주차장용 철제난간 설계를 위한 충돌하중 산정 Evaluation of Impact Load for the Design of Parkade Steel Barrier

고만기* · 김용국** · 김기동***

Ko, Man-Gi*, Kim, Yong-Guk**, Kim, Kee-Dong***

Abstract

This study is to present the impact load for designing steel barrier for parkade. For the evaluation of impact load, barrier structure must be determined first. Even two barriers are made of the same beam and post members, structural stiffness differs depending on the base type and interval of posts, which result in different impact responses. Therefore, to get the general impact load for designing steel barrier for parkade, various base types and span lengths must be considered. In this study, barrier made of W-beam and steel tube posts of 101.6×4.5 mm with 1 m to 3 m span with 0.5 m increment were studied. For each structures, two impacts, one onto the central post and the other onto the middle of central span beam were considered. Barrier VII simulation and Olson model were utilized for the impact load. Impact loads were calculated from the vehicle accelerations Barrier VII simulations produced. The deformations from the Barrier VII simulations were used in calculating impact loads by Olson model.

Key words : Steel barrier, Parkade, Impact load, Stiffness, Base plate, Simulation, Barrier VII, Olson model

요 지

본 논문은 주차장용 철제난간 설계를 위한 충돌하중을 제시하기 위한 것이다. 충돌하중을 산정하기 위해서는 난간 구조가 정해져야 한다. 동일한 지주와 빔 단면으로 이루어진 구조라도 지주와 바닥 슬래브와의 연결 방법, 지주의 간격에 따라 구조물의 강성이 다르고 이에 따라 충돌양상이 변하기 때문이다. 따라서 주차장용 철제난간 설계를 위한 일반적인 하중 산정을 위해서는 다양한 지주 고정방법과 지주 간격을 고려하여야 한다. 본 연구에서 충돌하중 산정을 위한 기본구조는 도로부대시설 표준도의 W-Beam과 원형지주(101.6×4.5 mm)를 기본 부재로 지주 간 간격을 1 m에서 3 m까지 50 cm 간격으로 하였다. 충돌은 가드레일의 지주에 직접 충돌하는 경우와 지주와 지주 사이 빔의 중앙에 충돌하는 경우를 고려하였다. 충돌하중을 산정하기 위하여 Barrier VII 시뮬레이션과 Olson Model을 이용하였다. Barrier VII 시뮬레이션을 이용하여 충돌차량의 가속도로부터 충돌하중을 구하고 시뮬레이션으로부터 구한 베리어의 변위를 Olson 모델에 대입하여 충돌하중을 구하여 두 하중을 비교분석 하였다. Barrier VII 시뮬레이션을 위하여 정확한 지주의 강성이 필수적이다. 이를 위하여 베이스플레이트와 앵커로 구성된 세 가지 Type의 지주 고정방법을 제안하여 각 방법에 대한 정적실험 및 LS-DYNA시뮬레이션을 실시하여 하중-변위 관계와 강성을 구하고 고정방법 별 지주의 거동을 분석하였다.

핵심용어 : 철제 베리어, 주차용 건물, 충돌하중, 강성, 베이스플레이트, 시뮬레이션, Barrier VII, Olson Model

1. 서 론

전국의 도시화와 함께 자동차 보유 대수도 꾸준히 증가하여 2009년 후반기 국내 자동차 등록대수는 1732만대를 초과한 것으로 나타났다. 차량증가는 교통사고의 증가 뿐 아니라 도심지의 심각한 주차난을 초래하여 주차장 시설의 확보가 시

급한 과제로 대두되었다. 도심지에서는 주차장 설치부지의 제한으로 건물식 주차장 설치가 증가하였으나 이에 비례하여 주차건물에서의 추락사고도 증가하였다. 이에 따라 주차장법 시행규칙(MOCT, 2010)이 제정되어 2층 이상의 건축물 식 주차장에 추락방지시설 설치가 의무화 되었다.

도심지 일반 주차장은 자중과 미관을 고려하여 콘크리트 벽

*정회원. 공주대학교 토목공학과 교수(E-mail: mgko@kongju.ac.kr)
Member. Professor, Department of Civil Engineering, Kongju National University

**한국철도기술연구원 첨단인프라연구단 TFT, 연구원
Researcher, Advanced Infrastructure Research Team, Korea Railroad Research Institute

***교신저자. 정회원. 공주대학교 토목공학과 교수(Tel: +82-41-850-8631, Fax: +82-41-856-9388, E-mail: kkkim@kongju.ac.kr)
Corresponding Author. Member. Professor, Department of Civil Engineering, Kongju National University

형 강성베리어 대신 철재 연성베리어를 많이 사용한다. 연성 베리어 중 가장 일반적인 형태가 W형 빔과 원형 튜브를 지주로 사용한 가드레일이다. 가드레일은 도로상에서 일반적인 구조물이고 속도, 질량, 충돌각도 같은 주어진 충돌조건에 대하여 개략적인 설계 후 충돌실험을 통하여 성능을 입증하는데, 요구되는 성능은 차선을 이탈한 대형 차량을 차선으로 복귀시킬 수 있는 강도와 소형차 탑승자의 안전을 확보할 수 있어야 한다. 초기 설계 단계에서 충돌 조건인 차량 질량, 충돌속도, 충돌각도로부터 충돌하중을 구하고 메커니즘 해석법을 이용하여 베리어구조의 설계안에 대한 지지력을 계산하여 충돌하중과 비교하는 과정을 반복한다. 여기에서 충돌조건으로부터 충돌하중을 산정하는 문제가 등장한다. 그러나 최종적으로 충돌실험을 통과하여야 사용 가능하기 때문에 충돌하중이 그렇게 엄밀할 필요는 없는 것으로 여겨왔다. 그러나 주차장 베리어의 경우 충돌실험이 의무화되어 있지 않기 때문에 정확한 충돌하중의 산정이 설계에 있어서 매우 중요하다.

