

## 비내진 벽식 교각의 내진성능 및 보강개념

### Seismic Performance of a Non-Seismic Designed Pier Wall and Retrofit Concept

이재훈<sup>1)</sup> · 최영호<sup>2)</sup> · 박광순<sup>3)</sup> · 주형석<sup>4)</sup>

Lee, Jae-Hoon · Choi, Young-Ho · Park, Kwang-Soon · Ju, Hyeong-Seok

**국문 요약** >> 지진작용에 의한 교각의 파괴유형을 관찰한 결과와 교각의 내진성능실험 결과로서, 소성힌지구역의 철근상세가 교각의 내진성능에 가장 큰 영향을 미친다는 것이 잘 알려져 있다. 소성힌지구역의 철근상세 중에서는 축방향철근의 겹침이음 여부가 횡방향철근의 상세보다 더 큰 영향을 준다. 소성힌지구역에 축방향철근이 겹침이음 되어 있는 경우에는 지진이 발생할 때 축방향철근에 미끌어짐(슬립)현상이 발생하여 연성능력을 발휘할 수 없으므로 충분한 내진성능을 발휘하기 어렵다. 그러나 내진설계기준이 도입되기 이전에 설계되어 시공된 교각의 상당수는 시공 상의 편의성으로 교각 하단에 축방향철근이 겹침이음된 상태로 시공되었다. 따라서 축방향철근이 겹침이음된 비내진 교각에 대한 내진성능 평가와 보강에 대한 연구가 많이 수행된 바 있다. 그러나 비내진 교각에 대한 연구는 원형 단면 기둥과 사각형 단면 기둥에 대한 것이 대부분으로, 벽식 교각의 내진성능과 보강방법에 대한 연구는 거의 수행된 바 없다. 본 논문에서는 축방향 철근이 겹침이음된 벽식 교각의 거동특성을 실험적으로 파악하고 겹침이음부의 보강개념을 제안하였다. 축방향철근의 겹침이음과 띠철근의 간격을 변수로 한 벽식 교각의 약축 방향 준정적 실험 결과, 변위연성도의 평가에 사용되는 기존의 항복변위의 정의가 벽식 교각에는 부적절하다는 사실을 발견하였다. 따라서 벽식 교각에 대한 항복변위의 새로운 결정방법을 제안하였다. 또한 비내진 벽식 교각의 내진보강에 효과적인 방법으로 강판과 볼트를 이용한 보강방법을 제시하였고, 실험을 통하여 축방향철근의 슬립현상이 지체되고 연성능력이 향상됨을 확인하였다.

**주요어** 벽식 교각, 내진 성능, 겹침이음, 변위연성도, 보강방법

**ABSTRACT** >> It is well known that reinforcement details in the plastic hinge region of bridge piers give the most important effects on the seismic performance of bridges, from investigations of bridge failures in many earthquake events and in laboratory tests. Longitudinal reinforcement details give larger effects than lateral reinforcement details do. The lap-spliced longitudinal steel shows slip during earthquake events, which results in low ductility and inadequate seismic performance. However, before the issue of the earthquake design code, a considerable number of bridge piers were constructed with lap-spliced longitudinal steel in the plastic hinge region. Therefore, a large amount of research has been conducted on the seismic performance and retrofit of circular and rectangular shaped bridge columns with lap-spliced longitudinal steel. However, research on wall type piers is very limited. This paper investigates the seismic performance of a pier wall by a quasi-static test in the weak axis direction and proposes a retrofit method. From the test with variables being the longitudinal steel detail and the transverse steel amount, it is shown that the currently used definition of yield displacement is not adequate. Therefore a new definition of yield displacement for the ductility investigation for a pier wall is proposed. In addition, a retrofit method by steel plates and bolts is proposed to improve ductility, and test results show that slip of the longitudinal steel is prevented by up to a considerably large displacement.

**Key words** Pier wall, Seismic performance, Lap-splice, Displacement ductility, Retrofit method

## 1. 서론

1992년 도로교표준시방서 설계편에 내진설계기준이 추가되기 이전에는 우리나라의 교량은 내진설계가 시행되지 않고 시공되었다. 내진설계가 되지 않은 비내진 교량의 특징은 시공의 편의성에 따라 교각의 하단부에 축방향철근이 겹침이음되어 시공된 교각이 많다는 것이다. 이것은 내진설

<sup>1)</sup> 정회원·영남대학교, 건설시스템공학과교수  
(교신저자: jhl79@ynu.ac.kr)

<sup>2)</sup> 영남대학교 대학원 건설시스템공학과, 석사과정

<sup>3)</sup> 정회원·한국시설안전공단, 기술개발팀 차장

<sup>4)</sup> 정회원·한국시설안전공단, 기술개발팀 대리

본 논문에 대한 토의를 2010년 2월 28일까지 학회에 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2009. 11. 24 / 수정일 : 2009. 12. 4, 게재확정일 : 2009. 12. 8)

계기준이 도입되기 이전에 건설된 국내 기존교량에 대하여 설계도면을 분석한 한국건설기술연구원의 연구<sup>(1)</sup>와 그 당시 시공을 담당하였던 기술자에 대한 탐문 결과로 확인된 것이다. 교각의 하단부는 지진이 발생하였을 때 소성힌지가 발생할 수 있는 위치로서 철근의 상세가 교량 및 교각의 내진 거동에 큰 영향을 준다. 소성힌지구역에 축방향철근이 겹침이음으로 연결되면 겹침이음부 철근의 부착파괴가 발생하여 연성능력을 발휘할 수 없기 때문이다.

해외의 경우 실제 지진피해를 입은 교각에 대한 조사에서 이러한 파괴유형은 대단히 많이 보였다. 일본의 경우, 1982년 우라카와 근해 지진과 1995년 효고현 남부 지진 등에 의하여 파괴된 많은 교량이 교각의 축방향철근이 겹침이음된 소성힌지구역에서 파괴가 발생하였다. 미국의 경우에도 1980년대와 1990년대의 지진으로 소성힌지구역에서 축방향철근이 겹침이음된 교각이 파괴된 경우가 보고되었다. 따라서 미국, 일본, 뉴질랜드 등 강진지진지역의 연구자들이 내진교각과 비내진 교각에 대한 다수의 실험적 연구를 수행하였고, 현재 세계 각국 내진설계기준은 교각의 소성힌지구간에서 축방향철근 겹침이음을 금지하고 있다.

국내에서도 기존에 시공된 비내진 교각에 대한 내진성능과 보강효과에 대한 연구가 수행되었고, 한국시설안전공단에서 2004년도에 “기존교량의 내진 성능 평가 및 향상요령”<sup>(2)</sup>을 발간하였고, 한국도로공사에서도 2004년도에 “고속도로 내진설계 미반영 교량의 내진보강설계지침”<sup>(3)</sup>을 발간하고 2006년도에 개정하였다. 이 평가 요령과 지침은 소성힌지구역에 축방향철근이 겹침이음된 교각에 대한 연성능력의 평가를 위한 해석방법이 기술되어 있다. 여기서 소성힌지구역에 축방향철근이 겹침이음된 교각의 변위연성도 상한값은 김재관 등<sup>(4)</sup>, 이재훈 등<sup>(5)</sup>, 정영수 등<sup>(6)</sup>, 박창규 등<sup>(7)</sup>의 실험적 연구결과와 외국의 연구결과 등을 종합하여 결정된 것이다. 그러나 이와 같은 실험 결과는 모두 원형이나 사각형 형상의 단면을 갖는 기둥실험에 의한 것이다. 따라서 이러한 실험결과를 기초로 한 현행 내진평가 요령과 지침은 교각의 내진성능평가 및 보강 설계에 있어서 다양한 특성의 교각에 일률적으로 적용해도 좋은지 검증할 필요가 있다. 특히 중소규모의 슬래브 교량에 적용되는 벽식 교각은 교축직각방향으로의 단면 폭에 대한 교축방향으로의 단면 두께 비가 3.0 이상으로, 축방향철근의 배치형태가 원형 기둥이나 사각형기둥과 다르므로 거동특성을 검증할 필요가 있다.

