

보강토교대로 지지된 슬래브교의 설계 활하중에 대한 반력 및 접지압 검토

김홍배, 한희수*
금오공과대학교 토목공학과

Comparison of reaction force and contact pressure on design truck load of slab bridge supported by MSEW abutment

Hong-Bae Kim, Heui-Soo Han*
Department of Civil Engineering, Kumoh Institute of Technology

요약 본 연구에서는 보강토교대로 지지된 슬래브교의 설계 활하중을 도로교설계기준(2010)의 DB-24와 도로교설계기준(한계상태설계법)(2015)의 KL-510으로 구조해석을 수행하였다. 구조해석 결과로부터 산정된 슬래브교의 반력과 보강토교대에 작용하는 접지압에 대해 비교검토를 수행하였다. 교대에 작용되는 반력은 교각의 유무와 개수에 따라 다르게 산정되었다. 단경간에 비해 연속교에서 교대에 작용되는 반력이 감소되는 것으로 나타났다. 구조해석 결과, 활하중보다는 고정하중에 의한 반력이 약 2배 이상 크게 산정되었으며, 활하중이 전체 반력에 미치는 영향이 상대적으로 작았다. 보강토교대에 작용하는 접지압은 단경간에서 가장 크게 산정되었다. 이동하중의 종류에 따른 영향은 상대적으로 크지 않았다. 따라서, 연속교에서 교대에 작용되는 반력과 접지압이 작게 산정되기 때문에, 단경간 교량보다는 연속 교량에 보강토교대를 적용하는 것이 유리한 것으로 판단되었다. 보강토교대에 작용되는 반력과 하중 분담률은 다양한 조건에 따라 달라지므로, 다양한 교량 형식과 제원에서의 접지압 검토가 향후 필요하다.

Abstract In this study, the structural analysis was conducted to the comparison of reaction force and contact pressure on the design truck load (DB-24 and KL-510) of slab bridge supported by MSEW abutment. As a result of the structural analysis, the reaction force acting on the abutment at the continuous bridge was reduced rather than the simple span bridge. The reaction force due to the dead load was estimated to be about twice as large as that of the live load, and the influence of the live load on the total reaction force was relatively small. The contact pressure of the MSEW abutment was estimated to be the largest in the simple span bridge. The influence of contact pressure on the type of live load was relatively small. Therefore, it is considered to be more advantageous to apply the MSEW abutment to the continuous bridge than to the simple span bridge because the contact pressure acting on the abutment on the continuous bridge is estimated to be small. Since the reaction force and the load sharing ratio acting on the MSEW abutment depending on various conditions, it is necessary to examine the contact pressure in various types of bridges and specifications.

Keywords : MSEW Abutment, Design Truck Load, Slab Bridge, Structural Analysis, Contact Pressure

*Corresponding Author : Heui-Soo Han(Kumoh Institute of Technology)

Tel: +82-54-478-7618 email: hanhs@kumoh.ac.kr

Received February 8, 2019

Revised March 21, 2019

Accepted May 3, 2019

Published May 31, 2019

1. 서론

교량은 차량이 주행하는 도로에서 하부의 하천이나 도로 등을 횡단하기 위해 만들어진 구조물로, 횡단하는 도로나 하천 등의 형상에 따라 교량의 형상이 좌우된다. 우리나라 고속도로에는 다양한 교량 형식이 적용 중이지만, 램프교는 경간장이 10 ~ 20.0m의 짧은 단경간으로 상부구조와 벽체가 일체화된 라멘교의 설계 및 시공이 가장 간단하여, 본선 연결부의 램프에는 대부분 라멘교가 많이 적용되었다. 하지만, 라멘교는 암반층까지 관입된 말뚝기초로 지지되거나 암반층에 직접기초로 지지되기 때문에, 배면 토층과의 침하량 차이로 인한 단차와 덜컹거림이 발생하여 라멘교의 접속부 주행성이 매우 떨어진다는 [1].

한국도로공사 도로교통연구원(2012)[2]에서 고속도로의 교량 접속부에서 발생하는 주행성 저하에 대한 원인을 평가한 결과, 주요 원인 중 하나로 교대를 지지하는 선단지지말뚝을 제시하였다. 교대는 암반층에 근입된 선단지지말뚝으로 고정되어 변위가 거의 발생되지 않는다. 하지만, 교대 뒤택음과 도로 성토부는 지속적인 침하가 발생되기 때문에 교대와 접속부의 단차를 유발시킨다[2].

이러한 선단지지말뚝과 철근콘크리트의 강제로 지지되는 교대는 변위가 거의 발생되지 않기 때문에 필연적으로 뒤택음과 도로 성토부와의 단차가 발생된다. 이러한 접속부의 단차로 인한 주행성 문제를 개선하기 위해, 국외에서는 연성구조물인 보강토옹벽을 교대로 이용하고 있다[3]. 보강토교대(Mechanically Stabilized Earth Wall Abutment, MSEW Abutment)는 흙과 보강재간의 마찰로 횡방향 토압을 지지하는 보강토옹벽에 상부구조의 하중을 추가적으로 지지시키는 것이다. 연성체인 흙과 보강재로 교대를 구성하기 때문에 도로 성토부와의 강성 차이가 최소화된다. 따라서, 단차가 발생되지 않고 주행성이 개선된다. 여기에 말뚝과 철근콘크리트 구체, 날개벽 등이 제거되므로 시공성과 경제성이 우수하다[4].

국외에서는 1970년대부터 적용되어왔지만, 보강토교대에 대한 이해 부족과 연성구조물인 보강토옹벽을 교대로 사용하는 것에 대한 우려 때문에 국내에는 아직까지 보강토교대가 시공된 사례가 없다. 그러나, 최근 한국도로공사는 보강토교대가 적용된 15.0 ~ 30.0m의 단경간 램프 교량을 시공하고자 하며, 이를 위해 Nam, et al.(2018)[5]은 국내의 고속도로 조건에 적합한 보강토교대에 대한 실용성을 검증하였다. 또한, 보강토체와 이를 지지하는 기초지반의 침하 및 변형을 억제하기 위한 설

계제한사항 등을 검토하였다.