한편, 도로변에 설치된 교각이나 베리어 충돌을 고려한 교량의 바닥판 설계를 위해서는 충돌조건(속도, 질량) 뿐 아니라 충돌하중이 제시되기도 한다. 도로교설계기준(한국도로교통협회, 2005)은 방호시설이 설치되지 않은 교각 설계에 차도 방향으로 1000 kN, 차도 직각방향으로 500 kN의 충돌하중이 노면 위 1.8 m 위에 수평으로 작용하는 것으로 보고 설계하도록 하고 있다. 도로교설계기준 해설(대한토목학회, 2003)은 베리어에 충돌한 차량으로 인한 충돌하중이 어떻게 교량 상판에 고려되어야 하는지 설명하고 있는데 교축 1 m 당 수평 충돌력(kgf/m)으로 $H = (V/600)^2 \times 750 + 250$ (여기서 V = 충돌 속도(km/h))를 제시하고 있다. 이러한 하중은 도로변의 트럭과 60 km/h 이상의 충돌속도를 고려한 것으로 주차건물용 베리어 설계하중으로는 적합하지 않다.

EN 1991-2(CEN, 2003)은 교각에 작용하는 충돌하중으로 차선방향으로 1000 kN, 차선직각방향으로 500 kN을 노면에 1.25 m 상에 작용시키도록 규정하고 있다. 이는 작용높이를 제외하면 우리나라 도로교 설계기준과 동일한 것이다. 충돌하중에 대한 보다 상세한 유럽기준으로 EN 1991-7(CEN, 2006)는 승용차를 위주로 하는 주차장 설계충돌하중으로 50~100 kN을 제시하고 있다. 여기서 고려한 충돌속도는 20 km/h 이하이다. 이는 우리나라 주차장 설계에 참고가 될 만하다. 이외에 주차건물 용 난간설계를 위한 하중관련 자료는 보이지 않는다.

도로에 사용되는 것과 동일한 Type의 가드레일이 주차장건물 용 베리어로 사용되는 경우라도 설계조건에서 큰 차이가 있다. 우선 도로변의 가드레일이 강도 면에서 14 ton-60 km/h-15° 이상의 충돌을 고려하는 반면 주차장 베리어의 충돌조건은 2.0 ton-20 km/h-90°의 충격도가 작은 충돌이고, 도로변의 가드레일은 토사층에 1.5 m 이상 매입하는 반면 주차장 베리어의 경우 베이스플레이트에 앵커시공이 일반적이기 때문에

지주의 횡방향 휨 강성에 있어서 차이가 크다. 도로용 가드레일은 공간이 허용하는 한 충분한 변형이 허용되지만 주차건물구조에서는 허용 처짐이 극히 제한적인 점도 큰 차이이다. 여기서 설계 조건으로 주어진 충돌차량의 질량과 충돌속도로부터 주차장용 철재 베리어 설계를 위한 정확한 충돌하중 산정의 필요성이 제기된다. 본 연구는 주차장용 베리어 설계조건 2.0 ton-20 km/h-90°의 해당하는 철재 베리어(가드레일) 설계용 충돌하중의 크기를 산정하기 위한 것이다. 이러한 연성베리어의 충돌하중을 산정하기 위하여 Barrier VII(Powell, 1973) 시뮬레이션과 Olson Model(NCHRP Report 86; TRB, 1970)을 이용한다.

2. 하중산정방법

추락방지시설물은 2 ton 차량이 20 km/h의 속도로 충돌하는 하중에 견딜 수 있는 구조로 규정(MOCT, 2010)되어 있다. 추락방지용 베리어는 철근콘크리트 구조 같은 강성베리어와 가드레일 난간과 같은 연성베리어로 나눌 수 있다. 동일한 차량과 속도의 충돌이라도 두 베리어에 작용하는 충돌하중과 설계방법은 서로 다르다. 강성베리어에 작용하는 충돌하중은 베리어의 뒷면에 반력벽을 설치하여 직접 측정하거나 시뮬레이션을 통하여 반력으로부터 구할 수 있는 반면 연성베리어의 경우 반력벽을 사용할 수 없으므로 충돌차량의 가속도에 충돌차량의 질량을 곱한 값을 충돌하중으로 사용하게 된다. 이 경우도 충돌차량의 가속도를 직접 측정하거나 시뮬레이션을 통하여 구할 수 있다. 연성베리어의 충돌하중을 산정하기 위하여 Barrier VII 시뮬레이션과 Olson Model(NCHRP Report 86; TRB, 1970)을 이용하였다. Barrier VII 시뮬레이션으로부터 구한 충돌차량의 가속도에 차량의 질량을 곱하여 충돌하중을 구하고 시뮬레이션으로부터 구한 베리어의 변위를 Olson 모델에 대입하여 충돌하중을 구하여 두 가지 하중을 비교분석한다.

3. Barrier을 이용한 충돌하중 산정

3.1 Barrier VII 프로그램

BARRIER VII은 1973년 U.C. Berkely의 Powell 교수팀에 의해 개발된 자동차 방호시설의 전산구조해석 프로그램(9)으로 차량이 연성베리어와 충돌하였을 때 2차원 평면에서 차량과 방호울타리 사이의 상호작용 및 동역학적인 거동 즉, 방호울타리의 최대변위, 충격력, 가속도, 이탈각도, 이탈속도 등을 분석할 수 있는 재료 및 기하학적 비선형 이론에 기초한 동적 해석 프로그램이다.

3.2 베이스 구조별 지주의 강성

지주를 고정시키는 방법은 다양하고 고정형식에 따라서 지

주의 강성이 차이를 나타내며 이러한 각기 다른 강성을 갖는 지주로 설계된 베리어별 동일한 충돌조건에 대한 충돌하중이 달라지므로 일반적인 설계하중을 추정하기 위해서는 설계에 고려될 수 있는 다양한 지주 고정방법을 충돌하중 산정에 반영하여야한다. 본 연구에서는 지주형태를 철제원형관으로 고정하고 3가지 형태의 지주고정방법에 대하여 강성과 지지력을 실험 및 시뮬레이션으로 구하였다.