본 연구에서는 축소모형 벽식 교각 실험체에 대한 약축방향 준정적 실험을 통하여 축방향철근 겹침이음된 비내진 벽

〈표 1〉 조사된 벽식 교각의 변수 범위

조사항목	변수 범위
교축방향 단면두께 [m]	0.6~2.2
교각 높이 [m]	2.4~10
축방향철근 지름 [ $d_b$ ]	D13~D29
축방향철근비 [%]	0.2~1.67
띠철근 지름 [ $d_b$ ]	D13~D22
띠철근 간격 [mm]	150~400
콘크리트설계강도 [MPa]	21~27
철근의 항복강도 [MPa]	300

식 교각의 거동특성을 파악하고 겹침이음이 있는 소성힌지구간의 효과적인 보강개념을 제시하고자 한다.

## 2. 시공현황 및 자료조사

비내진 벽식 교각의 축소모형 실험체를 제작하기 위하여 국내 기존교량 중 벽식 교각으로 시공되어 있는 교량의 설계도면을 조사를 하였다. 그 중 중력식 교각과 설계도면이 존재하지 않는 교각을 제외한 47개 교각의 설계도면을 검토하였다.

벽식 교각의 설계도면 자료조사 결과는 표 1과 같이, 교축방향으로의 단면두께 0.6~2.2m, 높이 2.4~10m, 축방향철근 지름 D13~D29, 축방향철근비 0.2~1.67%, 띠철근 지름 D13~D22, 띠철근 간격 150~400mm, 콘크리트의 설계기준 압축강도 21~27MPa의 범위를 보였으며, 철근의 항복강도는 300MPa이었다.

시공시기에 대한 조사 결과, 47개의 벽식 교각 중 내진설계기준이 시행되지 않았던 1990년대 초에 완공된 것이 33개로 전체의 70% 비율을 차지하고 있었다. 따라서 내진설계되지 않은 33개의 비내진 교각 중 교축방향 지진에 의하여 소성힌지가 형성될 것으로 예상되는 교각 하단부에 축방향철근이 겹침이음된 교각의 비율을 조사하려 하였다. 그러나 축방향철근의 겹침이음 여부가 표시된 도면이 많지 않아도 조사로는 이를 확인할 수 없었다. 그러나 그간의 국내 교량 시공 환경이나 관례로 비추어 볼 때 실제 시공 시에는 편의상 겹침이음을 설치하였다고 유추할 수 있다. 이때 겹침이음 길이는 당시에 시공했던 기술자들에 대한 탐문결과 주로 압축철근의 겹침이음으로 시공된 경우가 대부분인 것으로 파악되었다.

1990년대 초를 기준으로 당시의 도로교표준시방서<sup>(8)</sup> 설계편은 압축철근의 겹침이음길이( $l_c$ )를 300mm 이상이거나 식 (1) 이상의 값으로 규정하고 있다.

$$l_c = 0.07 f_y d_b \quad \text{for } f_y \leq 400 \text{ MPa}$$

$$l_c = (0.13 f_y - 24) d_b \quad \text{for } f_y > 400 \text{ MPa} \quad (1)$$

비내진 벽식 교각의 띠철근 형상 및 구성으로는, 사각형 띠철근에 보강띠철근이 배근된 경우도 있었고 보강띠철근이 전혀 배근되지 않은 경우도 있었다. 보강띠철근이 배근된 경우라도 내진설계기준에 따른 심부구속철근이 설계된 것이 아니기 때문에 보강띠철근의 갈고리가 내진상세를 만족하지 못하며 수평간격도 매우 넓어서 보강띠철근으로서의 역할은 하지 못하고 조립용 철근의 용도로 배치된 것으로 보는 것이 타당하다고 판단되었다.

### 3. 실험개요

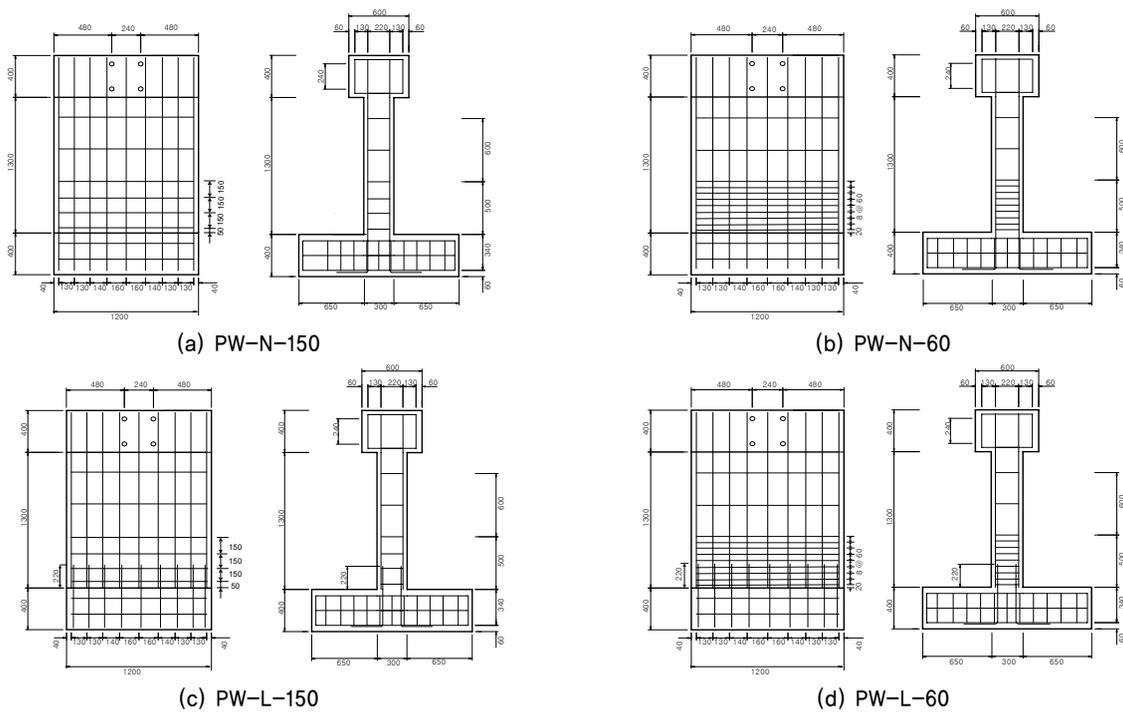
#### 3.1 실험체 계획 및 제작

자료조사 및 설계도면 분석으로 도출된 벽식 교각의 자료

를 바탕으로 그림 1과 같은 제원의 축소모형 실험체 5개를 제작하였다. 실험변수로는 축방향철근의 겹침이음 유무와 띠철근의 간격으로 하였다.