세부적으로 교량 상부구조의 하중으로 인해, 보강토체에 과도한 응력 집중과 접지압이 발생되지 않도록, 상부구조의 구조해석을 통해 이를 검토하였다. 상부구조의 구조해석으로 교량받침에 작용되는 반력을 산정하고 기초교대의 면적과 나누어 접지압을 산정한다. 그리고 FHWA(2001)[6]에서 제시한 허용 접지압(200 kPa)의 만족여부를 검토한다. 이때 교량 받침의 중심이 보강토교대의 전면판과 최소 1000mm 이상 이격되어야 하고, 교대기초와 전면판이 최소 150mm 이상 이격되어야 한다. 그리고 교대기초의 폭과 배치에 따라 비신장성 보강재의 최대 인장력 발생지점이 달라지기 때문에, 교대기초는 외적/내적 안정성을 만족하도록 배치하여야 한다.

Park(2018)[1]은 상부구조의 접지압에 따른 보강토교대의 외적/내적 안전율에 대해 검토하였으며, 상부구조의 접지압에 따라 보강토교대의 인발 안전율이 크게 변화된다고 하였다. 이 연구결과에서는 교대 상부 접지압 200kPa를 만족하면, 보강토교대의 외적 및 내적 안전율을 만족하는 것으로 나타났다.

이러한 연구결과들을 종합하여, 한국도로공사 도로교통연구원(2018)[7]에서는 보강토교대 설계지침을 발간하였으며, 상부구조는 도로교설계기준(2010)[8]에 제시된 강도설계법과 도로교설계기준(한계상태설계법) (2015)[9]에 제시된 한계상태설계법을 준용하도록 하였다. 하부구조인 보강토교대는 구조물기초설계기준(2008)[10]에 제시된 허용응력설계법을 적용하도록 하였다. 보강토교대의 하중저항계수 설계법은 이미 FHWA(2009)[11]와 구조물기초설계기준(2015)[12]에 제시되었다. 하지만, 재료의 불확실성이 큰 지반공학의 특성상 보강토 뒤택음 재료의 하중저항계수를 산정하기 어렵기 때문에, 한국도로공사는 보강토교대의 하중저항계수 설계법에 따른 설계지침을 아직 제시하지는 않았다.

보강토교대 외에 상부구조의 설계는 현재 강도설계법에서 한계상태설계법으로 변경되었다. 또한, 도로교설계기준(2010)[8]에 제시된 활하중(DB-24)과 도로교설계기준(한계상태설계법)(2015)[9]에 제시된 활하중(KL-510)은 각각 다른 차량 모델을 이용하였다. 그러므로, 보강토교대의 상부구조의 설계 시 설계활하중의 변경에 따른 보강토 교대의 반력과 접지압에 대한 검토가 필요하다. 접지압을 검토할 때는 보강토교대 설계지침(KECRI, 2018)[7]에 제시된 교대기초의 설계제한사항을 고려하여야 한다.

본 연구에서는 보강토교대로 지지된 슬래브교의

DB-24와 KL-510의 이동하중에 대한 구조해석을 수행하였다. 교량은 단경간부터 3경간까지 검토하였으며, 각 슬래브교 및 차량 이동하중에 의한 보강토교대의 반력을 비교검토하고, 보강토교대의 허용 접지압인 200kPa의 만족여부를 검토하였다. 이때 보강토교대 설계지침[7]에 제시된 설계제한사항을 고려하여, 교대기초를 배치하였다.

2. 이론적 배경

2.1 보강토교대

미국에서는 보강토교대에 대한 오래된 설계, 시공 및 유지관리를 통하여 구조적 신뢰를 확보하였으며, 최근 적용사례가 급격히 증가되고 있다. 미국에서는 약 600개의 보강토교대가 시공되었으며, 이 중 75%는 복합형 보강토교대이고 25%는 순수형 보강토교대이다. 순수형 보강토교대(True MSEW Abutment)는 상부구조의 수직하중을 보강토교대의 상면에서 직접기초 형식으로 지지하는 것이고, 복합형 보강토교대(Mixed MSEW Abutment)는 말뚝기초형식으로 지지하는 것이다.

미국에서 보강토교대가 많이 시공되는 이유는 콘크리트 교대와 비교하여, 경제성 및 시공성이 우수하며, 내진 성능 또한 우수하기 때문이다. 연약지반에 시공되는 경우 말뚝을 시공하지 않는 순수형 보강토교대가 매우 경제적 일뿐 아니라, 콘크리트 교대에 비하여 보강토교대는 뒤채움부와의 단차가 매우 작기 때문에 교량 접속부의 유지관리비를 절감할 수 있다[14]. 또한, 전면판에 다양한 무늬나 식생 블록이 가능해 미적으로도 상당한 효과를 가진다[15].

Fig. 1은 FHWA(2001)[6]에 제시된 순수형 보강토교대의 일반도 예시를 나타낸 것이다. 순수형 보강토교대는 상부구조의 수직하중을 직접기초 형식으로 보강토체 상면에서 지지한다. 따라서 상부구조의 하중으로 인해 과도한 토압이 발생될 수 있으므로, Fig. 1에 보인 바와 같은 다음의 제한사항을 제시하였다. Fig. 1 (a)와 같이 교대 아래 받침의 두께는 최소 600mm 이상, 벽체의 폭은 500mm 이상이 되도록 규정하고 있다. 그리고 보강토체 상면과 접지되는 콘크리트 교대의 폭을 900mm 이상으로, 접지압은 200kPa 이하로 제한하고 있다. 또한, Fig. 1 (b)에 보인 바와 같이 교대의 배치에서 집중하중을 방지하기 위해, 교대 앞면과 교량받침의 무게중심까지의 이격거리는 최소 1000mm이상으로 규정하였다. 그리고 전면판의 뒷면과 교대의 앞면까지의 이격거리를 150mm

이상으로 규정하고 있다.

한국도로공사가 실용화한 보강토교대는 상부구조의 하중을 직접기초형식으로 지지하는 순수형 보강토교대로서, 허용 접지압을 200kPa로 제한하였다. 한국도로공사 도로교통연구원(2018)[7]에서 제시한 보강토교대 설계지침에서도 동일한 조건의 제한사항을 명시하였다.

