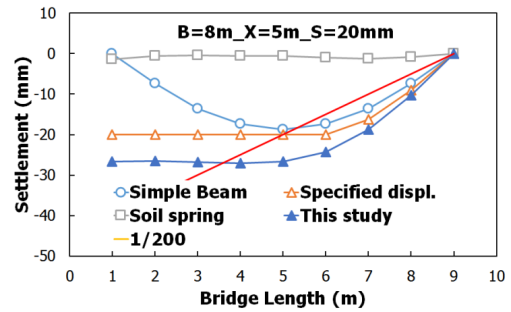
Fig. 7. Structure analysis model of approach slab using MIDAS Civil

3.2 해석결과

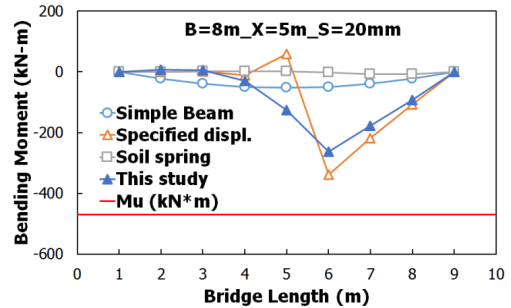
Fig. 8은 모델링 방법에 따른 모멘트와 변위 곡선을 나타낸 것이다. 접속슬래브의 길이는 8.0 m이며, 지반이 지지되는 길이는 좌측으로부터 5.0 m이다. 또한, 강제변위량을 20 mm로 적용하였다. Fig. 8 (a)는 침하량을 산정결과를 살펴보면, 단순보는 사하중과 이동하중으로 인해 약 20mm의 침하가 발생되었다. 지반스프링으로 지지될 경우에는 침하량이 거의 발생되지 않는 것으로 나타났으며 강제변위를 적용하였을 때에는 20mm의 강제변위량 만큼의 변위가 발생되었다. 본 연구에서 제안된 모델은 강제변위가 20mm 발생된 이후에 사하중과 이동하중이 재하되므로 추가적인 침하량이 약 7mm 정도 발생되었다. 지반스프링을 적용한 모델을 제외하고는 모두 유지보수 기준인 1/200 선에서는 넘어서는 것으로 나타났다.

Fig. 8 (b)는 휨모멘트를 비교한 결과이며, 강제변위만 적용하였을 경우 가장 큰 휨모멘트가 발생되었으며 상단에는 부모멘트가 발생하는 것으로 나타났다. 본 연

구에서 제안된 모델은 강제변위만 발생되었을 때 보다 휨모멘트가 감소되었다. 이는 지반스프링으로 인해 탄성침하가 발생되었기 때문이다. 모든 모델에서 유효하중을 이용한 이론식의 휨모멘트 $470kN\cdot m$ 보다는 작게 산정되었다.



(a)



(b)

Fig. 8. Bending moment and settlement curve of approach slab according to analysis condition; (a) Settlement (b) Bending moment

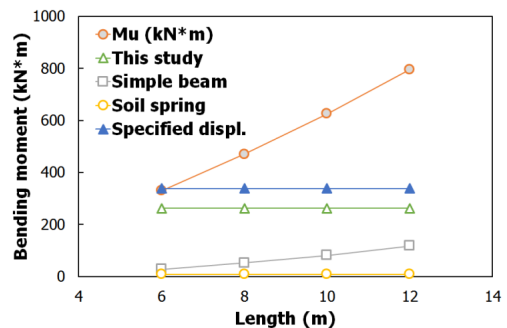


Fig. 9. Comparison of bending moments according to length of approach slab

Fig. 9은 접속슬래브의 길이에 따른 휨모멘트 산정 결

과를 나타낸 것이다. 설계 휨모멘트는 접속슬래브의 길이 증가에 따라 크게 증가되었으며 지반스프링으로 지지될 경우만 소폭 증가하였다. 접속슬래브의 길이가 6.0m 일 때, 접속슬래브에 강제변위 20mm가 적용되면 설계 휨모멘트보다 큰 값이 산정되었다.