3.2.1 Base Plate

본 연구에서 지주로 사용한 철제원형관의 단면은 $D \times t = 101.6 \times 4.5$ mm이고 강종은 SS400($F_y = 2400$ kg/cm²)이다.

이 단면의 소성단면계수 이고 소성모멘트는 1.02t·m로 계산된다.

한편 주차장 베리어용 지주는 베이스플레이트와 앵커를 이용한 지지방법이 일반적이다. 지주의 강성을 계산하기 위해서는 개략적인 베이스플레이트와 앵커가 설계되어야한다. 베이스플레이트 설계는 Daniel Horn(2011)의 방법을 사용하였다.

이 방법은 베이스플레이트와 콘크리트기초 사이에 작용하는 압축응력의 합력이 지주의 벽면위치에 작용한다고 가정하여 벽면위치의 모멘트 평형조건($\Sigma M_o = 0$, $T \cdot (f + D/2) = M_p$)으로부터 앵커의 인발력을 구하고 수직방향 힘의 평형조건($\Sigma F_y = 0$, $C = T$)으로부터 베이스플레이트에 작용하는 압축강도(f_c)를 구한다. 여기서 M_p 는 철제원형지주의 소성모멘트 1.02 t·m이다.

계산된 인발력 T 및 압축강도 f_c 를 이용하여 AISC에서 제시한 위험단면(베이스플레이트 단부로부터 $(N-0.8D)/2$ 위치에서 베이스플레이트의 인장 및 압축축 모멘트를 구하고 허용휨응력($F_b = 0.75F_y$)를 이용하여 베이스 플레이트의 두께를 결정한다. 계산된 앵커의 인발력은 41.36 KN/Bolt이고 베이

Fig. 1. Base Plate Design.

스플레이트의 두께는 1.60 cm이다. 실제 앵커는 Hilti사의 인발하중이 70.4 KN인 M20 케미컬앵커를 사용하는 것으로 하였다.

3.2.2 앵커배치

설계된 베이스플레이트와 지주부 연결 및 Anchoring 방법을 다음과 같이 제안하여 지주 시스템별로 정적실험과 시뮬레이션을 통하여 지주의 지지력과 파괴거동, 강성도를 구한다.

(1) Type I - 4 Anchor

Type I의 경우 200×200×16 t에 4개의 M20 케미컬 Anchor를 시공할 수 있도록 만들어진 베이스플레이트로 지주와 베이스플레이트의 하부와 상부에 필렛 용접을 실시하였다.

(2) Type II - 4 Anchor (Rib추가)

Type II는 지주와 베이스플레이트 용접 이음방법은 Type I과 동일하나 40×72×8 t의 Rib 4개로 보강한 것이다.

(3) Type III - 3 Anchor

지주에 수평방향으로 하중이 가해질 경우 발생하는 하단의 모멘트는 전면부의 Anchor가 받는 인장력과 후면부의 베이스플레이트와 콘크리트 기초 사이의 압축력이 만드는 Couple에 의하여 지지되므로 지주 후면부 압축을 받는 베이스플레이트엔 설치되는 Anchor는 큰 역할을 하지 않는다. 후면부의

Fig. 2. Anchor Locations (LS-DYNA Model).

Table 1. Material Properties of Post and Base Plate

Input	Value
Density	$7.85 \times 10^{-9} \text{ t/mm}^2$
Yong's Modulus	$2.04 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^2$
Poisons Ratio	0.3
Yield Stress	245 N/mm^2
Tangent Modulus	$3.0 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$

Anchor를 1개로 줄이고 베이스플레이트의 시공성을 키우기 위하여 최대 재하하중을 늘이기 위하여 인장축의 베이스플레이트의 앵커의 위치를 변경시켜 보기로 한다.

인장축의 베이스플레이트의 앵커의 위치를 Fig. 2와 같이 4 Anchor 베이스플레이트와 동일하게 25 mm에서부터 최대 65 mm지점까지 중앙부로 10 mm씩 이격시켜 LS-DYNA (LSTC, 2001) 정적 시뮬레이션을 실시하였다.

지주와 베이스 플레이트는 4-noded Shell 요소로 모델링 하였으며 재료 물성은 Table 1과 같다. 기초는 다시 무한 강도를 갖는 4-noded Shell 요소를 사용하고 각 노드가 고정된 것으로 가정하였다. 베이스플레이트와 기초사이에는 Automatic_surface_to_surface를 이용하여 contact을 정의하였다. 이 후 빔 요소를 베이스플레이트와 기초에 고정시켜 인장력을 측정할 수 있게 하였다.

LS-DYNA 시뮬레이션을 실시한 결과를 Fig. 3에 나타내었다. 앵커 인장부의 위치가 측면에서 중심부로 이격될수록 최대지지력이 증가하고 최대지지력이 발생할때의 변위는 작아진다. 앵커가 베이스플레이트 단부로부터 65 mm의 위치에 있을 때 횡변위 93 mm가 생기고 최대지지력 29.30 KN에 도달한다. Type III는 인장축에서 베이스플레이트 양쪽 연단으로부터 65 mm위치에 두 개의 M20 케미컬Anchor를 압축축에는 베이스플레이트 중앙에 1개의 M20 케미컬Anchor를 시공하는 것으로 한다.

Fig. 3. Force-Deflection for Anchor Locations (LS-DYNA Simulation).

Fig. 4. Base Type.

3.2.3 LS-DYNA시뮬레이션을통한지주거동분석

지주의 고정방법에 따라 제안된 3개안에 대해서 정적실험과, LS-DYNA 시뮬레이션을 실시하였다. 시뮬레이션에 사용된 재료의 물성치는 Table 1과 같다.