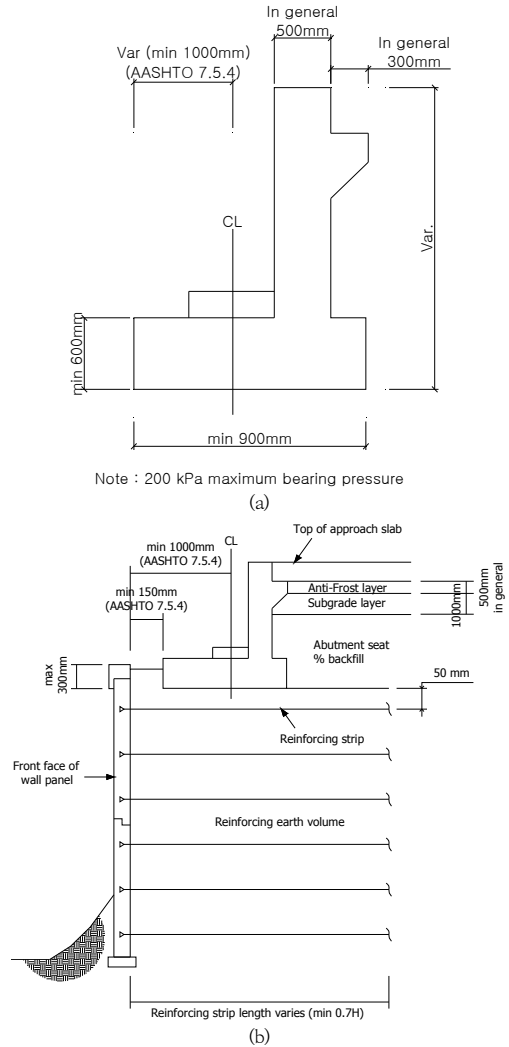


Fig. 1. Standard figure of true MSEW abutment [6];
(a) Cross-section view of abutment
(b) Arrangement of abutment

순수형 보강토교대는 토체의 변형을 억제하기 위해, 보강재는 상대적으로 변형에 발생되지 않는 강재의 비신장성 보강재만을 적용하고, 채움재로는 골재만을 적용하도록 한다[6-7]. 비신장성 보강재에 대한 내적 안정성 검

토는 복합중력식 설계법[10]을 적용한다. 복합중력식 설계법은 보강재의 강성에 따라 벽체 배면의 주동토압 분포 및 파괴면이 달라지며, 신장성 보강재는 Coulomb 파괴면, 비신장성 보강재는 Bilinear 파괴면을 가진다고 가정한다. 그리고 교대기초의 형상과 배치에 따라 파괴면의 위치가 결정된다. 이 파괴면에서 비신장성 보강재의 최대 인장력이 발생되고, 보강재의 인발 안전율에 직결된다.

Fig. 2는 보강토교대의 교대 형상에 따라 최대 인장력의 발생 위치가 달라지는 것을 보여주는 그림이다[9]. 한국도로공사 도로교통연구원(2018)[7]에서 제시한 보강토교대 설계지침에는 교량 받침부를 교대기초로 명명하였으며, 이것의 배치에 따라 최대 인장력을 발생지점을 Fig. 2와 같이 결정하도록 하였다.

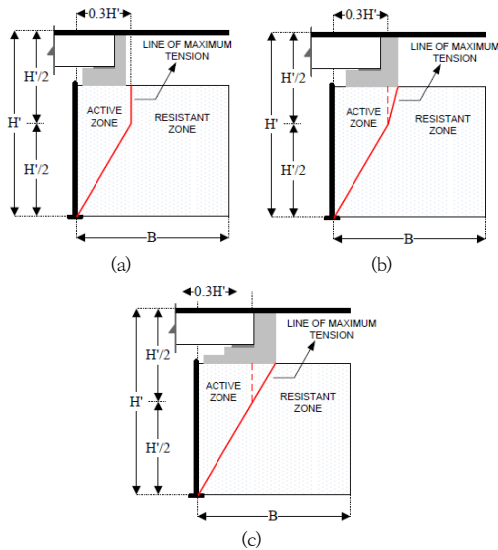


Fig. 2. Line location of maximum tension on MSEW abutment depending on seat geometry [9]; (a) Case 1, (b) Case 2, (c) Case 3

Fig. 3은 복합중력식 설계법에서 보강재의 종류에 따라 제시된 횡방향 토압계수를 보여준다[6]. 보강재의 종류에 따라 토압계수를 달리 적용하며, 비신장성 보강재의 경우 지표면에서 하부 6.0m 까지 주동토압계수보다 큰 토압계수를 적용해야 한다.

현장에 적용하는 비신장성 보강재 중 mat와 bar 형식은 현장에서 용접하는 경우가 있으므로, 이로 인한 재료의 품질저하를 방지하기 위하여, 보강토교대 설계지침(2018)[7]에서는 스트립 형식의 비신장성 보강재를 우선 적용하도록 하고 있다.

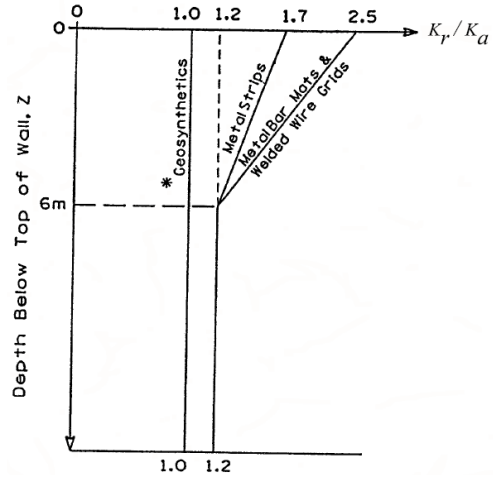


Fig. 3. Variation of stress ratio with depth in a MSE wall [6];

2.2 설계 차량활하중

도로교설계기준(2010)[8]의 설계차량 활하중(DB24, DL24)은 1970년대에 도입되었으며, 1950년대 미국 AASHO의 단기간 교량에 대한 연구를 바탕으로 개발된 모형에 기초하고 있다. 그 후 산업발달에 따른 교통량의 증가, 차량의 중량화 및 교량의 장기간화에 의하여 새로운 하중모형의 개발이 요구되어왔다. 미국에서는 NCHRP(National Cooperative Highway Research Program)의 연구에 의해 1994년 AASHTO LRFD 교량 설계기준이 도입되면서 새로운 활하중모형(HL-93)을 도입한 바 있다. 국내에서도 1990년대 이후부터 차량에 의한 영향을 합리적으로 고려하려는 연구가 진행되어 있으며, 이 연구 결과를 반영하여 도로교설계기준(한계상태설계법)(2015)[9]의 KL-510이 제안되었다[9]. KL-510 모형은 총중량 510kN의 표준트럭하중과 시간에 따라 감소하는 크기를 갖는 표준차로하중으로 이루어져 있다.