4. 이격거리와 침하에 대한 거동 해석

4.1 해석조건

본 장에서는 3장에서 선정된 최적 모델링 기법을 토대로 접속슬래브의 배면 침하로 인해 발생하는 비지지길이와 침하량에 따른 영향성을 검토하였다. 구조해석의 매개변수로는 접속슬래브의 길이와 비지지길이, 침하량이다. 구조해석 결과로 산정된 접속슬래브의 부재력과 연직 변위량을 토대로 접속슬래브의 형상과 침하량에 대한 영향성을 평가하였다. 마지막으로 2장에서 수행된 설계결과와 비교검토하였다.

해석조건은 3장에서 수행된 구조해석과 동일하다. 본 장에서는 접속슬래브 배면의 침하로 인해 발생하는 비지지길이와 침하량에 따른 영향을 검토하였다.

Fig. 10은 접속슬래브의 비지지길이와 침하량에 따른 구조해석 모델을 나타낸 것이다. 접속슬래브는 판요소(Plate element)로 모사하였으며 폭은 10.0m로 길이(L)는 4.0 ~ 14.0m이다. 판요소의 두께는 실제와 동일한 40cm로 적용하였다. 비지지길이(X)는 1.0 ~ 3.0m이다. 배면 지반의 침하량을 나타내는 강제 변위(ΔS)는 10.0 ~ 60.0 mm이다. 지반스프링은 Winkler's Model을 이용하였으며 스프링 계수는 도로설계요령(한국도로공사, 2009) [11]에 제시된 노상 지지력계수인 $150MN/m^3$ 을 적용하였다.

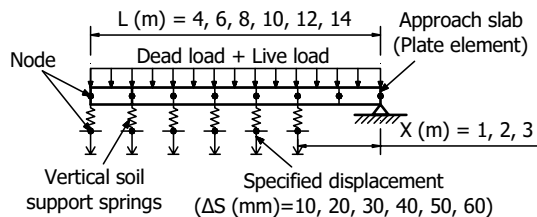
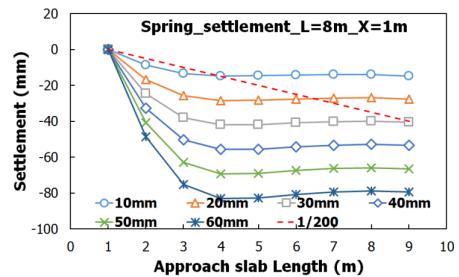


Fig. 10. Structural analysis conditions for the unsupported length and settlement of approach slab

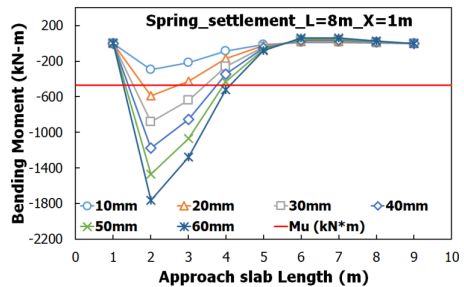
4.2 해석결과

구조해석의 결과는 접속슬래브의 길이가 8.0 m일의 결과만 제시하였다. 한국도로공사의 접속슬래브의 표준 길이가 8.0m이기 때문이다.

Fig. 11는 비지지길이가 1.0m일 때 지반 침하에 따른 수직변위와 휨모멘트를 나타낸 것이다. 수직변위는 침하량이 10mm를 넘어서면 유지관리기준인 1/200곡선을 초과하는 것으로 나타났다(Fig. 11 (a)). 휨모멘트는 침하량이 10mm를 넘어서면 설계휨모멘트를 초과하는 것으로 나타났다(Fig. 11 (b)).



(a)



(b)

Fig. 11. Bending moment and settlement due to ground settlement of approach slab with unsupported length of 1.0 m; (a) Settlement (b) Bending moment

Fig. 12은 비지지길이가 2.0m일 때 지반 침하에 따른 수직변위와 휨모멘트를 나타낸 것이다. 수직변위는 비지지길이가 1.0m와 동일하게 침하량이 10mm에서만 유지관리기준인 1/200곡선을 만족하는 것으로 나타났다(Fig. 12 (a)). 휨모멘트는 침하량이 20mm를 넘어서면 설계휨모멘트를 초과하는 것으로 나타났다(Fig. 12 (b)).

