한국지진공학회 논문집 | 제14권 제6호 (통권 제76호) |2010년 12월, pp. 45~53
ISSN 1226-525X DOI 10.5000/EESK.2010.14.6.043

낙교 방지를 위한 받침보호장치의 앵커부 내진성능

Seismic Performance of the Anchor System of Bearing-protection Devices Preventing the Unseating Failure of Bridges

정혁창[1] · 김민수[2] · 박광순[3] · 주형석[4] · 김익현[5]
Jeong, Hyeok Chang · Kim, Min Su · Park, Kwang Soon · Ju, Hyeong Seok · Kim, Ick Hyun

국문 요약 >> 지진 시 낙교는 교량의 기능을 상실하는 가장 심각한 피해의 하나로서 반드시 피해야 한다. 교량 받침의 파괴로 인한 낙교를 방지하기 위한 방법의 하나로서 국내에서는 받침보호장치가 많이 사용되고 있다. 교량 받침부의 옆의 빈 공간에 설치되어 상부구조로부터 전달되는 지진하중을 부담하여 받침의 파괴를 방지한다. 이러한 받침보호장치가 충분한 내진성능을 발휘하기 위해서는 받침보호장치 본체뿐만 아니라 이를 교량에 고정시키는 앵커부의 강도도 함께 확보되어야 한다. 국내에서는 이들 앵커부의 설계 방법이 확립되지 않아서 받침보호장치의 공급업체가 제공하는 설계도에 따라 시공되어 왔다. 이에 본 연구에서는 베드블록의 높이가 다른 받침보호장치를 대상으로 하여 앵커부의 성능을 실험을 통하여 확인하였고 내진성능을 확보하기 적절한 설계법을 제시하였다.

주요어 받침보호장치, 앵커, 낙교, 전단강도, 내진성능

ABSTRACT >> The unseating failure of bridges, which is one of the most severe types of damage leading to the loss of transportation function, should be avoided in earthquakes. As a measure of prevention of unseating failure resulting from the failure of bearings, bearing-protection devices are frequently used. They are installed beside the bearings and protect the bearings by resisting a seismic load transmitted from the superstructure. In order to show appropriate seismic performance, the strength of anchors as well as of device bodies should be confirmed. In Korea, they have been installed only according to the design provided by device agents, because a proper design method for the anchors has not been established. In this study the performance of bearing-protection devices with various heights of concrete bed blocks has been investigated experimentally, and a proper design method has been proposed to secure seismic performance.

Key words Bearing-protection device, Anchor, Unseating failure, Shear strength, Seismic performance

1. 서 론

최근 세계 각지에서 엄청난 피해를 동반한 지진이 자주 발생하고 있다. 지진에 의한 직접피해 뿐 만 아니라 조속한 사회기능 회복을 위해서는 사회기반시설물의 내진성능 확보가 매우 중요하다. 지진 시 인적·물적 자원의 수송을 담당하게 되는 도로교는 매우 중요한 기반시설물의 하나로서 평상시 내진성능 확보가 필수적이다.

국내 도로교의 내진설계는 1992년 도로교표준시방서에 처음으로 도입되어서 이후에 건설된 교량은 내진성능을 확보하고 있지만 도로교의 90%가 넘는 교량은 내진설계가 적용되지 않아 설계지진 수준의 지진이 발생하는 경우 큰 피해가 예상된다. 이에 따라 중앙정부에서는 내진설계가 수행되지 않은 기존교량에 대해 내진성능을 평가하여 내진보강 작업을 진행하고 있다.(1) 지진 시 교량의 피해는 상부구조의 낙교, 교각 및 기초의 피해, 부속물 손상 등 다양하게 나타나지만 교량 본연의 수송기능을 고려한다면 낙교는 그 기능을 상실하는 매우 심각한 피해이므로 반드시 피해야 된다. 이런 상부구조의 낙교는 크게 받침지지길이 부족, 받침부 파괴, 교각파괴 및 기초피괴에 기인한다. 현재까지 200개 이상의 기존 교량에 대해 수행된 내진성능 평가 결과를 보면 받침부가 내진성능을 확보하고 있지 못한 비율이 67%로

[1] 정회원·울산대학교 건설환경공학부, 박사과정
[2] 울산대학교 건설환경공학부, 석사과정
[3] 정회원·한국시설안전공단, 시설안전연구소 차장
[4] 정회원·한국시설안전공단, 일반도로팀 대리
[5] 정회원·울산대학교 건설환경공학부, 부교수
(교신저자: ickhyun@ulsan.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2011년 2월 28일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.
(논문접수일 : 2010. 10. 14 / 수정일 : 2010. 11. 15 / 게재확정일 : 2010. 11. 15)

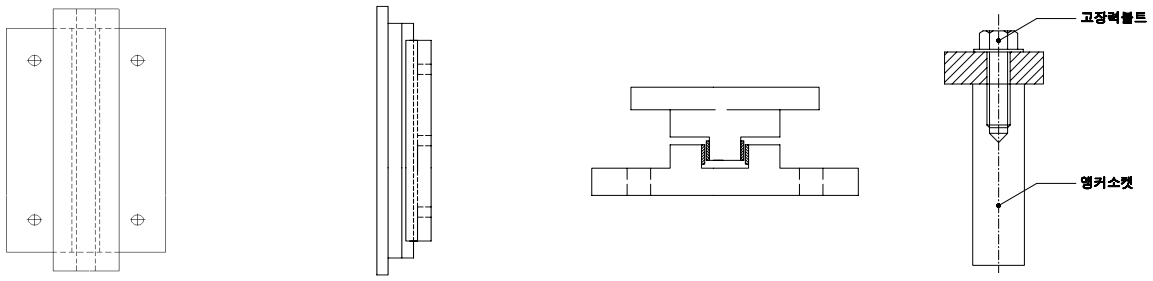
가장 크게 나타났으며, 받침지지길이는 4개 교량에 대해서는 만족하지 않고, 기초부는 70% 이상이 안전한 것으로 나타났다.(2) 따라서, 받침파괴에 의한 상부구조의 낙교 방지가 가장 시급한 내진보강의 하나임을 알 수 있다.