기존의 강도설계법에 의한 도로교설계기준(2010)[8]의 DB-24[8]에서는 1대의 DB하중과 1차로분의 DL하중 가운데 설계부재에 불리한 응력을 주는 것을 재하하였으나, 개정된 도로교설계기준 한계상태설계법(2015)[9]의 KL-510에서는 (1) 1대의 표준트럭하중의 영향과 (2) 1대의 표준 트럭하중의 75%와 표준 차로하중의 영향의 합을 고려하여, 두 값 중에서 불리한 값을 적용하도록 하였다. 이는 교량 위를 주행하는 중차량의 패턴을 고려한 것으로 매우 무거운 차량이 단독으로 주행하는 경우와 이보다 덜 무거운 중차량이 앞뒤로 다른 차량들과 같이 주행하는 경우를 고려한 것이다.

3. 슬래브교의 구조해석

3.1 해석개요

앞서 제시된 순수형 보강토교대는 상부구조의 수직하중을 직접기초 형식으로 보강토체의 상면에서 지지한다. 따라서, 상부구조의 하중으로 인해 발생하는 접지압을 검토하여야 한다.

본 절에서는 설계 차량활하중에 따라 구조해석을 수행하고, 교량받침의 반력을 검토하였다. 교량받침과 교대기초는 보강토교대 설계지침(2018)[7]에 제시된 설계제한 사항을 만족하도록 설계 및 배치하였다. 구조해석에서 산정된 교량받침의 반력은 교대기초의 면적과 나누어, 접지압을 검토하였다.

Fig. 4는 Park (2018)[1]이 제시한 순수형 보강토교대의 단면도를 나타낸 것이다. 보강토교대의 높이(H)는 7.5 m이고, 최상단 전면판의 보강재의 뒷길이는 10.0m, 하단 전면판은 8.5m이다. 이 뒷길이는 구조물기초설계 기준 해설(2015)[10]에 제시된 0.7H를 모두 만족한다. 여기서, 상부구조의 하중을 보강토체에 전달하는 역할을 하는 교대기초의 폭은 2.0m이다. 그리고, 보강토교대의 설계지침(2018)[7]을 준수하여 교량받침은 전면판 배면으로부터 1.6m, 교대기초는 0.6m 이격되도록 설계하였다.

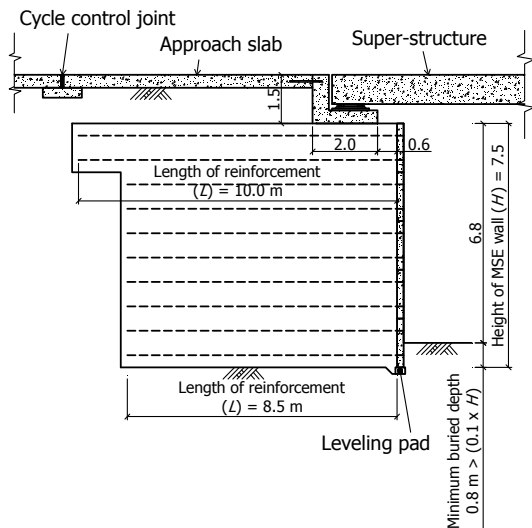


Fig. 4. Cross-section view of true MSEW [1];

3.2 설계단면 및 설계제원

본 연구에서 수행된 구조해석은 토목분야 범용 구조해

석 및 최적설계 소프트웨어인 MIDAS Civil 2016 ver.1.2을 이용하였다.

슬래브교의 연장은 단경간 13.5m에서 2경간 연속교로 연장은 27.0m, 3경간 연속교로 40.5m이다. 슬래브교의 횡단면도는 Fig. 5에 제시된 한국도로공사 표준형 단면도이며, 왕복 2차로를 적용하였다. 이 단면은 고속도로의 본선 또는 진입도로와 육교에 적용되는 단면으로 가장 많이 적용되는 표준 횡단면이다[1].

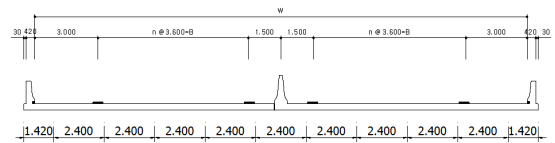


Fig. 5. Standard cross-section view of highway road in Korea Highway Corporation (four lanes) [1];

Fig. 6은 구조해석에서 모델링된 슬래브교의 단면도이다. Fig. 6 (a)의 횡단면은 Fig. 5에 제시된 그림에서 중심선을 기준으로 반 단면만 모델링하였다. Fig. 6 (a)의 종단면도의 제원은 다음과 같다. 중심선에서 첫 번째 교량받침까지의 거리(b1)은 1.13m, 교량받침간의 거리(b2)는 2.4m, 교량받침은 총 5개 적용하였다. 난간방호벽의 폭(b3)은 0.45m, 인도의 폭(b4)는 자동차전용도로이므로 삭제하였으며, 차로의 폭(b5)는 11.085m, 중앙 분리대의 폭(b7)은 0.61m이다.