연결방법 별 시뮬레이션의 모델링은 다음 Fig. 4와 같고 모든 시뮬레이션에서 재하속도는 120 sec/200 mm로 동적영향이 없도록 하였다.

3.2.3.1 (1) Type I 정적실험, 시뮬레이션

Fig. 5와 Fig. 6은 Type I의 고정방법에 대한 정적실험 및 시뮬레이션시험 전후를 보인 것이다.

시뮬레이션은 하중-변위관계 및 압축부 좌굴현상에 있어서 정적실험을 잘 모사하고 있음을 알 수 있다.

Fig. 7은 정적실험 및 시뮬레이션을 통하여 구한 지주에 작용하는 하중-변위관계를 보인 것이다. 4 Hole #1, 4 Hole #2는 두 번의 재하실험이 오차 없이 진행되었음을 보여주고 시뮬레이션으로부터 구한 하중-변위관계가 실험결과와 근접하고 있음을 보여준다. 실험결과와 시뮬레이션의 초기강성의 차이는 실험체 제작에 있어 지주와 베이스플레이트의 용접불량에 기인한 것이다. 이 오류는 Type II, Type III의 시험체 제작에 반영되고 확인되었다. 지주의 정적실험에서 최대지지력은

Fig. 5. Post Before/After Loading (Test, Type I).

Fig. 6. Post Before/After Loading (Simulation, Type I).

Fig. 7. Force-Deflection (Type I).

은 최대 83 mm변위에서 23.23 KN으로 나타났다.

Fig. 8은 앵커에 작용하는 인발하중을 보인 것이다. Anchor #1,2는 인장축이고 #3,4는 압축축 Anchor의 인발력이다. 인발력은 인장축 앵커2개가 분담하는 것을 알 수 있고 볼트당 최대 55.16 KN의 인장력이 발생함을 알 수 있다.

Fig. 9는 각도를 View Angle 1,2,3로 달리하여 각 방향의 변형상태를 정적실험결과와 비교한 것이다.

시뮬레이션이 보여주는 지주와 베이스플레이트의 좌굴 형태와 크기, 좌굴위치가 정적실험과 유사함을 알 수 있다. 인장부의 베이스플레이트는 볼트사이 중앙부에서 LS-DYNA의

Fig. 8. Anchor Pullout Tension (Type I).

View Angle	LS-DYNA Simulation	Static Test
View 1		
View 2		
View 3		

Fig. 9. Deformation from LS-DYNA Simulation and Static Test (Type I).

경우 2.7 mm 정적실험은 3.8 mm의 휨 처짐을 보여주었다.

3.2.3.2 (2) Type II 정적실험, 시뮬레이션

Fig. 10과 Fig. 11은 Type II로 베이스플레이트와 연결된 지주에 대한 정적실험 및 시뮬레이션 시험 전후를 보인 것이다. 시뮬레이션은 하중-변위관계 및 압축부 좌굴현상에 있어서 정적실험을 잘 모사하고 있음을 알 수 있다.

Fig. 12는 정적실험 및 시뮬레이션을 통하여 구한 지주에 작용하는 하중-변위관계를 보인 것이다. 4Hole-Rib #1, 4Hole-Rib #2는 두 번의 재하실험이 오차없이 진행되었음을 보여주고 시뮬레이션으로부터 구한 하중-변위관계가 실험결과와 근접하고 있음을 보여준다. 지주의 정적실험에서 최대지지력은

Fig. 10. Post Before/After Loading (Test, Type II).

Fig. 11. Post Before/After Loading (Simulation, Type II).

Fig. 12. Force-Deflection (Type II).

최대 74 mm변위에서 24.21 kN으로 나타났다. 이는 83 mm변형시 최대 23.23 kN의 하중을 지지한 Type I에 비하여 강성도는 32% 증가하였으나 최대지지하중은 4%증가에 그친 것이다. 이는 Type I에서 주요 휨 좌굴 소성변형으로 인한 지주와 베이스플레이트의 연결부위에서 발생하는데 비하여 Type II에서는 Rib의 상단에서 발생하는데 기인한 것이다.

Fig. 13은 앵커에 작용하는 인발하중을 보인 것이다. Anchor #1,2는 인장측이고 #3,4는 압축측 Anchor의 인발력

Fig. 13. Anchor Pullout Tension (Type II).

View Angle	LS-DYNA	Static Test
View 1		
View 2		
View 3		

Fig. 14. Deformation from LS-DYNA Simulation and Static Test (Type II).

이다. 인발력은 인장측 앵커2개가 부담하는 것을 알 수 있고 볼트당 최대 65.22 kN의 인발력이 발생함을 알 수 있다.

Fig. 14는 각도를 View Angle 1,2,3로 달리하여 각 방향의 변형상태를 정적실험결과와 비교한 것이다.

정적실험 및 시뮬레이션을 통해서 지주와 베이스플레이트의 좌굴 위치는 Fig. 14와 같이 실험결과와 시뮬레이션간에 약간의 차이는 있지만 Rib의 상단부인 69 mm로 비슷하다. 인장측 베이스플레이트는 중앙부에서 실험결과 7 mm의 휨에 발생되는 것을 보여주고 시뮬레이션은 9.4 mm의 휨이 생기는 것을 보여주었다. View 2를 보면 시뮬레이션과 실험에서 모두 Rib의 상단과 지주벽면의 접합점을 중심으로 국부적인 좌굴이 깊게 일어났음을 보여주고 있다. 실험결과로부터 Rib보강은 지주의 휨강도에 큰 기대를 하지 못하는 것으로 보인다.

3.2.3.3 (3) Type III 정적실험, 시뮬레이션

Fig. 15와 Fig. 16은 Type III 연결방법에 대한 정적실험 및 시뮬레이션 시험 전후를 보인 것이다.