받침부 파괴에 의한 상부구조의 낙교를 방지하기 위한 방법으로는 크게 받침부 파손 후 상부구조의 이동을 억제하는 방법과 받침부로 전달되는 지진하중을 분담하여 받침을 보호하는 방법을 생각할 수 있으며 국내에서는 후자의 방법(받침보호장치)이 적용되고 있다. 받침보호장치는 받침부 옆의 공간에 설치되어 상부구조에서 전달되는 지진력에 저항하는 장치로서 앵커를 사용하여 고정된다. 따라서 받침보호장치의 내진성능을 확보하기 위해서는 받침 본체의 성능뿐만 아니라 앵커부의 성능도 확보되어야 한다. 국내의 경우 2007년 콘크리트구조설계기준에 CCD(Concrete Capacity Design) 방법에 의한 콘크리트용 앵커 설계법(3)이 도입되어 합리적인 설계가 가능하게 되었지만 그 이전에는 받침보호장치 공급업체에서 제공하는 설계도에 따라 시공되어 왔다. 받침보호장치 본체가 충분한 저항성능을 지니고 있어도 앵커부가 설계지진력 보다 작은 하중에서 파괴된다면 상부구조의 낙교로 이어질 수 있으므로 앵커부 또한 충분한 내진성능을 확보하여야 한다.

받침보호장치는 높이가 매우 작아 지진력과 같은 수평력을 받는 경우 받침보호장치의 앵커부에는 휨에 의한 인장력은 매우 작고 전단력이 지배적인 하중이 된다. 장정범 등(4)은 원자력시설물에 사용되는 대형앵커를 대상으로 수치해석을 수행하여 앵커의 전단성능에 미치는 영향인자를 평가하였고, 김성용 등(5)은 비균열·무근콘크리트에 매입된 익스펜션 앵커를 대상으로 전단내력 실험을 수행하여 CCD 방법이 콘크리트 파괴강도를 잘 예측하고 있음을 보였다. 최동욱 등(6)은 가장자리에 인접한 앵커그룹의 전단성능을 평가하였으며, 김승훈(7)은 전단력과 압축력을 받는 스터드 접합부의 거동에 관한 연구에서 압축력이 전단내력에 증가에 영향을 미친다고 보고하였다. 이들 연구는 전형적인 시험체에서 영향인자에 관한 기본 연구로 받침보호장치의 전단성능 평가와는 차이가 있다. 김태상(8) 및 손지웅 등(9)은 교량의 충격전달장치의 전단파괴 거동에 대한 실험적, 해석적 연구를 수행하였지만, 이 또한 본 연구의 대상과는 차이가 있다. 이에 본 연구에서는 관례적으로 설계·시공되어 있는 받침보호장치의 앵커부를 대상으로 하여 준정적 재하실험을 수행하여 전단성능을 확인하였다. 실험결과를 기반으로 기존 설계의 개선 사항에 대해 제안하였다.

2. 받침보호장치와 설치

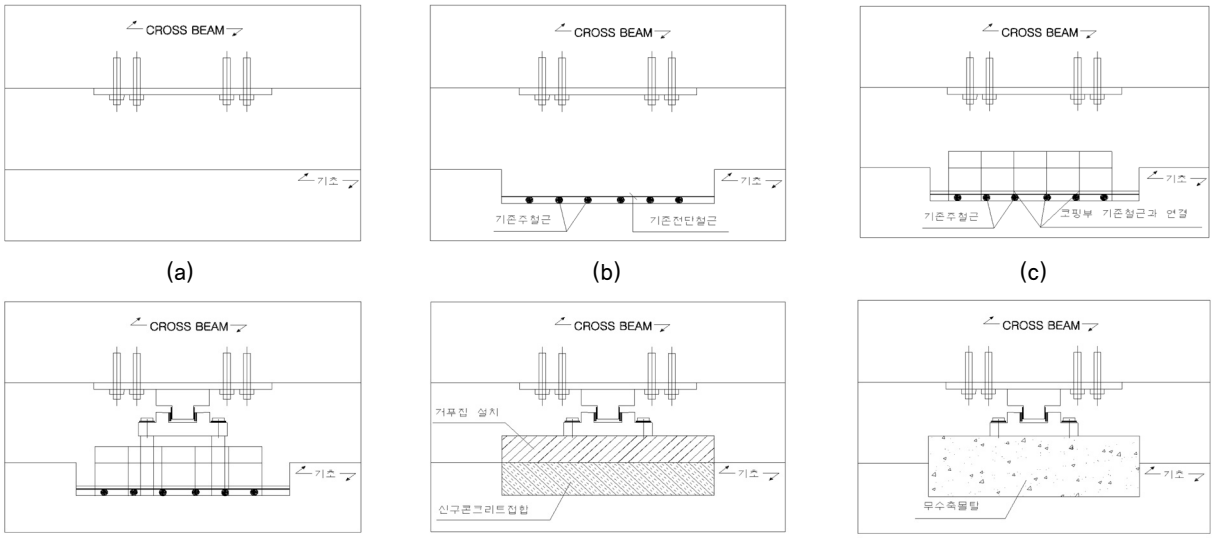
그림 1은 대표적인 받침보호장치를 나타낸다. 본체는 상부 전단키와 하부 전단키의 두 부분으로 구성되며 각각 요철이 형성되어 있어 지진 시 이 부분이 서로 접촉하여 지진력에 저항한다. 지진력을 전달하는 방향에 따라 1방향 또는 2방향 받침보호장치로 나눌 수 있다. 받침보호장치는 받침부 옆의 빈공간에 설치되며 받침에 비해 상대적으로 높이가 낮기 때문에 받침과 높이를 맞추기 위해서는 교각의 코핑부 상단에 별도의 베드블록을 설치한다(그림 2 참조).