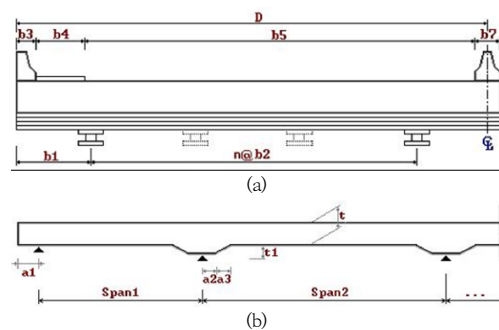


Fig. 6. Cross section of slab bridge; (a) Drawing of cross section (b) Drawing of longitudinal section

Fig. 6 (b)의 교축방향의 제원을 다음과 같다. 슬래브교의 두께(t)는 0.9 m, 교량받침의 현치 두께(t1)는 0.4m, 슬래브교 끝단과 교량받침간의 간격(a1)은 0.5m, 교각부에서 교량받침과 현치 끝까지의 간격(a2)은

0.75m, 현치의 폭(a3)은 2.0m이다. 여기서, 슬래브교 끝단과 교량받침간의 간격(a1)은 Fig. 4에 제시된 바와 같이, 보강토교대의 설계지침(2018)[7]의 설계제한사항을 고려하였다.

3.3 하중조건

교량 설계 시 설계기준에 제시된 다양한 하중과 하중 조합을 고려하지만, 본 연구에서는 설계 차량활하중에 의한 하중영향과 보강토교대에 작용되는 접지압을 검토하는 것이 목적이다. 보강토교대의 설계에서 별도로 하중계수와 재료의 저감계수를 허용응력설계법에 따라 적용하기 때문에, FHWA(2001)[6]와 보강토교대 설계지침(2018)[7]에서는 사용하중인 고정하중과 활하중에 의한 반력으로 접지압을 검토하도록 하였다.

구조해석 프로그램인 MIDAS Civil 2016 ver.1.2에서는 고정하중에서 슬래브교의 구체자중은 프로그램에서 자동으로 재하된다. 기타 고정하중은 별도로 등분포하중 또는 선하중으로 입력하였다. 아스팔트 콘크리트의 포장하중은 단위중량(23 kN/m³)에 포장두께 0.08m로 등분포 하중으로 1.84 kN/m²을 재하하였다. 난간방호벽은 한국도로공사의 표준횡단면도에 따라, 선하중으로 8.36kN/m에 폭 0.45m를 곱하여 등분포 하중으로 18.58kN/m²을 재하하였다. 중앙분리대는 10.32kN/m의 선하중에 단면적 0.61m를 곱하여 등분포 하중으로 16.92kN/m²을 재하하였다.

설계 차량활하중은 Fig. 7에 제시된 바와 같이, 강도 설계법인 도로교설계기준(2010)[8]에 제시된 표준트럭(Fig. 7 (a))과 도로교설계기준(한계상태설계법)[9]에 제시된 표준트럭(Fig. 7 (b))를 각각 재하하였다. Fig. 7 (a)의 DB-24는 총 중량이 432kN이며(여기서, w는 240kN), Fig. 7 (b)의 KL-510은 510kN으로 약 18.0% 증가되었다.

Fig. 8은 슬래브교의 구조해석 모델로 포장하중과 난간방호벽, 그리고 중앙분리대의 고정하중 형태를 나타낸다. Fig. 8 (a)는 단경간 13.5m의 구조해석 모델이고, Fig. 8 (b)는 2경간 연속교 형식으로 연장은 27.0m의 구조해석 모델이다. 마지막으로 Fig. 8 (c)는 3경간 연속교 형식으로 40.5m의 구조해석 모델이다.

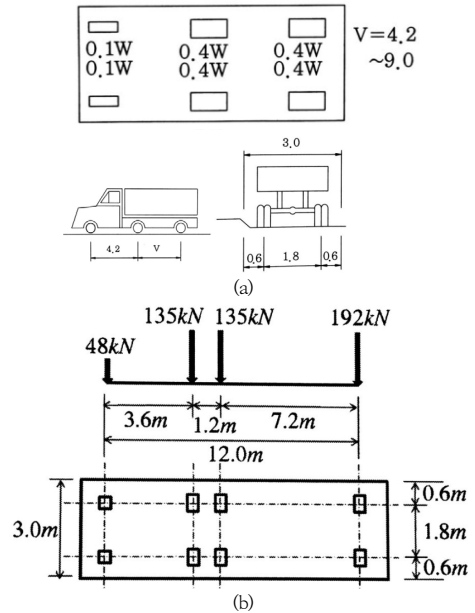


Fig. 7. Design truck load;
 (a) Korean Highway Bridge Design Code [8]
 (b) Korean Highway Bridge Design Code (Limit State Design) [9]

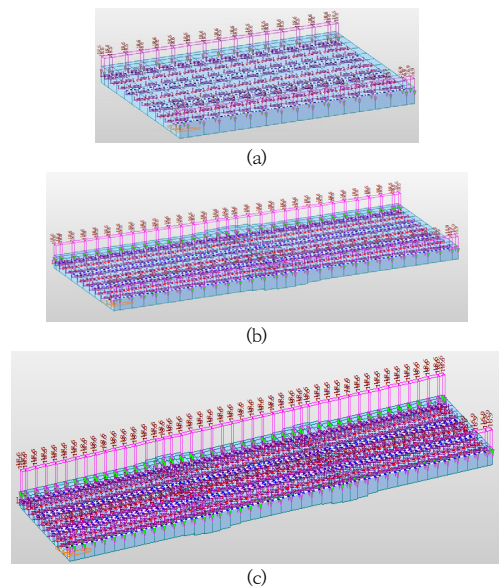


Fig. 8. Structural analysis model;
 (a) Simple span of length 13.5m
 (b) Two spans of length 27.0m
 (c) Three spans of length 40.5m

4. 구조해석 결과

4.1 구조해석 결과

Table 1은 단경간 슬래브교(연장 13.5m)의 구조해석 결과를 나타낸 것이다. 슬래브교의 고정하중(DL)에 의한 반력은 각 교대에서 2,078.3kN으로 동일하게 나타났다. 시점부 교대의 활하중(LL)에 의한 반력은 강도설계법에 의한 도로교설계기준(2010)의 DB-24에서는 1,081.8kN으로, 도로교설계기준(한계상태설계법)(2015)[9]의 KL-510에서는 1,254.0kN이 산정되었다.