Fig. 17은 정적실험 및 시뮬레이션을 통하여 구한 지주에 작용하는 하중-변위관계를 보인 것이다. 3Hole #1, 3Hole #2는 두 번의 재하실험이 오차없이 진행되었음을 보여주고 시뮬레이션으로부터 구한 하중-변위관계가 실험결과와 근접하고 있음을 보여준다. 지주의 정적실험에서 재하하중은 최대

Fig. 15. Post Before/After Loading (Test, Type III).

Fig. 16. Post Before/After Loading (Simulation, Type III).

Fig. 17. Force-Deflection (Type III).

89 mm지점에서 27.93 kN으로 나타났다.

Fig. 18은 앵커에 작용하는 인발하중을 보인 것이다. Anchor #1,2는 인장측이고 #3은 압축측 Anchor의 인발력이다. 인발력은 인장측 앵커 2개가 대부분 분담하는 것을 알 수 있고 최대 53.18 kN의 인장력이 발생함을 알 수 있다. 특이한 점은 압축측 Anchor #3에 15.2 kN의 인장이 발생한 것이다. 이는 지주의 하단변형으로 주름부분이 Anchor#3의 머리부분을 밀어냄으로써 볼트 몸통에 휨이 발생하여 생긴 것이다.

Type I, Type II, Type III 베이스플레이트 연결방식별 지주

Fig. 18. Anchor Pullout Tension (Type III).

View Angle	LS-DYNA	Static Test
View 1		
View 2		
View 3		

Fig. 19. Deformation from LS-DYNA Simulation and Static Test (Type III).

의 정적 및 LS-DYNA 시뮬레이션 결과 Rib보강은 특별한 효과를 주지 않고 Anchor의 위치에 따라 지지력이 크게 변할 수 있음을 확인하였다. Type I은 지주에 수직인 방향으로 하중을 재하할 때 인장측 두 개의 Anchor 사이가 넓어 베이스 플레이트에 변형이 일어나 Anchor가 중심부에 몰린 Type III에 비하여 최대지지력이 감소하나 비대칭 하중인 경우 뒤틀림에는 강한 지지력을 보일것이다. Type II는 볼트축에 수직인 하중 재하에는 유리하나 비대칭 하중 재하시 뒤틀림에 취약한 것으로 보인다. 압축측 Anchor는 비대칭 하중을 받는 경우 외에는 구조적 역할이 중요하지 않으므로 시공성 및 경제성을 고려하면 Type III와 같이 1개로 줄이는 것이 좋다.

3.3 베리어 및 차량 모델링

3.3.1 베리어 모델링

설계충격량을 산정하기 위하여 주차장 베리어 설계에 이용 가능한 형태의 철재 베리어에 대한 Barrier VII 프로그램을 이용한 충돌 시뮬레이션을 실시하였다. 시뮬레이션을 구성하는 베리어의 모델은 101.6 mm×4.5 mm의 지주가 콘크리트 기초에 베이스플레이트로 고정되고 베리어의 Beam은 W-Beam을 이용한 것이다. 본 연구에서는 도로부대시설 표준도(1998)에 명시되어있는 규격의 W-형 빔을 이용하였다.

실험에 사용된 W-Beam의 강종은 SS400이고 Fig. 20 표준도의 W-Beam을 토대로 AutoCAD를 이용해 단면의 소성계수를 구하고 소성모멘트 M_p 를 다음과 같이 구하였다.

$$Z_p = \frac{A}{2} \times (y_1 + y_2) = \frac{18.8}{2} \times (1.91 + 1.91) = 35.91 \text{ cm}^3$$

$$M_p = \sigma_y \times Z_p = 2500 \times 35.91 = 89,775 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 0.90 \text{ t} \cdot \text{m}$$

BARRIER VII 프로그램에 의한 가드레일의 해석에서 결과에 가장 큰 영향을 미치는 부재가 지주이다. 지주의 지지력이 지주 자체의 강성뿐만 아니라 베이스플레이트 및 앵커구조에 따라 크게 변화함을 감안한다면 주차장의 경우와 같이 베이스플레이트와 앵커로 지지된 지주를 강결된 캔틸레버로 단순화시키는 지주해석은 무리가 있다고 하겠다. Barrier VII 시뮬레이션에서 지주모델의 입력에 가장 중요한 요소가 지주의 강성도이다.

사용된 지주의 강성은 Fig. 21과 같이 끝단이 콘크리트에

Fig. 20. W-Beam Section.

매입되어 강결된 경우, 고정된 캔틸레버 지주의 Stiffness 공식, $k = 3EI/l^3$ 을 이용하면 4278.79 kg/cm으로 계산된다. 그러나 베이스플레이트와 앵커를 이용하여 콘크리트 기초에 고정하는 경우 베이스플레이트나 앵커갯수 앵커배열방법에 따라 고정단과 큰차이를 보이게 된다. 본 연구에서는 Fig. 4와 같은 세 가지의 지주 고정방법 별로 정적실험과 LS-DYNA 시뮬레이션을 실시하여 실제적인 강성을 구하였다. 베이스플레이트 및 앵커 Type별 하중재하 실험 및 시뮬레이션 결과는 3.2절에서 설명하였다.

Fig. 22는 Fig. 4에서 보인 각각의 고정방법에 대한 시뮬레이션 결과 중 하중-변위 곡선을 보인 것이다. 이 그림의 탄성 한도내의 기울기로부터 각 지주의 강성을 계산해 다음 Table 2와 같이 정리하였다.

한편 Barrier VII 시뮬레이션의 입력자료로 쓰이는 지주의

Fig. 21. Post Fixture.

Fig. 22. Force-Deflections and Proportional Limits for Base Type (Barrier VII).

Table 2. Stiffness for Base Type

	4 Anchor	4 Anchor (Rib)	3 Anchor
Stiffness (kg/cm)	1112.56	1495.99	1911.56

강성은 아직 지주의 설계중 베이스플레이트와 앵커의 설계가 완성되지 않았고 설계하중을 구하기 위한 단계이므로 Table 2의 보강방법 별 강성의 평균값 1506.4 kg/cm을 이용하기로 한다.