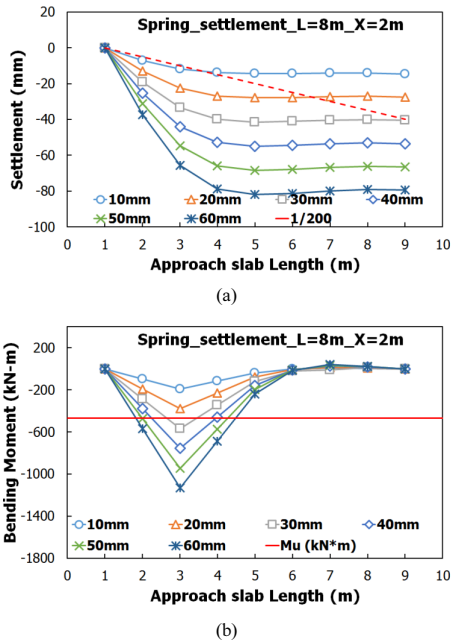


Fig. 12. Bending moment and settlement due to ground settlement of approach slab with unsupported length of 2.0 m; (a) Settlement, (b) Bending moment

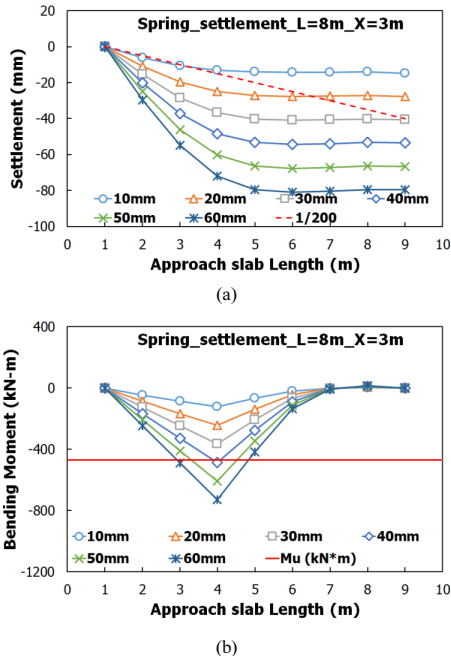


Fig. 13. Bending moment and settlement due to ground settlement of approach slab with unsupported length of 3.0 m; (a) Settlement (b) Bending moment

Fig. 13는 비지지길이가 3.0m일 때 지반 침하에 따른 수직변위와 휨모멘트를 나타낸 것이다. 수직변위는 비지지길이가 1.0m와 동일하게 침하량이 10mm에서만 유지관리기준인 1/200곡선을 만족하는 것으로 나타났다(Fig. 13 (a)). 휨모멘트는 침하량이 40mm를 넘어서면 설계휨모멘트를 초과하는 것으로 나타났다(Fig. 13 (b)).

4.3 영향성 검토

Fig. 14은 접속슬래브의 길이가 6.0m일 때 비지지길이와 침하량에 따른 최대휨모멘트를 나타낸 것이다. 비지지길이가 1.0m에서 3.0m로 짧아질수록 접속슬래브의 최대 휨모멘트는 감소하였다. 침하량이 클수록 비지지길이에 따른 최대 휨모멘트는 크게 감소되었다.