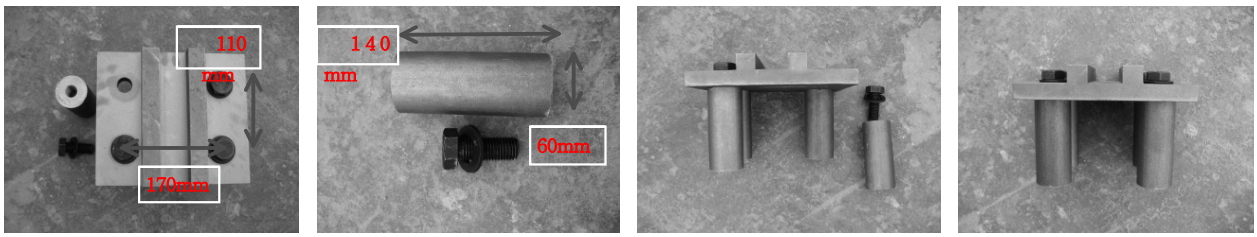
(a) 평면도 (b) 측면도 (c) 정면도 (d) 앵커소켓

〈그림 1〉 1방향 받침보호장치

〈그림 2〉 받침보호장치 설치 예



〈그림 3〉 받침보호장치 시공순서도



〈그림 4〉 하부 전단키(용량 500kN)

그림 3은 받침보호장치의 시공순서도이다. 상부 전단키의 플레이트는 교량 상부구조의 하면에 천공하여 앵커를 삽입하여 고정한다((a) 참조). 하부부분은 베드블록을 설치하여 여기에 고정한다. 이 때 베드블록과 교각 코핑부를 일체화하기 위해서 교각 코핑부의 철근이 노출될 때까지 콘크리트를 깨내고((b) 참조) 보강철근을 설치하여 용접으로 기존 철근과 연결한다((c) 참조). 철근 조립 후 하부 전단키를 거치하고 하부 전단키에 접합된 앵커소켓은 코핑부의 기존 주철근과 용접으로 연결한다((d) 참조). 이 후 거푸집을 설치하고 무수축 모르타르를 타설하여 일체화한다(그림 (e), (f) 참조). 상부 전단키의 본체는 플레이트에 용접으로 접합된다.

받침보호장치의 크기와 앵커의 갯수는 받침보호장치의 용량에 따라 다르며 베드블록은 공급업체가 제공하는 설계도면에 따라 시공된다.

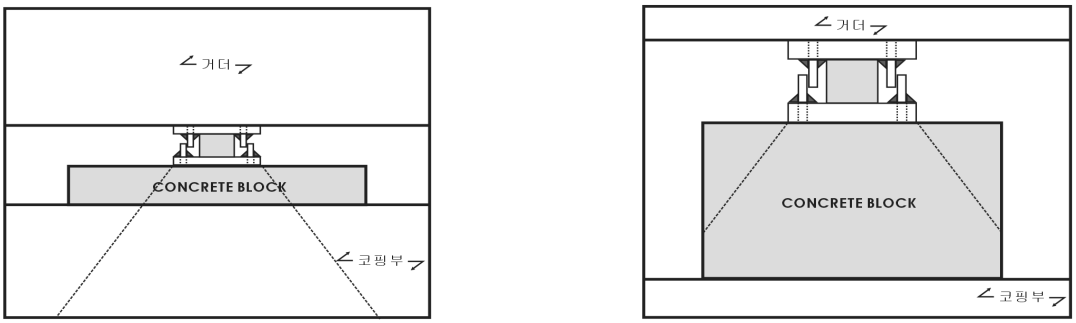
3. 시험체의 설계

받침보호장치는 상부 전단키와 하부 전단키 두 부분으로 구성되므로 이들 모두 내진성능을 확보하여야 하지만 본 연구에서는 하부 전단키를 대상으로 하여 실험으로 성능을 확인하였다.

본 연구에서는 가력기의 용량을 고려하여 500kN의 1방향 받침보호장치를 대상으로 하였다. 그림 4는 실험에 사용된 하부 전단키로 4개(M24)의 앵커가 사용된다. 앵커사이의 간격은 전단키가 이동 가능한 방향으로 110mm, 고정된 방향으로 170mm이며 앵커소켓은 바깥지름 60mm, 길이 140mm, 두께 19.5mm이다. 전단키 본체의 강재재료는 SS490B, 앵커소켓은 SS400, 앵커는 F10T이다.

실험변수는 콘크리트 베드블록의 높이로 하였다. 베드블록의 높이는 거더밑 공간의 크기에 따라 달라지며 지진력과 같은 수평하중을 받게 되면 앵커의 전면콘크리트가 전단에 저항하는 크기가 달라지게 된다. 베드블록의 크기가 작은 경우(그림 5(a) 참조)에는 교각의 코핑부 콘크리트가 전단저항에 기여하게 될 것이지만 베드블록의 높이가 큰 경우(그림 5(b) 참조)에는 베드블록만이 전단에 저항하여 앵커부 콘크리트의 전단강도에 차이가 있을 것으로 판단하였기 때문이다.