지주의 항복모멘트는 원형지주 단면의 $M_p = 1.02 \text{ t}\cdot\text{m}$ 를 사용하였다.

지주의 파괴 시 변위(Failure Distance)는 탄성-완전소성으로 모델링 된 지주가 항복한 후 항복 강도를 유지하며 발현할 수 있는 최대 변위로써, 지주의 완전한 파괴 조건을 모델하기 위한 인자로 30 cm를 사용하였다.

3.3.2 차량 모델링

1) 차량의 물성치

차량은 실제 차량의 거동을 간략하게 묘사하기 위해서 질량과 회전관성을 갖는 임의형상의 2차원 강체로 이상화하였고 강체의 주위는 전 방향으로 이산화된 비탄성 스프링을 설치하여 방호울타리와의 충돌점을 규정하게 하였다(Powell, 1973). 본 연구에서 사용된 2.0ton 차량에 대한 모델링은 다음 Fig. 23과 같다.

① 무게 = 2.0 ton

② 관성 모멘트 = 24.51 ton·cm·sec²

③ 단위 스프링 강성

Before Bottoming : 0.028 kN/cm/cm

After Bottoming : 0.172 kN/cm/cm

Unloading : 5.171 kN/cm/cm

베리어는 충돌위치를 기준으로 좌우 대칭이 되도록 하였는데 Fig. 24는 총 6 경간으로 이루어진 베리어의 중앙 지주에 충돌하였을 경우(Case I)를, Fig. 25는 총 5 경간으로 이루어진 베리어의 빔 중앙부에 충돌하였을 경우(Case II)를 보인 것이고 베리어의 양 끝단은 고정단으로 모델링 하였다. 시뮬레이션은 베리어의 지주간 간격을 1 m에서 3 m까지 0.5 m씩 증가시키며 실시하였다. 이처럼 시뮬레이션을 다양하게 실시한 이유는 현재 베리어를 설계하는 단계가 아니고 일반적인 충돌하중을 구하는 단계이므로 가능한 다양한 설계 가능성을 포함시키기 위함이다.

Fig. 23. Vehicle Model.

Fig. 24. Model of Impact to Post (Case I, 6 Span).

Fig. 25. Model of Impact to Beam Center(Case II, 5 Span).

3.4 Barrier 시뮬레이션 결과 및 분석

Fig. 26은 각각의 베리어에 2 ton-20 km/h의 조건으로 충돌한 경우 베리어의 시간별 거동을 나타낸 그림이다. 중앙의 지주에 충돌하는 Case I 비하여 빔의 중앙에 충돌하는 Case II의 최대변형이 큰 것을 알 수 있고 두 경우 모두 경간 길이가 클수록 최대 처짐이 증가하고 있음을 알 수 있다. 그러나 충돌위치에 따른 처짐의 차이는 크지 않고 경간 길이의 차이별 처짐의 차이가 크다는 점은 유의하여야 한다. 이는 지주에 직접 충돌하는 경우의 가드레일 전체 강성이 빔 중앙에 충돌하는 경우의 가드레일 전체 강성에 비하여 크다는 점과 가드레일 경간 길이가 작을수록 가드레일의 강성이 크다는 사실을 고려하면 자연스러운 경향이다.

Span 길이별 동적 최대변형을 요약하면 Table 3과 같다.

Table 3. Dynamic Deflection per Span Lengths

Span Length (l)	Case I	Case II
1.0 m	16.41 cm	16.79 cm
1.5 m	20.24 cm	21.18 cm
2.0 m	21.80 cm	22.51 cm
2.5 m	26.62 cm	28.30 cm
3.0 m	31.68 cm	32.36 cm

Fig. 26. Dynamic Deflection from Barrier VII Simulation.

Fig. 27은 시뮬레이션별 하중-변위 곡선으로 차량의 최대 충격력을 알 수 있으며, Fig. 28은 Energy-Deflection 그래프로 그래프의 기울기를 이용하면 평균충격력을 구할 수 있다.

시뮬레이션 Case 별로 최대충격력과 평균충격력을 계산하여 Table 4에 정리하였다.

4. Olson Model을 이용한 충돌하중 산정

설계 차량과 설계조건이 결정되면 충돌차량이 교량난간에 가하는 힘을 계산하여야 한다. NCHRP Report 86에는 종방향 베리어에 작용하는 충격력을 계산하는 간단한 수학적 모

Fig. 27. Force-Deflection from Barrier VII Simulation.

Fig. 28. Energy-Deflection from Barrier VII Simulation.

델(Olson Model, NCHRP Report 86; TRB, 1970)이 제시되어 있다.

이 모델을 이용하면 충돌 중 차량에 가해지는 평균충격력을 계산할 수 있다. 충격은 Fig. 29에 나타난 바와 같이 충격순간으로부터 차량이 교량난간에 평행하게 될 때까지 작용한다고 본다.

Fig. 29. Olson Model.

이 모델을 사용하여 충돌 시 횡방향력을 구하는 과정은 다음과 같다.

시간 $t_0 = 0$ 에서 t_f 사이에서, 교량난간에 수직인 방향(횡향)으로 차량이 이동한 거리 $S_{lat}(t_0, t_f)$

$$S_{lat}(t_0, t_f) = A \sin \theta - 0.5B(1 - \cos \theta) + D \quad (1)$$

A : 차량 전면에서 중심까지의 거리 (2.0 m)

B : 차량 폭 (1.7 m)

D : 방호울타리의 횡 방향 변위 (m)

t_0 : 차량과 난간의 충돌 순간

t_f : 차량이 변형전의 난간과 평행이 되는 순간

θ : 충돌각

시간 (t_0, t_f) 사이의 차량의 횡방향 평균속도

$$V_{avg} = \frac{S_{lat}}{(t_f - t_0)} \quad (2)$$

그런데 충돌시 ($t = t_0$) 차량의 횡방향 속도는 $V_{lat} = V_0 \sin \theta$ 이고 시간 $t = t_f$ 에서의 횡방향 속도는 0이므로 t_0 와 t_f 사이의 가속도가 일정하다고 가정하면 $V_{avg} = 0.5V_0 \sin \theta$ 가 된다.