단면 두께에 대한 조사결과 최대 2,200mm까지 있었으나, 600mm와 800mm 두께가 가장 많았다. 따라서 실험장치의 용량과 실험장소의 여건을 고려하여 교축방향의 단면 두께를 600mm로 선택하고 축소비율 1/2을 택하여 300mm로 설계하였다. 횡하중의 가력위치는, 전단작용의 영향을 받지 않고 힘으로 파괴되도록 하기 위하여, 높아-두께 비가 5.0이 되도록 벽체하단에서 1,500mm 높이로 하였다. 교축 직각방향으로의 단면 폭은 1,200mm으로 단면 두께에 대한 폭의 비가 3.0이상인 4.0이 되도록 하였다. 조사된 벽식 교각의 축방향철근비는 표 1에 나타난 바와 같이 0.2~1.67%의 범위이므로 그 평균값인 0.64%를 선택하였고, D13 철근을 단면 양측에 각각 140mm 간격으로 배근하였다.

겹침이음 길이는 조사된 벽식 교각의 축방향철근 지름을 고려하여 압축 겹침이음 길이를 식 (1)에 따라 계산한 후,



〈그림 1〉 실험체 제원 (단위:mm)

〈표 2〉 실험변수

구분	실험체명	축방향철근 연결형식 및 겹침이음 길이 [mm]	띠철근간격 [mm]	축방향철근 [ $d_b$ ]	띠철근 [ $d_s$ ]	축방향철근비 [%]	콘크리트 설계강도 [ $f_{ck}$ ]	철근항복강도 [ $f_y$ ]
1	PW-N-150	단일철근	150	D13	D10	0.64	24	300
2	PW-N-60	단일철근	60					
3	PW-L-150	220	150					
4	PW-L-60	220	60					
5	PW-L-150-R	220	150					

[실험체명] PW : Pier Wall, N : Normal, L : Lap splice, 150 & 60 : 띠철근 간격, R : Retrofit

교축방향으로의 단면 두께로 나눈 길이 비율을 고려하여 결정하였다. 그 이유는 교각의 내진성능에 있어서 겹침이음길이 자체도 중요하지만, 겹침이음길이가 소성힌지구역 내에서 어떤 비율로 존재하는지도 중요하기 때문이다. 단면 두께에 대한 겹침이음길이의 비율은 0.35~1.2의 범위로 평균 0.73이었다. 따라서 D13 축방향철근의 압축겹침이음길이는 식 (1)에 따라 267 mm로 계산되었지만, 실험체는 단면 두께 300mm에 0.73의 비율을 적용하여 겹침이음 길이를 220mm로 결정하였다.

띠철근의 형상은 2장에서 언급한 바와 같이 보강띠철근을 조립용 철근의 용도로 배치된 것으로 보는 것이 타당하다고 판단되었기 때문에 사각형 형상의 띠철근만 배치하기로 하였다.

띠철근의 간격은 조사된 교각의 겹침이음 구간내의 축방향철근량과 띠철근량의 비율을 검토하여 결정하였다. 이는 겹침이음구간 내에 몇 개의 띠철근이 배치되어 구속하고 있는지를 알아보기 위함이다. 검토결과 겹침이음 구간내의 축방향철근량에 대한 띠철근량의 비율은 0.05~2.62 범위로 평균 0.38이었다. 이 비율의 범위 중 평균값 0.38과 그 2배인 0.76을 선택하여 횡방향철근 단면적을 계산한 결과, 겹침이음 길이 내에 D10 철근이 각각 2개와 4개가 필요하였다. 이에 따라 철근 상세와 첫 번째 띠철근의 위치 등을 고려하여 겹침이음 길이 내에 2개의 횡방향철근이 배치되는 실험체는 횡방향철근 간격을 150mm로 하였고, 4개의 횡방향철근이

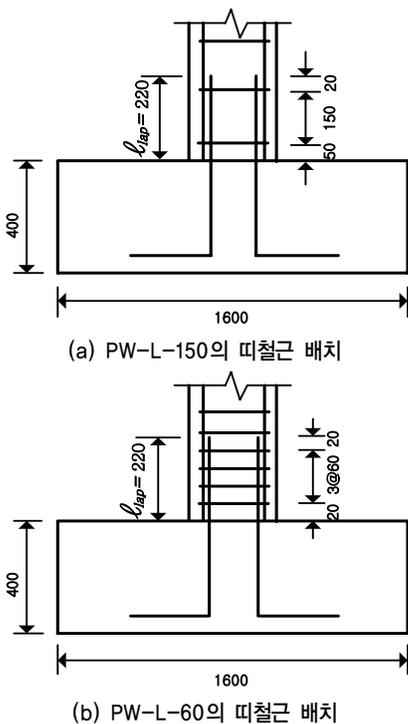
배치되는 실험체는 횡방향철근 간격을 60mm로 하였다. 겹침이음 길이 내에 배치되는 횡방향철근의 간격과 위치는 그림 2에 나타나있다.

기존 벽식 교각의 자료조사결과 콘크리트의 설계기준압축강도는 21~27MPa의 범위로서, 21MPa의 강도로 설계된 교각이 66%, 24MPa의 강도로 설계된 교각이 32%였다. 이에 따라 콘크리트의 설계기준강도는 하한 값을 선택하여 21MPa를 목표로 계획하였다. 각 실험체의 축방향철근의 항복강도는 기존 벽식 교각의 특성을 고려하여 300MPa를 사용하였다. 실험체의 제원과 실험 변수는 그림 1과 표 2에 나타내었다. 여기서 실험체명의 PW는 벽식 교각을 의미하며, N은 단일 축방향철근을, L은 겹침이음된 축방향철근을, 마지막 숫자 150과 60은 띠철근의 간격(mm)을 뜻한다. 다섯 번째 실험체의 R은 보강된 실험체를 의미한다.

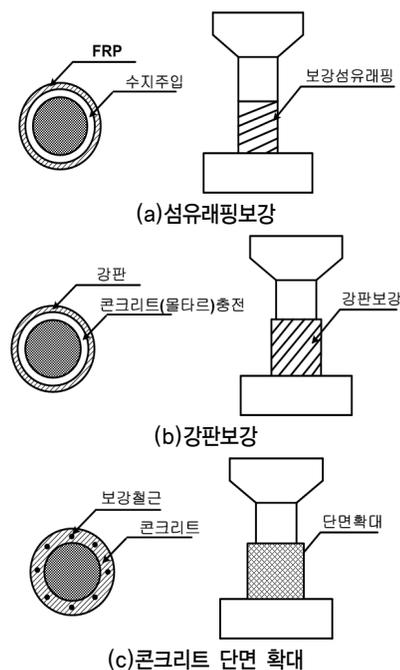
### 3.2 보강방법 및 순서

교각의 소성힌지구역에 축방향철근의 겹침이음이 존재하여 지진 시 겹침이음부의 파괴가 예측되는 경우에는 내진성능 향상을 위하여 겹침이음부를 보강하여 강도와 연성을 확보하여야 한다. 이를 위한 교각의 보강 방안으로는 일반적으로 섬유 래핑보강, 강판 보강, 콘크리트 단면 확대 보강 방안 등이 있다.

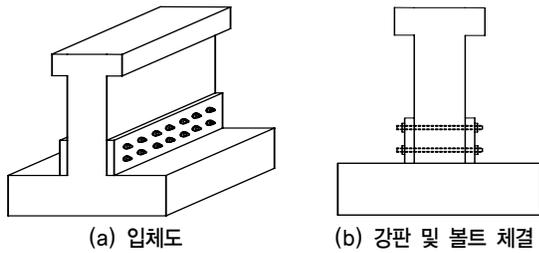
그림 3(a)의 섬유래핑보강 방법과 그림 3(b)의 강판보강 방법은 콘크리트의 구속효과를 증가시켜서 축방향철근의 부착파괴를 방지함으로써 연성능력을 증진시키는 방안이다.