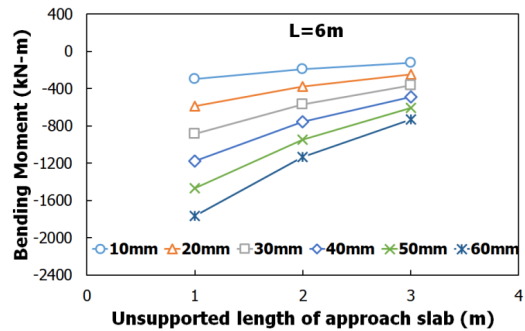


Fig. 14. The maximum bending moments of approach slabs due to unsupported length and settlement

Fig. 15는 접속슬래브의 길이와 비지지길이에 따른 최대 휨모멘트를 나타내었다. 침하량은 10.0mm일 때이며, 접속슬래브의 비지지길이에 따라 최대 휨모멘트는 소폭 감소하였으며, 길이에 따라서는 동일한 값을 나타내었다. 이는 접속슬래브 배면 지반의 침하량과 비지지길이에 따라서만 최대 휨모멘트가 변화되기 때문이다.

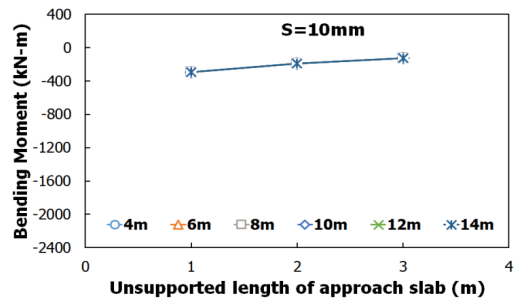


Fig. 15. Maximum bending moment according to length and unsupported length of connecting slab

Fig. 16은 침하량의 증가에 따른 최대 휨모멘트를 나타낸 것이다. 접속슬래브의 길이는 4.0m이고 비지지길이는 1.0m이다. 침하량이 10mm에서 최대 60mm로 증가될 때, 최대 휨모멘트는 $294.9kN\cdot m$ 에서 $1758.5kN\cdot m$ 로 증가되는 것으로 나타났다.

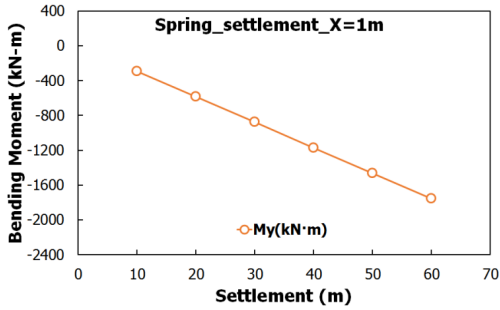
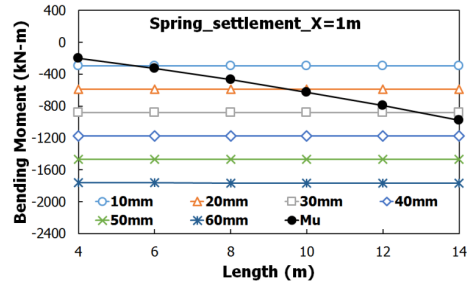


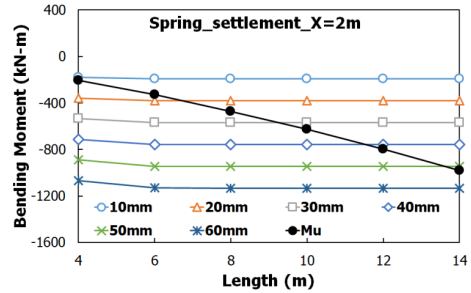
Fig. 16. Maximum bending moment of approach slab with increasing settlement

Fig. 17은 구조해석의 최대 휨모멘트와 설계 휨모멘트를 비교한 것이다. 구조해석의 최대 휨모멘트는 접속슬래브 배면 지반의 침하와 비지지길이를 고려한 결과이고 설계 휨모멘트는 설계기준에서 제시된 공식을 이용한 것이다.