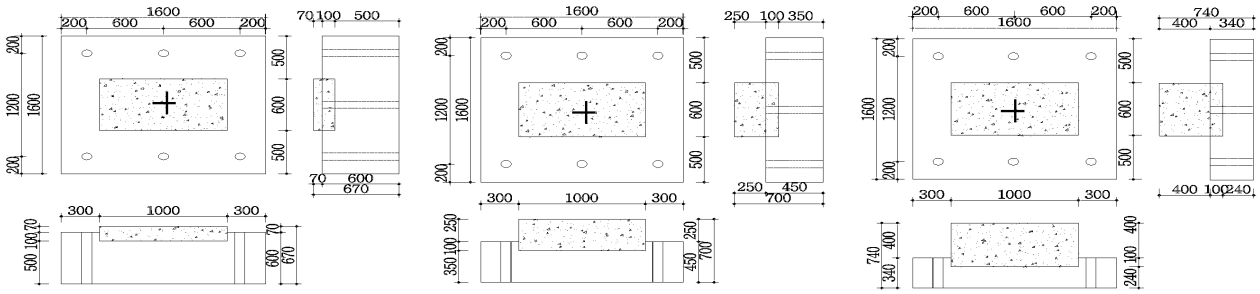
기존 교량에 시공된 베드블록의 높이는 강박스 거더교와 같이 거더밑 공간이 작은 경우는 70mm정도, PSC 거더교와 같이 큰 경우에는 300~400mm정도이며 단면 크기는



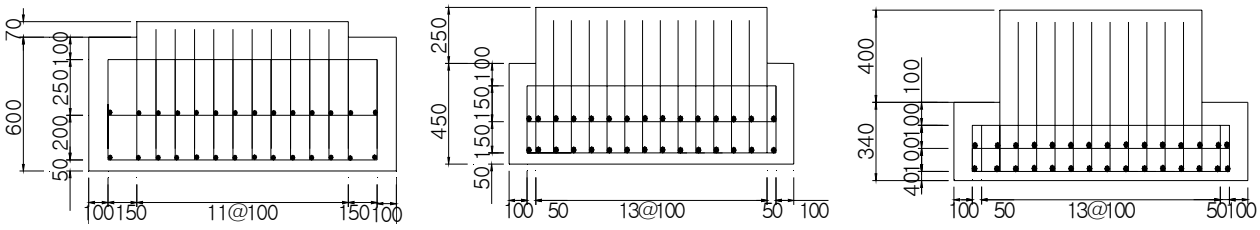
〈그림 5〉 베드블록 및 받침보호장치(점선은 예상파괴선)

〈표 1〉 시험체명 및 변수

구분	시험체명	재료강도(MPa)	기초부 제원(mm)			베드블록 제원 (mm)			
			높이	가력직각방향	가력방향	높이	가력직각방향	가력방향	연단거리(Ca1)
1	L-70	f_y=400	600	1600	1600	70	1000	600	215
2	M-250	f_{ck}=30	450	1600	1600	250	1000	600	
3	H-400	실험체강도=30	340	1600	1600	400	1000	600	



〈그림 6〉 시험체 제원(단위:mm)



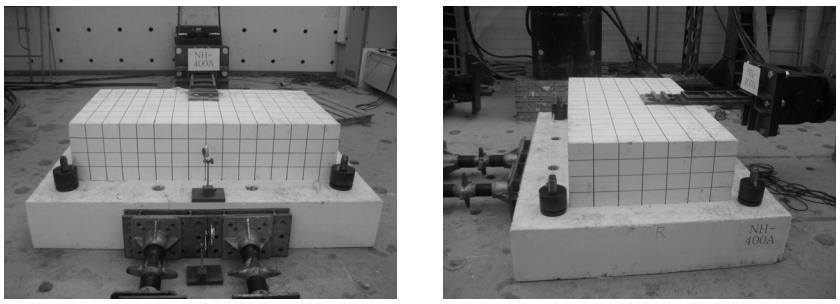
〈그림 7〉 철근 배근도(단위:mm)

600mm×1000mm이다. 본 연구에서는 베드블록의 높이를 기존에 시공 예가 많은 70mm와 400mm로 하고 중간 정도의 높이인 250mm를 추가하여 시험체를 구성하였다. 시험체의 상세사항은 표 1과 같다. L, M, H는 베드블록의 높이가 각각 70mm, 250mm, 400mm임을 나타낸다. 시험체는 실험변수에 대해 각각 2기씩 제작하였기 때문에 A와 B로 구분하여 표시하였다. 베드블록은 기존 교량에 시공된 설계도에 따라 제작하였다. 시험체의 제원과 철근 배근도는 각각 그림 6, 그림 7과 같다.