교량 전체의 활하중 반력은 DB-24는 2,150.7kN, KL-510은 2,490.6kN으로 KL-510이 15.8% 크게 나타났다. 설계 차량의 총 중량은 Fig. 7에 나타낸 바와 같이, 18.0%가 증가되었지만, 실제 반력은 15.8%만 증가되었다.

Table 1. Reaction force of bridge bearing with simple span by structural analysis

Design truck	Reaction	A1	A2	Total
DB-24	DL(kN)	2,078.3	2,078.2	4,156.5
	LL(kN)	1,081.8	1,068.9	2,150.7
KL-510	DL(kN)	2,078.3	2,078.2	4,156.5
	LL(kN)	1,254.0	1,236.6	2,490.6

Table 2는 2경간 슬래브교(연장 27.0m)의 구조해석 결과를 나타낸 것이다. 슬래브교의 고정하중(DL)에 의한 반력은 각 교대에서 1,493.9kN으로 동일한 값을 보였다. 교각에서는 5,455.6kN으로 교대보다 큰 고정하중을 지지하였다. 총 고정하중은 8,443.3kN으로 단경간보다 증가되었다.

활하중(LL)에 따른 시점부 교대의 반력 계산에서, DB-24는 1,006.1kN을, KL-510은 1,161.20kN을 나타내었으며, 교량 전체의 활하중 반력으로 DB-24는 3,432.1kN, KL-510은 4,191.5kN으로 나타나, KL-510이 22.1% ($= (KL-510 - DB-24) / KL-510 = (4,191.5 - 3,432.1) / 3,432.1 = 0.221$) 크게 산정되었다.

Table 2. Reaction force of bridge bearing with 2nd span by structural analysis

Design truck	Reaction	A1	Pier	A2	Total
DB-24	DL(kN)	1,493.9	5,455.6	1,493.8	8,443.3
	LL(kN)	1,006.1	1,439.2	986.8	3,432.1
KL-510	DL(kN)	1,493.9	5,455.6	1,493.8	8,443.3
	LL(kN)	1,161.2	1,892.6	1,137.7	4,191.5

Table 3은 3경간 슬래브교(연장 40.5m)의 구조해석 결과를 나타낸 것으로, 슬래브교의 고정하중(DL)에 의한 반력은 각 교대에서 1,628.9kN으로 동일한 값을 보였다. 교각에서는 4,735.7kN으로 교대보다 큰 고정하중을 지지하였으며, 총 고정하중은 12,730.1kN으로 2경간보다 증가되었다.

시점부 교대의 활하중 반력으로, DB-24는 1,000.1kN, KL-510은 1,154.6kN이 산정되었다. 교량 전체의 활하중 반력으로 DB-24는 4,786.3kN, KL-510은 5,948.7kN으로 KL-510이 24.3% 크게 산정되었다.

Table 3. Reaction force of bridge bearing with 3rd span by structural analysis

Design truck	Reaction	A1	P1	P2	A2	Total
DB-24	DL(kN)	1,628.9	4,735.7	4,737.1	1,628.4	12,730.1
	LL(kN)	1,000.1	1,410.2	1,395.8	980.2	4,786.3
KL-510	DL(kN)	1,628.9	4,735.7	4,737.1	1,628.4	12,730.1
	LL(kN)	1,154.6	1,818.6	1,840.2	1,135.3	5,948.7

Table 4는 교량의 연장에 따른 활하중을 비교한 결과이다. 단경간 교량에서는 15.8% ($= (KL-510 - DB-24) / KL-510 = (2,490.6 - 2,150.7) / 2,150.7 = 0.158$), 2경간 교량에서는 22.13%, 3경간은 24.29%로 KL-510에 의한 활하중 반력이 크게 산정되었다. 연장에 증가에 따라 활하중의 증가폭도 함께 증가되었다.

Table 4. Reaction force of the live load according to the length of the bridge

Design truck	1st span (13.5m)	2nd span (27.0m)	3rd span (40.5m)
DB-24 (kN)	2150.7	3432.1	4786.3
KL510 (kN)	2490.6	4191.5	5948.7
Ratio (%)	15.80	22.13	24.29

4.2 고정하중과 활하중의 비율

Fig. 9는 교량의 연장에 따른 교량의 전체 반력을 비교한 것이다. Fig 9 (a)는 전체 고정하중을 비교한 것으로, 고정하중은 연장은 증가에 따라 거의 선형적으로 증가되었다.

Fig. 9 (b)에 보인바와 같이 활하중은 고정하중에 비해 상대적으로 연장의 증가에 따른 큰 변화를 보이지 않았지만, 증가되는 폭은 DB-24에 비해 KL-510이 더 큰 폭으로 증가되었다.

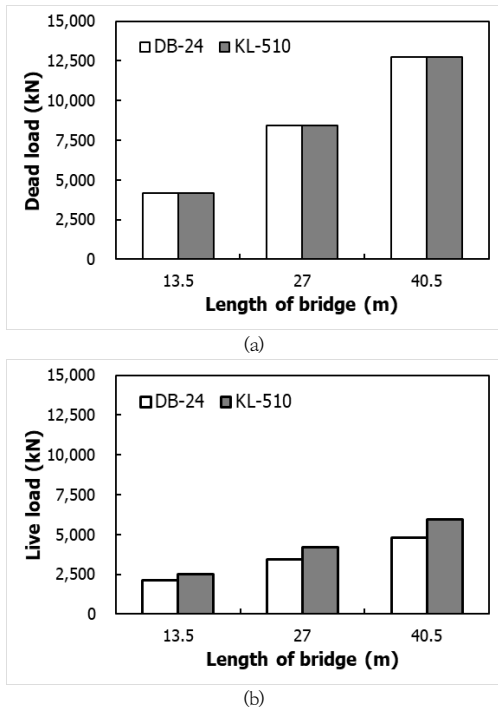


Fig. 9. Comparison of reaction force on the bridge according to bridge length; (a) Dead load, (b) Live load

Fig. 10은 교량의 연장에 따라 교대에 작용되는 하중 분담율을 비교한 결과이다. 여기서, $R_{abutment}$ 는 시점부 교대에 작용되는 반력이고, R_{total} 은 전체 반력이다. Fig. 10 (a)는 도로교설계기준(2010)[8]의 DB-24에 대한 구조해석 결과이다. 단경간에서는 각 교대에서 50%의 고정하중과 활하중을 분담하였다. 하지만, 2경간으로 교각이 하나 존재할 경우에는 전체 고정하중의 17.69%, 전체 활하중의 29.31%만 지지하였다. 3경간에서는 교각이 2개 존재하므로, 전체 고정하중의 12.8%, 전체 활하중의 20.9%만 지지하였다.