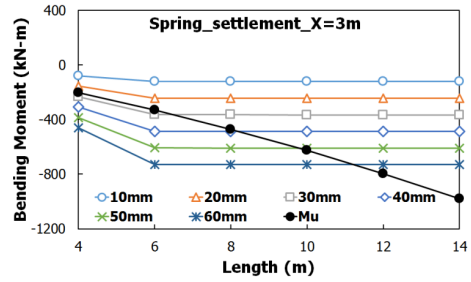
구조해석에서는 접속슬래브의 길이에 따라 최대 휨모멘트가 큰 차이를 나타내지 않았지만 설계 휨모멘트는 증가되었다. Fig. 9에서 제시한 바와 같이 비지지길이가 길어질수록 최대 휨모멘트는 감소되었다. Fig. 17 (a)는 비지지길이가 1.0m일 때이며, 접속슬래브의 길이가 4.0m에서는 10.0mm, 6.0m에서는 20mm, 10.0m에서는 30mm, 14.0m에서는 40mm의 침하량에서 설계 휨모멘트를 초과하는 것으로 나타났다. Fig. 17 (c)는 비지지길이가 3.0m로 길어지면 접속슬래브의 길이가 4.0m에서는 30.0mm, 8.0m에서는 40mm, 10.0m에서는 50mm의 침하량에서 설계 휨모멘트를 초과하는 것으로 나타났다. 접속슬래브의 길이가 12m 이상일 때는 최대 침하량 60mm에서도 설계 휨모멘트를 초과하지 않는 것으로 나타났다.



(a)



(b)



(c)

Fig. 17. Comparison of Maximum Bending Moment of Structural Analysis and Bending Moment designed as a simple beam; (a) unsupported length with 1.0 m, (b) unsupported length with 2.0 m, (c) unsupported length with 3.0 m

5. 결 론

본 연구에서는 일체식 교량과 거동이 유사한 토압분리형 교량의 접속슬래브에 대해 비지지길이와 지반 침하에 따른 구조해석을 수행하였다. 구조해석 결과로부터 접속슬래브의 유지관리 기준인 경사 1/200와 설계 휨모멘트의 허용여부를 검토하였다.

1) 접속슬래브의 모델링 방법에 따른 수직 침하를 비

- 교한 결과, 단순보는 사하중과 이동하중으로 인해 약 20mm의 수직변위가 발생되었다. 지반스프링으로 지지될 경우에는 침하량이 거의 발생되지 않는 것으로 나타났으며 강제변위를 적용하였을 때에는 20mm의 강제변위량 만큼의 변위가 발생되었다. 본 연구에서 제안된 모델은 강제변위가 20mm 발생된 이후에 사하중과 이동하중이 재하되므로 추가적인 침하량이 약 7mm정도 발생되었다. 지반스프링을 적용한 모델을 제외하고는 모두 유지보수 기준인 1/200 선에서는 넘어서는 것으로 나타났다.
- 2) 접속슬래브의 모델링 방법에 따른 부재력을 비교한 결과, 강제변위만 적용하였을 경우 가장 큰 휨모멘트가 발생되었으며 상단에는 부모멘트가 발생하는 것으로 나타났다. 본 연구에서 제안된 모델은 강제변위만 발생되었을 때 보다 휨모멘트가 감소되었다. 이는 지반스프링으로 인해 탄성침하가 발생되었기 때문이다. 모든 모델에서 윗하중을 이용한 이론식의 휨모멘트 470kNm 보다는 작게 산정되었다.
 - 3) 토압분리형 교량의 접속슬래브의 비지지길이와 침하량에 따른 검토 결과, 비지지길이가 증가되면 휨모멘트는 감소되었고 침하량이 증가되면 휨모멘트는 증가되었다. 따라서 배면 지반의 침하량에 큰 영향을 받는 것으로 나타났다. 또한, 수직변위는 비지지길이에 관계없이 침하량이 10mm 이상이 되면 1/200 곡선을 넘어서는 것으로 나타났다.
 - 4) 구조해석을 통한 접속슬래브의 비지지길이와 침하에 대한 영향성 검토 결과, 접속슬래브의 비지지길이가 1.0m에서 3.0m로 짧아질수록 접속슬래브의 최대 휨모멘트는 감소하였다. 침하량이 클수록 비지지길이에 따른 최대 휨모멘트는 크게 감소되었다.
 - 5) 접속슬래브의 비지지길이에 따라 최대 휨모멘트는 소폭 감소하였으며, 길이에 따라서는 동일한 값을 나타내었다. 이는 접속슬래브 배면 지반의 침하량과 비지지길이에 따라서만 최대 휨모멘트가 변화되기 때문이다.
 - 6) 접속슬래브의 길이는 4.0m이고 비지지길이는 1.0m 일 때, 침하량의 증가에 따른 최대 휨모멘트를 비교검토하였다. 침하량이 10mm에서 최대 60mm로 증가될 때, 최대 휨모멘트는 294.9kNm에서 1758.5kNm로 증가되는 것으로 나타났다.