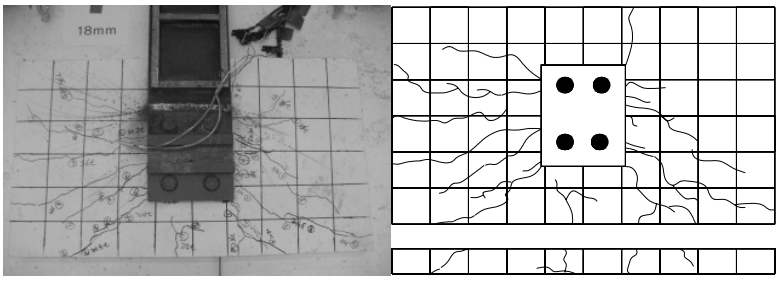
4. 성능 실험 및 결과

4.1 하중재하

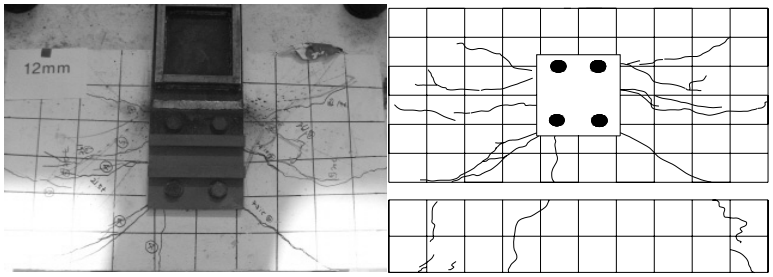
그림 8과 같이 수평재하 용량이 3000kN인 가력기(Actuator)를 사용하여 변위증폭 0.1mm의 수평변위 제어로



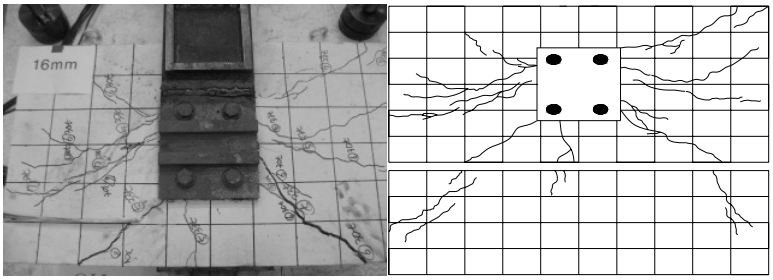
〈그림 8〉 시험체 설치 장면



(a) L-70



(b) M-250



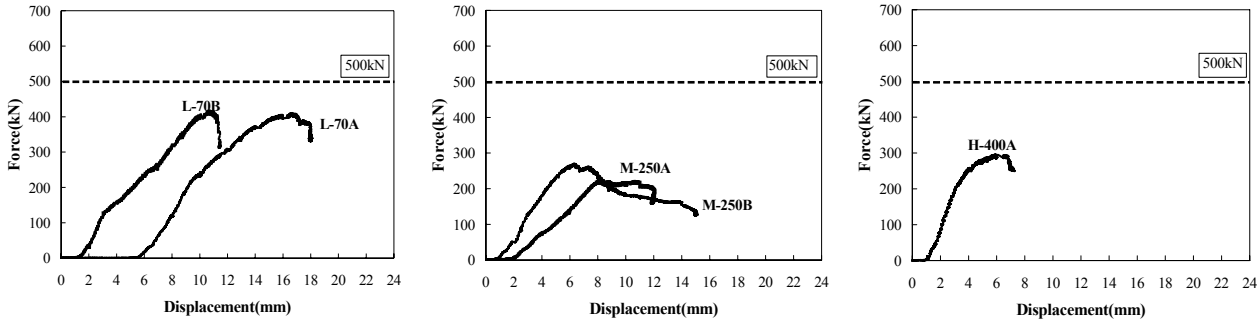
(c) H-400

〈그림 9〉 시험체 균열형상

재하하였다. 하부 전단키의 강재 바닥판의 높이가 20mm로 매우 작아서 직접 가력을 할 수 없기때문에 길이가 긴 재하용 강판을 제작하여 하부전단키의 강재바닥판에 용접하고 이를 가력기에 설치된 재하용 치구에 삽입하여 재하하였다. 지진 시 받침보호장치에는 교번하중(Cyclic Load)이 작용하게 되지만 재하용 치구의 문제로 단조증가하중(Monotonic Load)을 재하하였다.

4.2 균열 및 파괴 거동

시험체의 세부적인 균열 상황은 다소 차이가 있지만 전반적인 균열 형상은 유사하다.(그림 9 참조) 전체적으로는 앞열 및 뒷 열의 앵커위치에서 가력 방향에 대해 45° 안팎의 기울기를 나타내며 균열이 진전되었다. M-250 및 H-400의 경우, 앵커의 앞 쪽으로 경사균열이 발달하여 베드블록의 끝까지 이르렀다. H-400의 경우에는 M-250에 비해 앞 열 앵커의 앞 쪽으로 훨씬 큰 균열이 발생하여 파괴에 이르렀다. L-70의 경우에는 M-250, H-400에 비하여 균열이 보다 많이 분포되었으며 최대하중에 이르기 전까지 뒷 열 앵커의 뒤쪽으로도 많은 균열이 형성되었다. 최대하중에 이르기 직전 뒤쪽으로 큰 균열이 관찰되었다.



(a) L-70 (b) M-250 (c) H-400

〈그림 10〉 하중-변위 곡선

〈표 2〉 실험체별 최대하중 및 변위

모델명	최대 하중(kN)	하중 평균(kN)	실제 변위(mm)	변위 평균(mm)
L-70A	410.47	413.7	14.12	11.58
L-70B	416.93		9.04	
M-250A	222.58	246.4	2.85	3.84
M-250B	270.23		4.82	
H-400A	295.50	295.5	3.87	3.87
H-400B	-		-	