〈그림 2〉 축방향철근 겹침이음부의 띠철근 배치 (단위:mm)



〈그림 3〉 교각의 보강방법

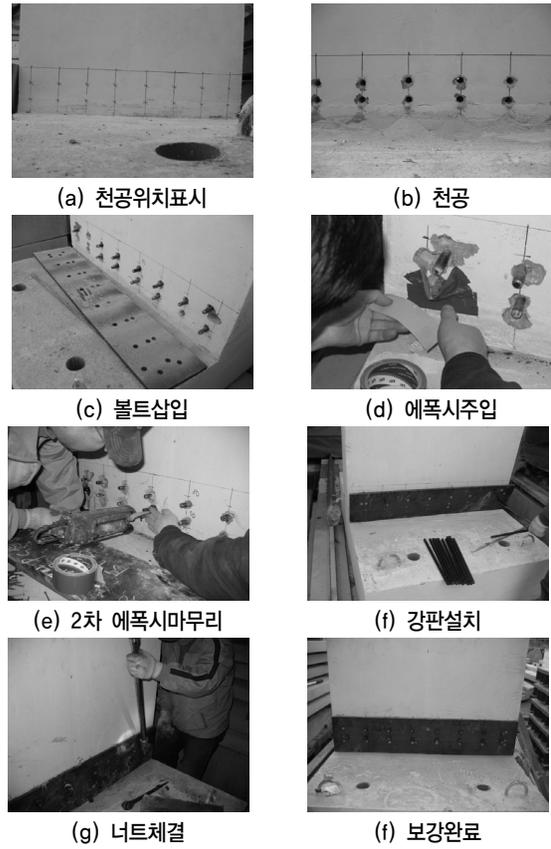


〈그림 4〉 강판과 볼트에 의한 보강공법

그러나 이 방법들은 원형단면이나 변장비가 크지 않은 사각형단면에 유용하지만 벽식 교각과 같이 단면 폭이 큰 경우에 섬유나 강판에 의한 구속효과를 기대하기 어렵다. 그림 3(c)의 콘크리트의 단면 확대방안은 소성힌지영역의 단면 증가로 인해 교각의 휨 강도가 증가한다. 교각의 휨강도가 증가하면 기초가 교각의 휨 파괴보다 먼저 발생하거나, 교각의 전단 파괴와 같은 취성파괴를 유발할 수 있다. 따라서 이 방법을 벽식 교각에 적용한다면 기초의 보강에 많은 비용이 소요되는 비경제적인 방안이 될 수 있다. 그 이유는 대부분의 기존 비내진 벽식 교각은 기초의 횡방향 저항능력이 매우 미미하므로, 단면 확대 보강공법을 채택하면 기초의 보강도 필연적으로 필요하기 때문이다. 따라서 경제적으로 벽식 교각을 보강하려면 연성 능력은 향상되지만 휨 강도가 증가되지 않는 방법이 바람직하다. 이러한 바람직한 보강방안의 하나로써 그림 4와 같이 강판과 볼트의 체결력에 의한 구속력으로 벽식 교각 하단부의 겹침이음부를 보강하여 축방향철근의 슬립현상을 방지함으로써 연성능력을 증진시키는 방법을 선택하였다.

표 2의 다섯 번째 실험체 PW-L-150-R는 세 번째 실험체 PW-L-150과 동일 실험체를 강판으로 보강한 실험체이다. 이 실험체를 통하여 강판과 볼트의 체결력을 이용한 보강효과를 확인함으로써, 벽식 교각의 보강방법으로 바람직한 방법인지를 파악하고자 하였다.

실험체의 보강은 다음과 같은 순서로 수행하였다. 먼저 겹침이음이 있는 구간에 볼트체결을 위한 천공 위치를 표시하고 축방향철근과 띠철근의 손상을 방지하도록 천공하였다. 수평 천공 간격은 축방향철근의 간격과 같은 140mm로 하였고, 수직방향으로는 축방향철근의 겹침이음 구간 220mm를 3등분 한 위치를 택하여 2열로 천공하였다. 천공 후에는 각 구멍에 볼트를 삽입하고 빈 공간을 채우기 위해 에폭시를 주입하였다. 벽체와의 유격을 방지하기 위하여 2차로 에폭시를 주입하고 마무리한 후 강종 SM400의 두께 15mm, 높이 250mm, 폭 1200mm인 강판을 설치하였다. 그 후 M16 고장력 볼트에 너트를 체결하여 구속력을 도입하였다. 구속력은 모든 축방향철근의 항복력에 해당하는 200kN이 작용



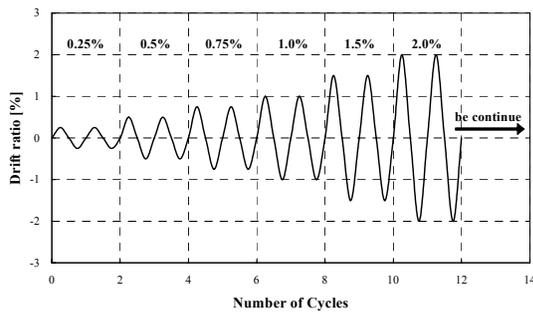
〈그림 5〉 실험체 보강작업 광경 및 순서

하도록 볼트 하나당 12.5kN을 목표로 하였으나 정확한 구속력을 측정할 수 없었다. 따라서 이 실험체는 강판과 볼트의 체결력을 이용한 보강효과의 가능성을 확인하기 위한 용도로 사용되었다. 보강작업순서는 그림 5에 나타내었다.

### 3.3 재료시험 및 재하실험

실험체 제작에 사용된 재료에 대하여 시험을 수행하였다. 콘크리트는 원주형 공시체(φ100×200mm)를 제작하여 재하 시험 시점에 KS F 2403, 2405에 따라 1000kN 용량의 UTM을 사용하여 압축강도 시험을 수행하였다. 공시체는 기둥부분 3개, 기초부분 3개로 총 6개를 시험하였다. 시험 결과 압축강도는 기둥부분이 22.3~23.4MPa로 평균 23MPa 이었고, 기초부분이 17.6~18.7MPa로 평균 18.3MPa이었다. 철근 인장시험은 KS B 0802에 따라 200kN 용량의 UTM을 사용하였다. 인장시험결과, 띠철근으로 사용된 D10의 항복강도는 407~416MPa로 평균 409MPa이었으며, 축방향철근으로 사용된 D13의 항복강도는 393~406MPa로 평균 400MPa이었다.

재하실험은 횡하중을 반복 가력하는 준정적(Quasi-static) 실험을 수행하였다. 이때 축력이 작용하는 경우에 축방향철근의 부착슬립파괴가 지체될 수 있으므로, 가장 취약한 상



〈그림 6〉 하중 재하형태

태를 유도하기 위하여 축력을 가하지 않은 상태에서 반복 횡하중을 가하였다.