- 7) 본 연구의 제안된 모델은 구조해석에서는 접속슬래브의 길이에 따라 최대 휨모멘트가 큰 차이를 나타내지 않았지만 설계 휨모멘트는 증가되었다. 구조해석에서는 비지지길이가 길어질수록 최대 휨모멘트는 감소되었다. 설계기준에 제시된 공식에서는 비지지길이가 고려되지 않았다.
- 8) 토압분리형 교량의 접속슬래브는 비지지길이에 큰 영향을 받지 않지만, 지반 침하에는 큰 영향을 받았다. 따라서, 접속슬래브를 지지하는 보강토옹벽에 과도한 침하가 발생되며, 설계 휨모멘트를 초과할 수 있으므로 이에 대한 엄격한 관리가 필요하다.

References

- [1] J. L. Briaud, R. W. James, and S. B. Hoffman, "Settlement of Bridge Approaches, The Bump at the End of the Bridge", NCHRP Synthesis 234, Washington, D.C : Transportation Research Board, National Research Council, 1997.
- [2] J. L. Walkinshaw, "Survey of Bridge Movements in the Western United States", Transportation Research Record 678, Washington, D.C., 1978.
- [3] M. Bozozuk, "Bridge Foundation move", Transportation Research Record 678, Washington, D.C., 1978.[4]
- [4] J. H. Long, S. M. Olson, T. D. Stark, and E. A. Samara, "Differential Movement at the Embankment-Bridge Structure Interface in Illinois", *Transportation Research Record no. 1633*, Transportation Research Board, Washington, D. C., 1998. DOI: <https://doi.org/10.3141/1633-07>
- [5] H. E. Wahls, "Design and Construction of Bridge Approaches", NCHRP Synthesis of Highway Practice 159, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1990.
- [6] Expressway & Transportation Research Institute, "Evaluation and Improvement of Ride Discomfort at Bridge Approaches in Service", Korea Expressway Corporation, 2012.
- [7] Expressway & Transportation Research Institute, "Development of A New Concept Abutment", EXTRI-2016-47-534.9607, Korea Expressway Corporation, 2016.
- [8] Expressway & Transportation Research Institute, "Design guideline for integrated and pile bented abutment with mechanically stabilized earth wall bridge (IPM Bridge)", Korea Expressway Corporation, 2016.
- [9] Expressway & Transportation Research Institute, "Integral Bridge design Guidelines", Korea Expressway Corporation, 2009.
- [10] Korea Road and Transportation Association, Korean

Highway Bridge Design Specifications, 2010.

- [11] Korea Expressway Corporation, Korean Roadway Design Guidelines, 2009.
- [12] S. Y. Back, J. G. Kim, B. S. Cho, "Evaluation on Bending Moment of Bridge Approach Slabs under Vehicle Load Considering Soil Settlement", *Journal of the Korea Academia-Industrial cooperation Society*, vol. 14, no. 11, pp. 5939-5946, 2013.
DOI: <http://dx.doi.org/10.5762/KAIS.2013.14.11.5939>
-

박민철(Min-Cheol Park)

[정회원]



- 2010년 2월 : 금오공과대학교 토목공학과 (공학사)
- 2012년 2월 : 금오공과대학교 대학원 토목공학과 (공학석사)
- 2016년 2월 : 금오공과대학교 대학원 토목공학과 (공학박사)
- 2016년 2월 ~ 현재 : 금오공과대학교 응용지반연구실 박사후연구원

<관심분야>

토질 및 기초, 사면안정, 보강토 옹벽