4.3 하중-변위 곡선

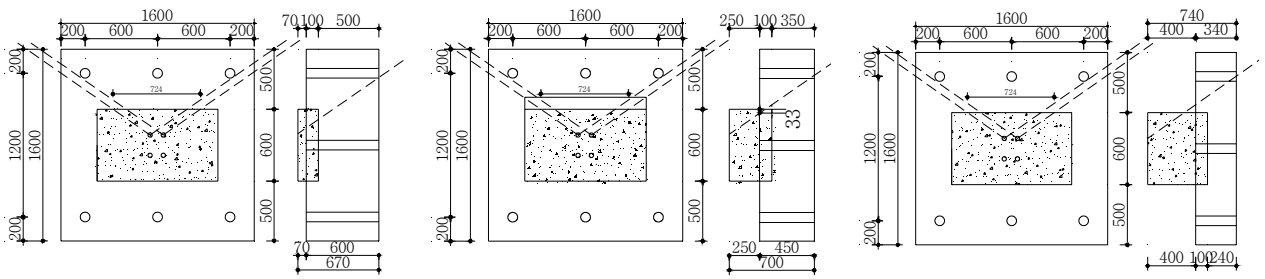
시험체의 하중-변위 곡선을 그림 10에 나타내었고, 이를 정리하면 표 2와 같다. H-400 모델의 경우 시험체 하나는 신뢰성 있는 값을 얻지 못해 생략하였다. 앵커부의 강도는 베드블록의 높이에 따라서 차이가 있으며 M-250 시험체의 강도가 222.58kN으로 가장 작고, 그 다음으로 M-400 시험체는 295.5kN, L-70 시험체의 강도가 416.93kN으로 가장 크게 나타났다.

5. 실험결과 분석 및 앵커부 설계 제안

5.1 앵커부 강도 비교·검토

전단을 받는 콘크리트용 앵커그룹의 전단강도는 강재강도(식 (1))와 콘크리트 파괴강도(식 (2)), 콘크리트 프라이아웃 강도(식 (3)) 중 작은 값으로 결정된다. 이들 강도를 콘크리트구조설계기준(2007)의 콘크리트용 앵커의 설계(부록IV)에 따라 평가해 보았다. 이들 식을 적용하는데 있어서 몇 가지 가정이 필요하다. 첫째, 시험체의 앵커는 하중재하 방향으로 앞 열에 2개, 뒷 열에 2개씩 설치된다. 만약 전단력을 뒷 열의 앵커가 모두 부담한다면 전단파괴면은 뒷 열 앵커에 의해서 결정되고, 앞 열의 앵커와 뒷 열의 앵커가 전단력을 동일하게 분담하는 것으로 가정하면 전단파괴면은 앞 열의 앵커에 의해서 결정된다. 시험체에 발생한 균열이 앞 열과 뒷 열의 앵커 모두에서 고르게 진전된 것으로 보아(그림 9 참조) 후자의 경우가 보다 타당할 것으로 판단된다. 둘째, 앵커의 유효묻힘깊이(h_{ef})이다. 교량의 상부구조로부터 전달되는 전단력은 앵커를 통해 앵커소켓으로 전달되어 주변 콘크리트에 전달된다. 이 경우 앵커소켓의 강성이 작은 경우에는 앵커의 길이가 유효묻힘깊이가 될 것이고 앵커소켓의 강성이 매우 큰 경우에는 앵커소켓의 길이를 유효묻힘깊이로 보는 것이 타당하다. 앵커의 단면적과 단면2차모멘트는 각각 353mm^2, 9,915mm^{4}이고, 앵커소켓은 각각 2,474mm^2, 626,000mm^{4}이다. 앵커소켓이 앵커에 비해 강하기 때문에 앵커소켓의 길이를 유효묻힘깊이로 하였다. 셋째, 베드블록의 높이에 따른 전단파괴면의 설정이다(그림 11 참조). 시험체 M-250과 L-70은 전단파괴선이 베드블록을 지나서 시험체의 기초부(교각의 코핑부에 해당)에 이른다. L-70의 경우에는 베드블록을 지나는 전단파괴선 앞쪽으로 충분한 길이의 베드블록이 위치하여 전단파괴선이 기초부까지 이르겠지만 M-250의 경우에는 전단파괴선 앞으로 베드블록의 여유가 충분하지 않아(33mm, 그림 11(b)참조) 전단파괴선이 기초부로 연결되지 않을 가능성이 매우 크다. 즉, 베드블록 하면에 자유단이 형성되어 연단거리 영향을 받는 것으로 가정 가능하다. 본 연구에서는 M-250의 경우에는 전단파괴선이 기초부까지 연장되지 않는 것으로 가정하여 평가하였다.

표 3은 시험체의 앵커그룹의 공칭전단강도와 실험결과를

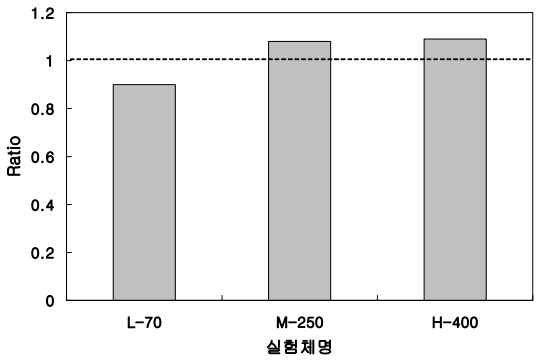


〈그림 11〉 각 시험체 예상 전단파괴선 (단위: mm)

〈표 3〉 시험체의 강도 검토(굵은체는 공칭강도값)

모델명	앵커그룹의 공칭전단강도			실험 평균강도 (kN)	강도비 (실험/공칭강도)
	강재강도(kN)	콘크리트 파괴강도(kN)	프라이아웃 강도(kN)		
L-70	3,456.0	770.4	**458.0**	413.7	0.90
M-250		**228.5**	458.0	246.4	1.08
H-400		**255.7**	458.0	280.0	1.09