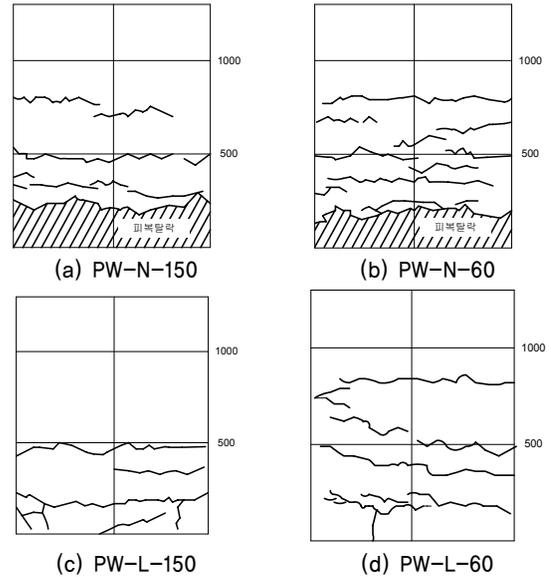
횡하중은 최대변위용량이  $\pm 300\text{mm}$ 인 500kN 용량의 가력기(Actuator)를 사용하였으며, 하중재하방식은 변위제어 방식을 사용하였다. 횡변위를 기둥높이에 대한 비율(Drift Ratio, 드리프트 비)로 표현할 때, 교각의 항복변위 값이 일반적으로  $\pm 0.5\% \sim \pm 1.0\%$ 인 점을 감안하여 첫 번째 가력을  $\pm 0.25\%$ 로 하고,  $\pm 0.5\%$  부터는  $\pm 0.5\%$ 씩 증가시키면서 그림 6과 같이 실험을 수행하였다. 드리프트 비  $\pm 3.0\%$  부터는 교각이 파괴에 이를 때까지  $\pm 1.0\%$ 씩 증가시키며, 각 드리프트 비마다 2 cycle씩 반복 가력하였다.

#### 4. 실험결과 및 분석

##### 4.1 균열 및 파괴거동

겹침이음이 없는 실험체 PW-N-150과 PW-N-60은 모두 전형적인 휨 파괴 거동을 보였다. 두 실험체 모두 벽체 하단에서 500mm 떨어진 위치부터 초기 수평균열이 발생하였고 횡변위 증가에 따라 벽체하단부에 수평균열이 추가 발생하였다. 횡변위 22.5mm(drift 1.5%) 이후에는 추가균열이 발생하지 않았다. 횡변위 75mm(drift 5%) 이후 벽체하단 소성흔지 부분의 피복이 탈락하기 시작하였고, 피복이 탈락한 후 축방향철근이 좌굴되었다. 그 후 축방향철근은 압축과 인장이 반복되다가 인장력이 작용할 때 파단되었다. 띠철근의 간격이 60mm인 PW-N-60 실험체는 횡변위가 증가하면서 다수의 축방향철근이 동시에 파단된 반면, 띠철근의 간격이 150mm인 PW-N-150 실험체는 횡변위가 증가하면서 축방향철근이 하나씩 순차적으로 파단되는 현상을 보였다. 이것은 띠철근의 간격이 큰 경우 횡구속 효과가 균일하지 못해서 보이는 현상으로 판단된다.

축방향철근이 벽체 하단에서 겹침이음된 PW-L-150과 PW-L-60 실험체의 초기 수평균열도 겹침이음이 없는 실험체와 동일하게 벽체 하단에서 500mm 떨어진 위치에서 발



〈그림 7〉 실험체 균열도

생하였다. 횡변위 30mm(drift 2%) 이후는 겹침이음된 축방향철근에 슬립이 발생하여 벽체와 기초의 접촉면에 발생한 균열 부분에서 기초로부터 연장되어 벽체로 정착된 다우얼 철근이 벽체 단면에서 뽑히는 현상을 육안으로 확인할 수 있었으며, 피복탈락은 발생하지 않았다.

그림 7의 (c)와 (d)에 나타난 바와 같이, 띠철근 수직간격이 150mm인 PW-L-150 실험체는 벽체 하단과 500mm 높이인 위치 사이에 균열이 집중된 반면, 띠철근 간격이 60mm인 PW-L-60 실험체는 겹침이음이 없는 PW-N-150과 PW-N-60 실험체와 유사하게 800mm 높이까지 균열이 발생되었다. 이것은 축방향철근 겹침이음부에 대한 띠철근의 구속효과가 작은 경우에는 축방향철근 겹침이음부의 슬립에 의하여 벽체의 휨 변형이 상대적으로 적게 발생하였다는 것을 의미하며, 띠철근이 증가된 경우에는 축방향철근 겹침이음부의 슬립 및 부차파괴가 지체되어 벽체의 휨 변형이 상대적으로 크게 발생하였다는 것을 의미한다. 그러나 축방향철근이 벽체 하단에서 겹침이음된 경우에는 띠철근량을 증가시킴으로써 강도 저하의 시점을 다소 늦출 수는 있으나 궁극적으로 부차파괴를 방지할 수는 없음을 확인하였다.

##### 4.2 횡하중-변위 이력곡선

그림 8은 각 실험체의 횡하중-변위 이력곡선을 나타낸다. 축방향철근에 겹침이음이 없는 PW-N-150과 PW-N-60 실험체는 축방향철근의 파단으로 최대하중이 감소하기 직전까지 강도를 유지하는 내진 성능을 확인할 수 있었다. 띠철근의 수직간격이 150mm인 실험체는 축방향철근이 하나씩

순차적으로 파단되면서 그림 8(a)와 같이 최대하중이 점차 감소한 반면, 띠철근 수직간격이 60mm인 실험체는 축방향 철근이 동시에 파단되어 그림 8(b)와 같이 최대하중이 급격히 감소하였다.

축방향철근이 겹침이음된 PW-L-150과 PW-L-60 실험체는 겹침이음부의 슬립으로 휨강도 성능이 발휘되지 못하여, 그림 8(c)와 (d)와 같이 슬립이 일어난 후 횡하중이 급격히 감소하였다. 이때 횡하중의 미는 방향(push)과 당기는 방향(pull)의 이력곡선은, 축방향철근에 겹침이음이 없는 실험체는 대칭으로 나타나지만, 겹침이음이 있는 실험체는 대칭을 이루지 않는다.

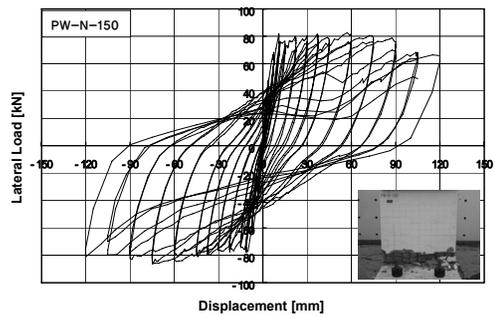
그 이유는, 미는 방향(push) 가력에서 인장력을 받는 축방향철근에 슬립이 발생하면, 당기는 방향(pull) 가력 때 이미 슬립이 발생하였던 철근이 압축응력상태가 되고 인장력을 받게 되는 철근은 아직 슬립이 발생하지 않은 상태로서 단면의 대칭성을 상실하기 때문인 것으로 판단된다. 이 실험에서는 횡하중을 가력할 때 미는 방향(push) 가력을 먼저 하였기 때문에 그림 8(c)와 (d)에 나타난 바와 같이, 두 실험체 모두 미는 방향(push) 가력(그림에서 오른쪽 방향 변위)에서 겹침이음된 축방향철근의 슬립이 먼저 발생하여 횡하중이 감소하기 시작하는 변위가 당기는 방향(pull) 가력(그림에서 왼쪽 방향 변위)에서의 횡하중이 감소하기 시작하는 변위보다 작다.

횡하중 감소 변위에 대한 성능평가를 보수적으로 하여 미는 방향(push) 가력에서의 횡하중 감소 변위를 비교하면, PW-L-150 실험체는 변위 20mm(drift 1.3%) 이후에 횡하중이 감소된 반면, 띠철근의 수직간격이 60mm로 150mm 간격보다 철근량이 2.5배(겹침이음 구간 내의 띠철근 수는 2배)인 PW-L-60 실험체는 하중 감소가 지체되어 변위 30mm(drift 2%) 이후에 횡하중이 감소하였다.