Fig. 10 (b)는 도로교설계기준(한계상태설계법)(2015)[9]의 KL-510에 대한 구조해석 결과이다. 단경간에서는 DB-24와 같이 각 교대에서 50%의 고정하중과 활하중을 분담하였다. 2경간일 때 DB-24의 결과와 같이 전체 고정하중의 17.69%이지만, 전체 활하중은 27.70%만 지지하였다. 3경간에서 전체 고정하중은 DB-24와 같이 전체 고정하중의 12.8%이나, 전체 활하중은 19.41%만 지지하였다.

그러므로, 고정하중은 도로교설계기준(2010)의 DB-24

와 도로교설계기준(한계상태설계법)(2015)[9]의 KL-510이 같은 결과를 보이며, 활하중에 대해서는 DB-24가 KL-510보다 약간 큰 값을 보이는 것을 알 수 있다.

또한 두 해석결과 모두, 교대에 작용되는 고정하중과 활하중에 의한 반력은 교각의 개수에 따라 감소되는 것으로 나타났다. 뿐만 아니라, 교량에서 교축방향으로 중앙부에 위치하는 교각에서 더 큰 하중을 지지하기 때문에 단경간 보다 연속교에서 교대에 작용되는 하중이 상대적으로 작은 것으로 나타났다.

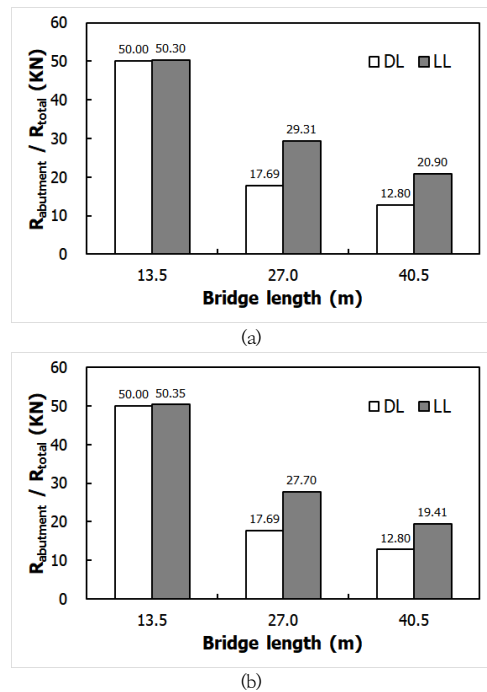


Fig. 10. Load bearing ratio of abutment according to bridge length; (a) Korean Highway Bridge Design Code [8], (b) Korean Highway Bridge Design Code(Limit State Design)[9]

4.3 접지압 비교

FHWA (2001)[6]과 보강토교대 설계지침(2018)[7]에 따르면, 고정하중과 활하중의 사용하중에 의한 반력으로 접지압을 검토해야 한다. 그러므로, 사하중과 활하중의 반력을 합한 반력과 Fig. 4에 제시된 보강토교대의 교대 기초 폭 2.0m과 교폭 12.45m의 접지면적으로 접지압을 검토하였다.

Fig. 11은 교량의 연장에 따른 교대에 작용되는 고정

하중과 활하중의 반력을 합한 결과를 보인 것이다. 교대에 작용되는 하중은 Fig. 10에 제시된 바와 같이, 단경간일 때 작용하중이 가장 큰 값을 보였다. 그리고, Fig. 9에 제시된 바와 같이 활하중이 고정하중보다 상대적으로 작은 비율을 차지하기 때문에, 실제 활하중의 종류에 따라 전체 반력에는 큰 차이가 나타나지 않았다.

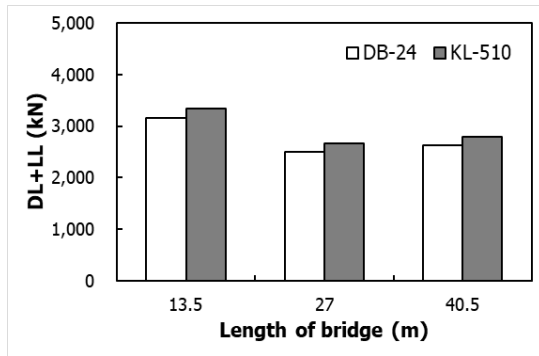


Fig. 11. Reaction force of live load and dead load on the abutment according to bridge length

Fig. 12는 교량의 연장에 따른 교대의 접지압을 비교한 것이다. 교대기초의 접지 면적은 동일하기 때문에 Fig. 11에 제시된 전체 반력과 같이 단경간에서 접지압이 가장 크게 산정되었다. 하지만, 허용 접지압인 200kPa보다는 약 70kPa의 여유가 있었다. 연장의 증가에 따라서, 작용되는 총 반력이 감소되므로 오히려 접지압은 감소되었다.

따라서, 연속교에서 교대에 작용되는 반력과 접지압이 작게 산정되기 때문에, 단경간 교량보다는 연속 교량에 보강토교대를 적용하는 것이 유리한 것으로 판단되었다.

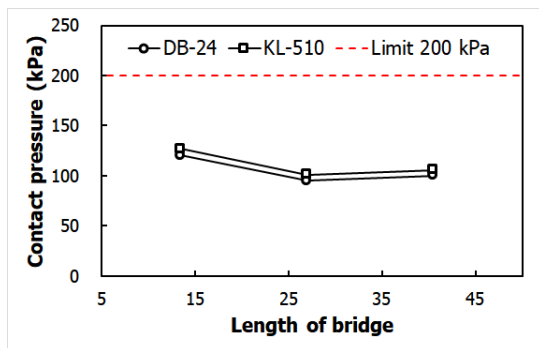


Fig. 12. Contact pressure of abutment according to bridge length

5. 결론

본 연구에서는 강도설계법의 DB-24와 한계상태설계법의 KL-510을 이용한, 보강토교대로 지지된 슬래브교의 이동하중에 대한 구조해석을 수행하고, 구조해석 결과로부터 슬래브교의 반력과 보강토교대의 접지압을 비교 검토하였다.