비교한 것이다. 모든 시험체가 짧고 강성이 큰 앵커로 인해 콘크리트 프라이 아웃파괴에 취약하며, 그 전에 M-250과 H-400시험체의 경우 연단거리가 짧아 콘크리트 파괴강도에 의해 지배되고, L-70의 경우 전단파괴선이 코핑부까지 연장되어 연단거리가 길기 때문에 콘크리트 파괴강도에 대해서는 안전한 것으로 나타났다. 이는 균열 형상과도 비교적 잘 일치하는 결과이다. 그림 12는 콘크리트구조설계기준에 의한 공칭강도에 대한 실험에서의 평균하중의 비를 나타낸 것으로 콘크리트구조설계기준식이 앵커그룹의 전단강도를 약 10% 이내의 오차로 비교적 잘 예측하고 있음을 알 수 있다.



〈그림 12〉 시험체별 강도비

$$V_{sa} = n\, A_{se,V} f_{uta} \tag{1}$$

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{c,V}\, V_b \tag{2}$$

$$V_b = 0.6 \left(\frac{l_e}{d_o} \right)^{0.2} \sqrt{d_a}\ \sqrt{f_{ck}}\ (c_{a1})^{1.5} \tag{2-1}$$

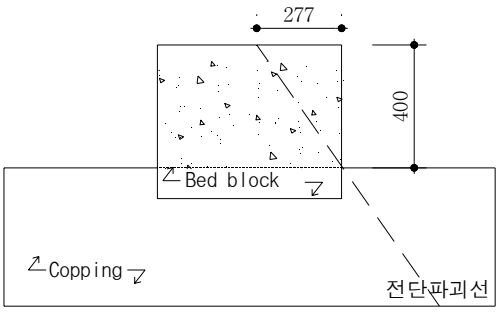
$$V_{cpg} = k_{cp}\, N_{cbg} \tag{3}$$

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \tag{3-1}$$

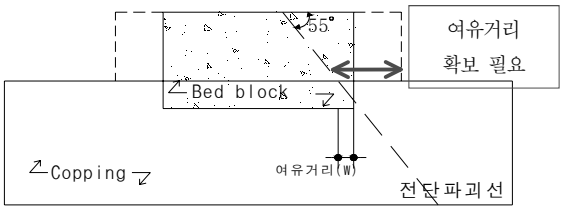
여기서, n은 앵커 그룹에서 앵커의 수, $A_{se,V}$는 전단에 대한 단일 앵커의 유효 단면적, f_{uta}는 1.9 f_{ya} 또는 860MPa 중 작은 값, A_{Vc}, A_{Vc0}는 각각 가장자리 측면에 생기는 앵커 그룹의 파괴투영면적, 단일앵커의 파괴 투영면적이며, l_e는 전단력에 대해 앵커가 지압을 받는 길이, d_0는 앵커의 외경, c_{a1}는 단부까지 거리, $k_{cp} = 2.0 (h_{ef} \geq 65\text{mm}$인 경우)이며, ψ_{ec}, ψ_{ed}, ψ_c 및 ψ_{cp}은 각각 편심, 연단거리, 균열 및 보조철근, 인장강도에 대한 수정계수이다.

5.2 앵커부 평가 및 설계 제안

본 실험에서 사용된 하부 전단키의 용량은 500kN이다. 따라서 앵커부의 저항 강도는 이 보다 커야 한다. 본 실험에서는 모든 시험체에서 본체의 저항용량 보다 작은 하중에서 파괴가 발생하였다. 시험체 M-400의 경우에는 베드블록의 높이가 커서 전단파괴면이 베드블록 내에서 형성되어 작은 전단강도를 보였다. 그림 13은 베드블록의 높이가 400mm인 받침보호장치가 전단파괴선이 베드블록내에서 최대한 크게 형성될 때의 경우이다. 이 경우의 설계전단강도를 산정하면(강도감소계수 $\phi = 0.75$ 적용) 242.5kN으로 받침보



〈그림 13〉 베드블록 내 최대 전단파괴선(H-400 경우)



〈그림 14〉 베드블록의 여유거리

호장치의 용량(500kN) 보다 작다. 즉, 전단파괴선이 교각의 코핑부까지 연장되도록 설계하지 않으면 내진성능을 확보할 수 없음을 알 수 있다. M-250의 경우에는 전단파괴선이 코핑부까지 연장되지만 베드블록 하단에서 충분한 여유거리가 확보되지 않아(그림 11(b)에서 33mm) 실제로는 베드블록 경계면내에서 전단파괴면이 형성된 것으로 판단된다. 이들 시험체는 베드블록의 높이에 비해 연단거리가 상대적으로 부족해 충분한 전단강도를 발휘하지 못한 경우이다. 따라서, 베드블록이 상대적으로 큰 경우(250mm 이상), 충분한 전단강도를 발휘하기 위해서는 전단파괴면이 교각의 코핑부로 연장될 수 있도록 베드블록 하단면에서 충분한 여유거리(그림 14의 w)을 확보하여야 한다. 본 실험에서는 적정한 여유거리(w)을 결정하기 위한 실험이 수행되지 않아 정량적인 값을 제시하지 못하였다. 향후 이에 대한 추가적인 연구가 필요하다. 시험체 L-70의 경우에는 전단파괴면이 기초부(교각의 코핑부)까지 연장되어 충분한 콘크리트파괴강도를 발현하는 것으로 나타났다. 그러나 세 시험체 모두 받침보호장치의 앵커 길이가 짧음으로 인해 충분한 유효묻힘 깊이(h_{ef})가 확보되지 못하므로 프라이 아웃파괴에 취약한 것으로 나타났다.