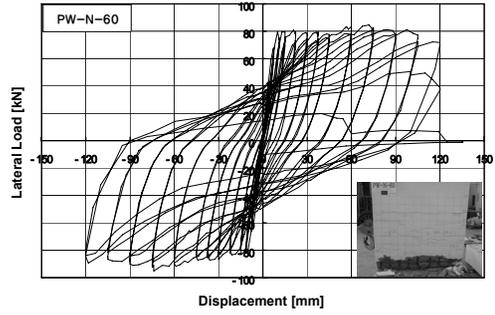
### 4.3 횡하중-변위 포락선

그림 9는 하중-변위 이력곡선 중 각 변위에서의 최대하중을 연결한 포락선을 구하고 주요 변수별로 비교한 것이다.

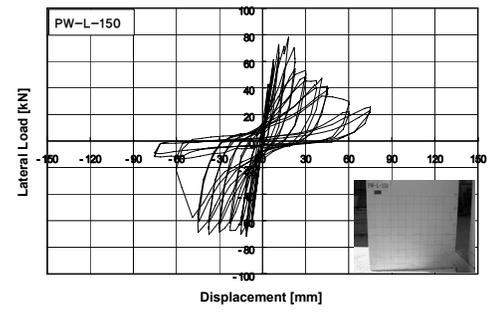
그림 9(a)는 겹침이음이 없는 단일 축방향철근 실험체의 포락곡선으로서, 띠철근량이 2.5배인 PW-N-60 실험체와 PW-N-150 실험체의 항복변위는 동일하지만, PW-N-60 실험체가 PW-N-150 실험체보다 횡하중 강도가 더 크고 미는 방향(push)에서 극한변위가 더 크다는 것을 보여준다. 그림 9(b)는 띠철근 수평간격이 60mm로 동일한 두 실험체의 포락선으로서, 축방향철근이 겹침이음된 PW-L-60 실험체가 PW-N-60 실험체보다 더 작은 변위에서 횡하중이 급격히



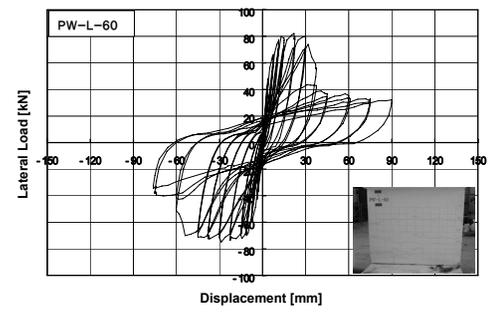
(a) PW-N-150



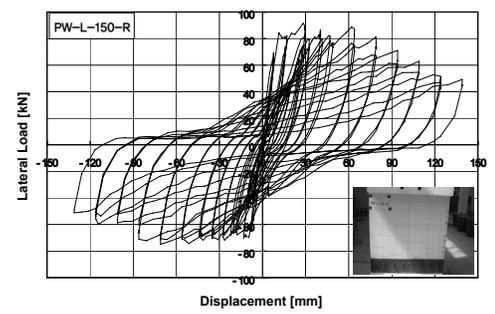
(b) PW-N-60



(c) PW-L-150

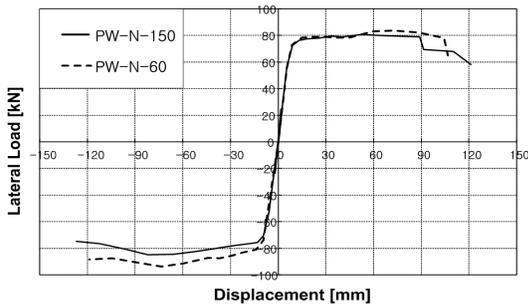


(d) PW-L-60

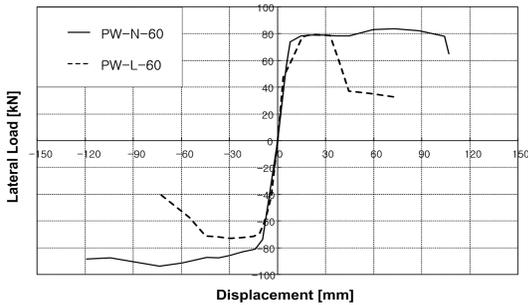


(e) PW-L-150-R

<그림 8> 횡하중-변위 이력곡선



(a) 단일 축방향철근 벽식 교각의 포락선



(b) 축방향철근 겹침이음 유무에 따른 포락선

〈그림 9〉 횡하중-변위 포락선

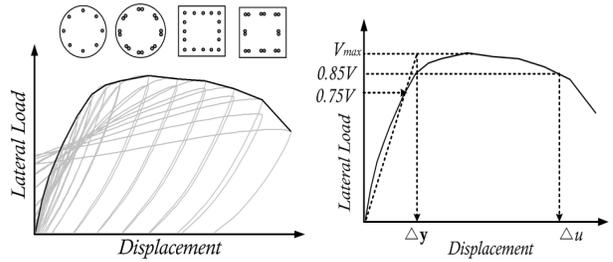
감소함을 나타내며, 미는 방향(push)에서 항복변위에 도달하기 전에 기울기가 국부적으로 감소함을 나타낸다.

### 5. 벽식 교각의 내진성능 평가

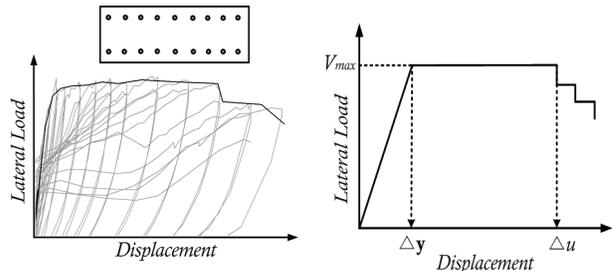
교각의 내진성능으로는 연성 능력이 가장 중요하므로, 변위연성도를 중심으로 내진성능을 평가하였다.

#### 5.1 항복변위 및 극한변위의 정의

항복변위와 극한변위를 결정하는 방법은 여러 가지가 제안되었으나, Park<sup>(9)</sup>과 Priestley et al.<sup>(10)</sup>이 제안한 방법이 국내외에서 가장 많이 사용되고 있다. 즉, 그림 10과 같이 최대 하중  $V_{max}$ 를 결정하고  $0.75 V_{max}$ 에 해당하는 하중과 포락선이 만나는 교점을 찾은 후, 원점과 그 교점을 연결한 연장선에서  $V_{max}$ 의 수평선과 만나는 교점을 항복 변위로 결정한다. 이러한 방법으로 항복변위를 결정하는 이유는 일반적인 철근콘크리트 기둥의 경우, 실험결과인 포락선에서 항복점이 뚜렷하게 나타나지 않기 때문이다. 즉, 일반적으로 많이 사용되는 원형 또는 사각형 철근콘크리트 기둥의 경우, 횡하중의 증가에 따라 인장변형률이 가장 큰 최 외단 철근부터 항복을 시작하여 그 다음 외단 위치의 철근으로 항복이 진행하기 때문에 뚜렷한 항복점이 나타나지 않고 곡선으로 나타난다. 따라서 항복점이 뚜렷하게 나타나지는 않지만 연성도의 평가에 꼭 필요한 항복점을 결정하기 위하여 이와



〈그림 10〉 원형 및 사각형 단면의 항복변위 및 극한변위



〈그림 11〉 단일 축방향철근 벽식 교각의 항복변위 및 극한변위

같은 방법을 적용하는 것이다.