따라서 차량이 S_{lat} 만큼 횡방향으로 이동하는데 걸리는 시간

$$t_f - t_0 = \frac{S_{lat}}{V_{avg}} = \frac{2S_{lat}}{V_0 \sin \theta} \quad (3)$$

중력가속도로 표시될 일정가속도

$$avg G_{lat} = \frac{V_0 \sin \theta}{g(t_f - t_0)} \quad (g \text{는 중력가속도}) \quad (4)$$

Table 4. Maximum and Average Impact Loads (Barrier VII Simulation)

Impact Point	Load	Impact Load for Span Lengths (KN)				
		1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m
Case I	Average	28.05	26.15	24.64	23.37	22.53
	Maximum	65.31	58.56	50.94	49.53	48.50
Case II	Average	28.20	26.42	25.04	23.77	22.62
	Maximum	68.90	60.53	56.45	52.44	49.68

이상관계를 종합하면 차량이 받는 평균 감가속도($avgG_{lat}$)

$$avgG_{lat} = \frac{V_0 \sin \theta}{g(t_f - t_0)} = \frac{V_0^2 \sin^2 \theta}{2gS_{lat}} \quad (5)$$

$$= \frac{V_0^2 \sin^2 \theta}{2g[Asin\theta - 0.5B(1 - \cos\theta) + D]}$$

만일 차량과 난간의 강성을 선형스프링으로 이상화하면 충격력-시간곡선이 사인곡선형태로 되고 차량의 최대 감가속도 $maxG_{lat} = \frac{\pi}{2}(avgG_{lat})$ 는 가 된다.

따라서 충돌차량의 질량을 W 라 할 때 난간에 작용하는 횡방향력은 다음과 같다.

$$avgF_{lat} = (avgG_{lat})W$$

$$maxF_{lat} = \frac{\pi}{2}avgF_{lat} \quad (6)$$

위의 방법으로 충격력을 계산하는데 있어 유의할 점은 횡방향 변위를 알 수 없다는 사실이다. 이 경우, 아직 가드레일이 설계된 단계는 아니나 앞에서 설명한 지주 간격별 Barrier VII 동적최대변위를 이용할 수 있다. 본 연구에서는 방호울타리의 변위(D)는 Barrier VII 시뮬레이션으로부터 구한 Table 3의 값을 이용하여 충돌위치별 경간 길이별 충격력을 계산하

Table 5. Impact Loads by Olson Model Utilizing Deflection of Barrier VII Simulation

Span Length (l)	Case I	Case II
1.0 m	36.87 kN	36.77 kN
1.5 m	35.83 kN	35.58 kN
2.0 m	35.42 kN	35.24 kN
2.5 m	34.22 kN	33.81 kN
3.0 m	33.04 kN	32.88 kN

였다.

Table 5은 Table 3의 최대동적변위를 이용하여 계산한 각 Type별 충돌 하중을 Olson Model을 이용하여 계산한 것이다.

5. 충돌하중 비교 분석

Fig. 30은 Barrier VII의 차량가속도에 차량의 질량을 곱하여 산정한 충격력과 베리어의 변위를 이용하여 산정한 충격력의 그래프를 중첩시켜 비교한 것이다. 공간상 제약으로 경간 길이는 1.0 m와 3.0 m의 결과만 제시하였다.

전체적으로 Barrier VII을 이용한 충돌하중이 Olson Model을 이용한 충돌하중보다 크게 나타났으나 경간 길이가 짧을수록 그 경향이 커지는 것을 볼 수 있다. 즉 연성이 클수록

Fig. 30. Impact Load of Barrier VII vs. Olson Model.

Table 6. Impact Load Using Barrier VII and Olson Model

Load	Impact Point	Method	Impact Load for Span Lengths (KN)				
			1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m
Average	Case I	Barreir VII	28.05	26.15	24.64	23.37	22.53
		Olson Model	23.49	22.82	22.56	21.79	21.04
	Case II	Barreir VII	28.20	26.42	25.04	23.77	22.62
		Olson Model	23.42	22.66	22.45	21.54	20.94
Maximum	Case I	Barreir VII	65.35	58.66	50.94	49.53	48.50
		Olson Model	36.87	35.83	35.42	34.22	33.04
	Case II	Barreir VII	68.90	60.55	56.45	52.44	49.68
		Olson Model	36.77	35.58	35.24	33.81	32.88

Olson Model이 주는 최대충돌하중이 Barrier VII 시뮬레이션이 주는 최대값에 근접하는 것을 볼 수 있다.

다음 Table 6은 101.6 mm×4.5 mm의 지주와 표준형 W-Beam으로 구성된 베리어에 대하여 경간 길이별 Barrier VII 시뮬레이션을 실시하여 산정한 평균 충격력과 최대 충격력이다. 여기서 Olson Model의 충격력은 최대동적변위를 이용하여 Olson Model로 충격력을 산정한 것이다.

5. 결 론

본 논문은 주차장용 철재난간 설계를 위한 충돌하중을 제시하기 위한 것이다. 주차장 건물 용 철재난간 설계를 위한 일반적인 하중 산정을 위해서는 다양한 지주 고정방법과 지주 간격을 고려하여야한다. 본 연구에서 충돌하중 산정을 위한 기본구조는 도로부대시설 표준도의 W-Beam과 원형지주(101.6×4.5 mm)를 기본 부재로 지주 간 간격을 1 m에서 3 m까지 50 cm 간격으로 하였다. 충돌은 가드레일의 지주에 직접 충돌하는 경우(Case I)와 지주와 지주 사이 빔의 중앙에 충돌하는 경우(Case II)를 고려하였다. 충돌하중을 산정하기 위하여 Barrier VII 시뮬레이션과 Olson Model을 이용하였다.