보강토교대에 작용되는 반력과 하중 분담률은 다양한 조건에 따라 달라지므로, 다양한 교량 형식과 제원에서의 접지압 검토가 향후 필요하다. 본 연구에서 도출된 결론은 다음과 같다.

- 1) 단경간 슬래브교(연장 13.5m)의 구조해석 결과, 고정하중(DL)에 의한 반력은 각 교대에서 2078.3 kN으로 동일한 값을 보였다. 교량 전체의 활하중 반력은 DB-24는 2150.7kN, KL-510은 2490.6kN으로 나와, 설계 차량의 총 중량은 18.0%가 증가되었지만, 실제 반력은 15.8%만 증가되었다.
- 2) 2경간 슬래브교(연장 27.0m)의 구조해석의 경우, 고정하중(DL)에 의한 반력은 각 교대에서 1493.9kN으로 동일한 값이 나왔다. 교량 전체의 활하중 반력은 DB-24는 3432.1kN, KL-510은 4191.5kN으로 나와 KL-510이 22.1% 큰 값을 보였다.
- 3) 3경간 슬래브교(연장 40.5m)의 경우, 고정하중(DL)에 의한 반력은 각 교대에서 1,628.9kN으로 역시 동일한 값을 보였다. 교량 전체의 활하중 반력으로 DB-24는 4786.3kN, KL-510은 5948.7kN으로 KL-510이 24.3% 크게 산정되었다.
- 4) 연장에 따른 교량의 전체 반력을 비교한 결과, 교대에 작용되는 반력은 교각의 유무와 개수에 따라 달라졌다. 단경간보다는 연속교에서 교대에 작용되는 반력이 감소되었다. 또한, 활하중보다는 고정하중에 의한 반력이 약 2배 이상 크게 산정되어, 활하중이 전체 반력에 미치는 영향이 상대적으로 작았다.
- 5) 보강토교대로 지지된 슬래브 교량이 단경간일 때 작용하중(고정하중+활하중) 및 접지압이 가장 큰 값을 보였지만, 허용 접지압인 200kPa보다는 약 70kPa의 여유가 있었다. 연장의 증가에 따라서 오히려 접지압은 감소되었다.

- 6) 보강토교대의 접지압은 고정하중과 활하중에 의한 전체 반력으로 검토하기 때문에, 단경간에서 가장 크게 산정되었으며, 이동하중의 종류에 따른 영향은 상대적으로 크지 않았다.
- 7) 연속교에서 교대에 작용되는 반력과 접지압이 작게 산정되기 때문에, 단경간 교량보다는 연속 교량에 보강토교대를 적용하는 것이 유리한 것으로 판단되었다.

References

[1] M. C. Park, "A Study on Applicability and External / Internal Stability of true MSEW abutment with Slab", Journal of the Korea Academia-Industrial cooperation Society, Vol. 19, No. 5, pp. 263-274, 2018.
DOI: <http://doi.org/10.5762/KAIS.2018.19.5.54>

[2] KECRI, "Evaluation and Improvement of Ride Discomfort at Bridge Approaches in Service". Korea Expressway Corporation Research Institute, 2012.

[3] KECRI, "Development of A New Concept Abutment", EXTRI-2016-47-534.9607, Korea Expressway Corporation Research Institute, 2016.

[4] K. Brabant, "Mechanically Stabilized Earth walls for support of highway bridges." Advanced Foundation Engineering UMASS Lowell-Course(14.533), 2001.

[5] M. S. Nam, S. K. Kang, K. J. Jung, "Development of MSEW Abutment Bridge, Korea Expressway Corporation Research Institute: Korea, 2018.

[6] FHWA, "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines", FHWA-NHI-00-043, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, 2001.

[7] KEC (2018). "Integral MSEW Abutment Bridge design Guidelines", Korea Expressway Corporation.

[8] MLTMA, "Korean Highway Bridge Design Code", Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, 2010.

[9] MLTMA, "Korean Highway Bridge Design Code(Limit State Design)", Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, 2015.

[10] Korean Geotechnical Society, "Structure foundation design standards specification", Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, 2008.

[11] FHWA, "Design of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes", FHWA-NHI-10-024, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, 2009.

[12] Korean Geotechnical Society, "Structure foundation

design standards specification", Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, 2015.

- [13] E. S. Hwang, "Introduction to Loads in the Limit-State based Bridge Design Specification", Magazine of the Korean Society of Steel Construction, Vol.25, No.1, 2013.
- [14] C. S. Yoo, H. Y. Jeon, "Long-Term Behavior of Geogrid Reinforced Soil Abutment - A Numerical Investigation", Journal of the Korean geotechnical society, Vol.27, No.1, pp.65-76, 2011.
DOI: <https://doi.org/10.7843/kgs.2011.27.1.065>
- [15] A. Abdelouhab, D. Dias, N. Freitag, "Numerical analysis of the behaviour of mechanically stabilized earth walls reinforced with different types of strips." Geotextiles and Geomembranes, Vol. 29, No. 2, pp.116-129, 2011.
DOI: <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2010.10.011>

김 흥 배(Hong-Bae Kim)

[정회원]



- 1991년 12월 ~ 현재 : 한국도로공사 근무
- 2005년 8월 : 고려대학교 일반대학원 토목공학전공 (공학석사)
- 2016년 3월 ~ 현재 : 금오공과대학교 일반대학원 토목공학과 박사과정

<관심분야>

토질 및 기초, 사면안정, 보강토옹벽

한 희 수(Heui-Soo Han)

[정회원]



- 1991년 2월 : 한국과학기술원 토목공학과 (공학석사)
- 1999년 12월 : South Dakota School of Mines Technology (공학박사)
- 2002년 3월 ~ 현재 : 금오공과대학교 토목공학과 교수

<관심분야>

토질 및 기초, 사면안정, 보강토옹벽