그러나 벽식 교각과 같이 교축직각방향의 폭이 크고 축방향철근이 단면폭 방향으로 표면 가까이 2열로 배치되는 경우, 약축 방향으로 지진하중이 작용하면 동일 선상의 축방향철근이 같은 압축변형률이나 인장변형률을 갖게 된다. 따라서 인장철근이 모두 동시에 항복하므로, PW-N-150 실험체의 실험 결과를 나타내는 그림 11과 같이 비교적 뚜렷한 항복점을 육안으로 판별할 수 있다. 결국 약축 방향으로 횡하중을 받는 벽식 교각에 대하여는 Park<sup>(9)</sup>과 Priestley et al.<sup>(10)</sup>이 제안한 방법을 적용할 필요가 없다고 할 수 있으며, 이 방법이 오히려 왜곡된 분석결과를 제공할 수 있다고 판단된다. 따라서 5.2의 실험체에 대한 변위연성도 평가에서 항복점의 결정방법에 따른 차이점을 비교 분석하였다.

일반적으로 실험결과를 분석할 때, 그림 10에 나타난 바와 같이 횡하중이 최대에 도달한 후 하강하는 횡하중-변위 포락곡선 상에서  $0.85 V_{max}$ 에 해당하는 변위를 극한변위로 결정하는 방법<sup>(9),(10)</sup>을 가장 많이 적용한다. 이러한 방법으로 극한변위를 결정하는 이유도 역시 극한점이 뚜렷하게 나타나지 않고 포락선이 곡선으로 하강하는 경우가 많기 때문이다. 즉, 일반적으로 많이 사용되는 원형 또는 사각형 철근콘크리트 기둥의 경우, 심부구속효과의 저하로 횡하중이 감소하는 경우에 완만한 곡선으로 포락선이 하강한다. 또 축방향철근이 파단되어 횡하중이 감소할 때에도 완만한 곡선으로 포락선이 하강하는 경우가 많은데, 이는 그림 10과 같이 축방향철근이 단면전체에 균등하게 배치되어 파단이 일어날 때에도 최 외단 철근부터 순차적으로 일어나기 때문이다. 특히 많은 수의 축방향철근이 원형단면에 배치된 경우에는

이러한 현상이 크게 나타난다.

그러나 약축 방향으로 지진하중이 작용하는 벽식 교각은 축방향 인장철근이 모두 동시에 파단되거나(그림 8(b)의 PW-N-60 실험체) 약간의 시차를 두고 파단되므로(그림 8(a)의 PW-N-150 실험체), 비교적 뚜렷한 극한점을 육안으로 판별할 수 있다. 따라서 5.2의 실험체에 대한 변위연성도 평가에서 극한점의 결정방법에 따른 차이점을 비교 분석하였다.

축방향철근이 겹침이음된 교각에 대하여, 한국시설안전공단 2004년도 “기존교량의 내진 성능 평가 및 향상요령”<sup>(2)</sup>과, 한국도로공사의 2006년도 “고속도로 내진설계 미반영 교량의 내진보강설계지침”<sup>(3)</sup>은 표 3과 같은 해석지침을 제시하고 있다. 이 두 기관의 해석지침은 동일한 해석방법을 사용하도록 하고 있으나, 해석에 적용하는 콘크리트 극한변형률과 해석결과로 얻은 변위연성도의 제한은 상이한 값을 제시하고 있다. 그 이유는, 한국시설안전공단은 주로 사각형 기둥에 대한 실험결과를 기본으로 하였고, 한국도로공사는 원형 기둥에 대한 실험결과를 기본으로 하여, 단면 형상에 따른 축방향철근의 부착슬립 거동 특성이 반영되었기 때문이다.

전술한 바와 같이 축방향철근이 겹침이음된 벽식 교각에 약축 방향으로 지진하중이 작용하는 경우의 거동은 원형 또는 사각형 기둥과는 다른 하중-변위 특성을 보인다. 따라서 현재의 해석지침을 벽식 교각에도 적용하는 것이 합리적인지 검토하기 위하여 일반적으로 많이 사용하는 항복변위와 극한변위의 결정방법을 검토할 필요가 있다.

축방향철근의 겹침이음이 있는 PW-L-150과 PW-L-60 실험체의 경우, 단일 철근을 사용한 실험체의 항복변위보다

작은 변위가 발생한 상태에서 축방향철근에 슬립이 발생하여 포락선의 기울기가 감소하였다(그림 12). 따라서 축방향철근의 슬립을 한계상태로 보지 않는다면, 단일 철근을 사용한 실험체의 항복변위를 기준으로 하여 그림 12에 나타난 극한변위로 변위연성도를 평가할 수 있을 것이다. 그러나 축방향철근의 슬립을 한계상태로 본다면 그림 12에 나타난 극한변위는 의미가 없으므로 변위연성도는 1.0 이하로 평가할 수 있을 것이다. 따라서 5.2의 실험체에 대한 변위연성도 평가에서 이를 비교 분석하였다.

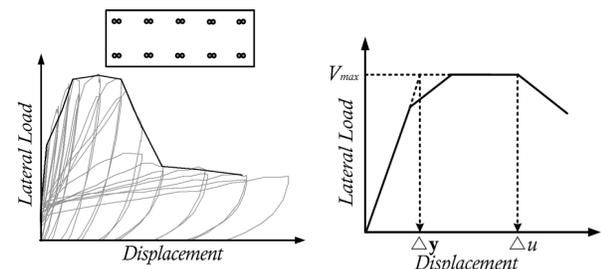
5.2 단일 축방향철근 실험체의 변위연성도

구조물의 소성변형 능력을 나타내는 변위연성도는 항복변위에 대한 극한변위의 비( $\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y$ )로 정의된다. 이때 항복변위와 극한변위의 결정방법에 따라 변위연성도의 값이 차이를 보이게 된다. 표 4는 겹침이음이 없는 단일 축방향철근 실험체의 실험결과를, Park<sup>(9)</sup>과 Priestley et al.<sup>(10)</sup>이 제안한 방법에 따라 75% 횡하중으로 결정한 항복변위와 최대하중 이후 85% 횡하중으로 결정한 극한변위를 나타내며, 이에 근거한 변위연성도를 나타낸다. 표 5는 5.1에서 제안한 방법에 따라 그림 11과 같이, 횡하중-변위 포락곡선에서 기울기가 급격히 변하는 변곡점을 육안으로 판별하여 항복점으로 선정하고, 횡하중이 급격히 감소하는 점을 극한점으로 결정하여 이에 근거한 변위연성도를 나타낸다.