이상으로부터 베드블록의 높이가 70mm인 경우에는 전단파괴선이 코핑부까지 연장되므로 현행 관례적으로 적용되는 설계로도 콘크리트파괴에서는 충분한 강도를 확보할 수 있지만 베드블록의 높이 250mm 이상인 경우에는 베드블록의 하단에서 충분한 여유거리를 확보할 수 있도록 베드블록의 폭을 확대하여야하고, 앵커소켓의 길이를 210mm이상으로 늘려야 받침보호장치의 내진안전성을 확보할 수 있음을 알 수 있다.

6. 결 론

지진 시 교량 받침이 파괴되어 상부구조가 낙교되는 것을 방지하기 위한 방법의 하나로서 국내에서는 받침보호장치가 많이 사용되고 있다. 이는 교량 받침의 옆의 빈 공간에 설치되어 상부구조로부터 전달되는 지진하중을 부담하여 받침의 파괴를 방지하는 것이다. 이러한 받침보호장치가 충분한 내진성능을 발휘하기 위해서는 받침보호장치 본체뿐만 아니라 이를 고정시키는 앵커부의 강도도 확보되어야 한다. 국내에서는 이들 앵커부의 설계 방법이 확립되지 않아서 받침보호장치의 공급업체가 제공하는 설계도에 따라 시공되어 왔다. 이에 본 연구에서는 이들 받침보호장치의 앵커부의 성능을 실험을 통하여 확인하였고 적절한 설계법을 제시하였다. 본 연구를 통한 결과를 요약하면 다음과 같다

1. 세 실험체 모두 실험의 최대하중이 받침보호장치의 용량(500kN)보다 작아서 성능을 확보하지 못하므로 설계보강이 필요하다.
2. 앵커의 전단평가식과 비교해서 베드블록의 높이가 400mm인 경우 전단파괴면이 베드블록내에 형성되어 전단강도가 매우 작고, 250mm인 경우에는 전단파괴선이 기초부(교각의 코핑부에 해당)로 연장되지만 베드블록 하면에서 충분한 여유거리를 갖지 않아 이 또한 베드블록 내에서 전단파괴면이 형성되는 것으로 평가되므로 충분한 전단강도를 확보하기 위해서는 전단파괴면이 코핑부로 연장되어야 하며, 이를 위해서는 베드블록의 하면에서 충분한 여유거리를 확보할 수 있도록 베드블록의 연단거리가 확대되어야 한다. 본 연구에서는 이 여유거리를 정량적으로 제시하지 못하였으므로 향후 추가적인 연구가 필요하다.
3. 시험체 L-70의 경우 시험체의 기초부를 실제 교각의 코핑부 크기로 고려한다면 콘크리트 파괴강도는 충분한 성능을 확보하는 것으로 평가된다. 하지만, 전 실험체 모두 콘크리트 전단파괴 강도가 확보되더라도 앵커의 길이가 짧음으로 인해 충분한 유효묻힘깊이가 확보되지 못하였으므로, 앵커길이를 210mm이상으로 늘려 프라이아웃파괴를 방지하여야 한다.
4. 앞 열 및 뒷 열 앵커에서 하중재하 방향으로 전단균열이 진전되어 이들 앵커가 전단력을 서로 분담하는 것을 확인하였으며, 베드블록의 높이가 70mm인 경우에는 뒷 열

앵커의 뒤쪽으로도 경사균열이 발생하여 프라이아웃파괴 특성이 함께 나타났다.

5. 콘크리트구조설계기준의 콘크리트용 앵커 설계식에 따라 전단강도를 산정한 결과 실험값과 10% 내외의 오차로 산정되어 이에 따라 앵커용 베드블록의 설계가 가능함을 확인하였다.

감사의 글

본 연구는 2008년도 한국시설안전공단의 '기존교량의 내진성능평가 및 향상 요령 보완·개정'의 과제 지원으로 수행되었으며 이에 감사의 뜻을 전합니다.

참 고 문 헌

1. 한국시설안전기술공단, "기존교량의 내진성능 평가 및 향상요령," 2004.
2. 한국시설안전기술공단, "교량 내진 보강을 위한 성능평가 조사연구 1차~4차," 2006~2009.
3. 한국콘크리트학회, "콘크리트 구조 설계기준 해설," 2007.
4. 장정범, 서용표, 이종림, "직매형 앵커기초의 전단성능 영향인자 평가," 대한토목학회 정기학술대회논문집, 2283-2288, 2004.
5. 김성용, 김규석, "비균열·무근콘크리트에 매입된 앵커의 전단내력," 대한건축학회논문집, 제 19권 9호, 69-78, 2003.
6. 최동욱, 고희만, 양문희, 이득원, "가장자리에 인접한 앵커 그룹의 전단성능:설계값과 실험값의 비교," 한국콘크리트학회 전문위원회발표집, 2006.
7. 김승훈, "전단력 및 압축력을 받는 스터드 접합부의 거동에 관한 연구," 대한건축학회논문집, 제 24권 5호, 85-92, 2008.
8. 김태상, 송하원, 변근주, 안창모, "철근콘크리트 교량의 충격전달장치 앵커시스템의 전단파괴거동," 한국콘크리트학회 가을 학술발표회 논문집, Vol. 13, No. 2, 1097-1102, 2001.
9. 손지웅, 송하원, 변근주, "전단하중을 받는 앵커시스템 정착부 콘크리트의 파괴거동," 한국콘크리트학회 봄 학술발표회 논문집, Vol. 14, No. 1, 265-270, 2002.