Barrier VII 시뮬레이션을 위하여 정확한 지주의 Stiffness가 필수적이다. 이를 위하여 베이스플레이트와 앵커로 구성된 세 가지 Type의 지주 고정방법 (Type I: 4 Anchor, Type II: 4 Anchor + Rib, Type III: 3 Anchor)을 제안하여 각 방법에 대한 정적실험 및 LS-DYNA시뮬레이션을 실시하여 하중-변위 관계와 Stiffness를 구하고 고정방법 별 지주의 거동을 분석하였다. 이로부터 얻은 결론은 다음과 같다.

- 원형지주(101.6×4.5 mm, SS400)의 연결부에서 소성 모멘트 1.02 t·m를 일으키는 수평하중을 지지하는 폭 20 cm인 Base Plate의 두께는 1.6 cm가 적당하다. 압축 측 앵커는 한 개로 족하다. 인장 측 앵커 당 인발하중은 이론 치 41.36 kN, LS-DYNA 시뮬레이션에서 Base Type 별로 55.16 kN(Type I), 65.22 kN(Type II), 53.18 kN(Type III)이다.

- Type I, Type II, Type III 베이스플레이트 연결방식별 지주의 정적 및 LS-DYNA 시뮬레이션 결과 Rib보강은 특별한 효과를 주지 않고 Anchor의 위치에 따라 지지력이 크게 변할 수 있음을 확인하였다. Type I은 지주에 수직인 방향으로 하중을 재하할 때 인장측 두 개의 Anchor 사이가 넓어 베이스플레이트의 변형이 일어나 Anchor가 중심부에 몰린 Type III에 비하여 최대지지력이 감소하나 비대칭 재하인 경우 뒤틀림에는 강한지지력을 보일것이다. Type II는 지주에 수직인 하중 재하에는 유리하나 비대칭 하중재하시 뒤틀림에 취약한 것으로 보인다. 압축측 Anchor는 비대칭 하중을 받는 경우 외에는 구조적 역할이 중요하지 않으므로 시공성 및 경제성을 고려하면 Type III와 같이 1개로 줄이는 것이 좋다.

Barrier VII 시뮬레이션을 이용하여 각 구조물 및 충돌 Case 별로 구한 충돌차량의 가속도로부터 충돌하중을 구하고 시뮬레이션으로부터 구한 베리어의 변위를 Olson 모델에 대입하여 충돌하중을 구하여 두 가지 하중을 비교분석 하였다. 이로부터 얻은 결론은 다음과 같다.

- 충돌위치 Case I일 때 평균 충돌하중은 Span길이가 1.0 m에서 3.0 m로 길어짐에 따라 Barrier VII은 28.05 KN에서 22.53 KN으로 Olson Model은 23.49 KN에서 21.04 KN으로 작아지나 그 차이는 Barrier VII에서 20%내외 Olson Model은 10%내외이다. 이러한 경향은 충돌위치 Case II에서도 유사하다.
- 최대충돌하중은 충돌위치 Case에서, Span길이가 1.0 m에서 3.0 m로 길어짐에 따라 Barrier VII 시뮬레이션은 65.35 KN에서 48.50 KN으로 26% 감소된 값을 보여주나 Olson Model은 36.87 KN에서 33.04 KN으로 약 10%의 감소에 그친다. 이러한 경향은 충돌위치 Case에서도 유사하다.
- 평균충돌하중은 충돌위치 Case에서 Span길이 1 m에서 Barrier VII 시뮬레이션 결과가 Olson Model보다 최대 20%크나 Span길이 3 m에서는 8%차이를 보일뿐이다. 이러한 경향은 충돌위치 Case에서도 유사하다.

- 일반적으로 Barrier VII에서 최대충돌하중은 평균충돌하중의 2.2-2.4배에 달하나 Olson Model에서는 1.6배 정도이다.
- 충돌조건 2.0 ton-20km/h-90°의 철재난간을 안전하게 설계할 수 있는 설계하중은 70 KN(68.9 KN)이다. 이 값은 주차장 설계하중으로 50-100 KN을 제시한 CEN규정을 고려하여도 합리적이다.

감사의 글

본 논문은 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 일반 연구자 지원 사업(No.2010-0013232)의 연구결과 중 일부임.

References

- CEN (2003) “EN 1991-2(2003) : Eurocode 1 : Actions on structures - Part 2 : Traffic loads for bridges”, European Committee for Standardization.
- CEN (2006) “EN 1991-1-7 : Eurocode 1 : Actions on Structures - Part 1-7 : General actions - Accidental actions”, European

- Committee for Standardization
- Daniel Horn (2011) “Design of Monopole Bases, www.townernx.com”.
- Hallquist, J.O. (2001) “LS-DYNA Theoretical Manual”, Livermore Software Technology Corporation, Livermore, CA.
- LSTC (2001) “LS-DYNA Keyword User's Manual”, Livermore Software Technology Corporation.
- MOCT (2010) “Parkade Regulation” Ministry of Construction and Transportation, Seoul.
- Olson, R.M. and Post, E.R. (1970) Tentative Service Requirements for Bridge Rail Systems, National Cooperative Highway Research Program(NCHRP) Report 86, Transportation Research Board.
- Powell, G.H. (1973) “Barrier VII : A Computer Program for evaluation of automobile system”, U.C Berkeley.
- KRTA (2005) “Specification for Bridge Design”, Korea Road and Transportation Association, Seoul.
- KSCE (2003) “Notes on Specification for Bridge Design”, Korea Society of Civil Engineers, Seoul.

Received	January 17, 2014
Revised	January 22, 2014
Accepted	February 12, 2014