표 4에 나타난 바와 같이, 일반적인 방법을 적용한 변위연성도는 PW-N-150 실험체가 14.1과 12.4로 평균 13.3이며, PW-N-60 실험체가 13.8과 10.0으로 평균 11.9이다. 이 값은 보강띠철근이 배치되지 않고 매우 적은 양의 띠철근이 배치된 철근콘크리트 기둥에 대한 실험결과로는 지나치게

〈표 3〉 축방향 겹침이음이 있는 교각의 해석지침

구분	성능해석 방법	콘크리트 극한변형률	최대 변위 연성도
한국시설 안전공단	콘크리트와 철근의 응력-변형률 곡선을 적용한 비선형 성능해석	0.002	1.5
한국도로 공사	콘크리트와 철근의 응력-변형률 곡선을 적용한 비선형 성능해석	0.003	1.8



〈그림 12〉 축방향철근이 겹침이음된 벽식 교각의 거동

〈표 4〉 75% 횡하중과 85% 횡하중으로 결정한 항복변위와 극한 변위 및 변위연성도(일반적인 방법)

실험체명	항복변위 [mm]	극한변위 [mm]	변위 연성도	평균 변위연성도	
PW-N-150	PUSH	8.3	117.0	14.1	13.3 ± 0.85
	PULL	10.2	126.0	12.4	
PW-N-60	PUSH	8.5	117.0	13.8	11.9 ± 1.9
	PULL	12.0	120.0	10.0	

〈표 5〉 변곡점으로 결정한 항복변위와 극한변위 및 변위연성도

실험체명	항복변위 [mm]	극한변위 [mm]	변위 연성도	평균 변위연성도	
PW-N-150	PUSH	11.0	90.0	8.2	8.1 ± 0.1
	PULL	11.3	90.0	8.0	
PW-N-60	PUSH	10.9	105.0	9.6	9.7 ± 0.15
	PULL	12.0	119.0	9.9	

큰 값이라고 할 수 있다. 그 이유는 75% 횡하중으로 항복변위를 결정하여 항복변위가 실제보다 작게 평가되었고, 극한변위도 85% 횡하중으로 결정하여 축방향철근이 파단된 변위보다 크게 평가되었기 때문이다. 또 이와 같은 방법을 적용한 결과, 미는 방향(push)과 당기는 방향(pull)에 대한 평가 결과의 편차가 커서, 두 실험체의 변위연성도 평균값 13.3과 11.9에 각각  $\pm 0.85$ 와  $\pm 1.9$ 의 편차를 나타낸다.

제한하는 방법을 적용한 경우에는 표 5에 나타난 바와 같이, 변위연성도가 PW-N-150 실험체의 경우 8.2와 8.0으로 평균 8.1이며, PW-N-60 실험체의 경우 9.6과 9.9로 평균 9.7이다. 이 값은 일반적인 방법을 적용한 경우의 변위연성도에 비하여 작은 값으로, 비내진 교각에 대한 평가방법으로 더 합리적이고 안전측인 결과를 제공한다고 판단된다. 또 미는 방향(push)과 당기는 방향(pull)에 대한 평가결과의 편차가 작아서, 두 실험체의 변위연성도 평균값 8.1과 9.7에 각각  $\pm 0.1$ 과  $\pm 0.15$ 의 편차를 나타낸다. 이 편차는 일반적인 방법을 적용한 경우의 변위연성도 편차  $\pm 0.85$ 와  $\pm 1.9$ 에 비하면 매우 작은 편차라고 할 수 있다.

**5.3 겹침이음 축방향철근 실험체의 변위연성도**

축방향철근이 벽체 하단에서 겹침이음된 PW-L-150과 PW-L-60 실험체는 4.1과 5.1에서 언급한 바와 같이, 표 5의 항복변위보다 작은 변위에서 겹침이음부 축방향철근에 슬립이 발생하였다. 연성도 평가에 있어서, 이 슬립현상을 어떤 형식으로 반영하느냐에 따라 평가결과가 달라진다.

즉, 그림 9(b)와 그림 12에 나타난 바와 같이 축방향철근의 슬립이 발생하더라도, 제한적이긴 하지만 겹침이음이 없는 실험체와 동일한 횡하중을 유지하다가 횡하중이 감소하므로 겹침이음이 없는 실험체에 적용하는 방법을 그대로 적용할 수 있을 것이다. 이것은 축방향철근의 슬립을 한계상태로 보지 않는 경우인데, 그 평가결과는 표 6과 같다. 여기서 겹침이음이 없는 실험체와의 비교를 위한다면, 항복변위로 동일한 값을 적용하는 것이 합리적일 것이다. 따라서 표 5의 겹침이음이 없는 실험체의 항복변위인 11.0, 11.3,

10.9, 12.0mm의 평균값인 11.3mm를 기준으로 하였다.

이 경우, 4.2절에 언급한 바와 같이 축방향철근 슬립 발생의 순서에 따라 미는 방향(push)과 당기는 방향(pull)의 거동이 다르므로, 변위연성도가 PW-L-150 실험체는 1.6과 4.0으로 평균 2.8이고, PW-L-60 실험체는 2.7과 4.0으로 평균 3.4이다. 여기서 최소값을 기준으로 내진성능평가를 수행하는 것이 안전측이고 합리적이므로, 두 실험체의 변위연성도는 각각 1.6과 2.7이라고 할 수 있다.

그러나 축방향철근의 슬립을 한계상태로 보지 않고 기존 방법을 적용한 변위연성도 1.6과 2.7은, 축방향철근이 동시에 슬립 되지 않는 원형 기둥이나 사각형 기둥의 실험결과를 기초로 한 한국시설안전공단과 한국도로공사의 성능평가지침인 최대 허용 변위연성도 1.5 또는 1.8에 비하면 안전측의 평가라고는 할 수 없다. 따라서 기존 방법을 적용하는 것과 달리, 겹침이음이 없는 실험체와 동일한 횡하중을 유지했다라도 이미 축방향철근의 슬립이 발생하였다면, 이를 한계상태로 보는 것이 타당하다는 의견이 있다. 이 경우에는 변위연성도의 평가가 의미가 없으며, 변위연성도를 1.0 이하라고 평가하는 것이 타당할 것이다.

축방향철근이 벽체 하단에서 겹침이음된 상태로 이미 시공된 벽식 교각에 대하여 내진성능 및 연성도를 평가할 때, 이와 같이 두 가지 다른 평가개념 중 어떤 것을 선정하느냐는 공학적 합리성과 내진보강의 경제성 등을 기초로 기술자들 간의 합의가 필요한 사항이라고 판단된다. 다만 안전측인 평가를 기본 개념으로 한다면, 모든 축방향철근이 벽체 하단에서 겹침이음된 상태로 시공된 벽식 교각의 연성도는 1.0으로 판정하는 방안을 채택할 수 있을 것이다.

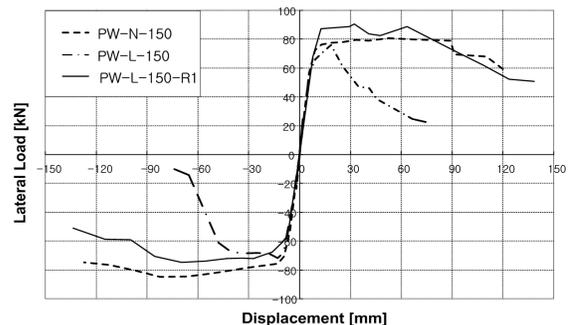
**5.4 보강 실험체의 변위연성도 및 보강효과**

축방향철근이 겹침이음된 PW-L-150과 동일한 실험체를 강판과 볼트로 보강한 PW-L-150-R 실험체의 하중-변위곡선을 그림 13에 실선으로 나타내었다. 보강한 실험체는 하

〈표 6〉 철근 슬립을 한계상태로 보지 않는 경우의 변위연성도

실험체명	항복변위* [mm]	극한변위 [mm]	변위 연성도	평균 변위연성도
PW-L-150	PUSH (11.3)	18.2	(1.6)	(2.8 ± 1.2)
	PULL (11.3)	45.1	(4.0)	
PW-L-60	PUSH (11.3)	30.0	(2.7)	(3.4 ± 0.65)
	PULL (11.3)	45.0	(4.0)	

\* 겹침이음이 없는 실험체의 평균 항복변위



〈그림 13〉 보강효과 검토를 위한 포락선 비교

〈표 7〉 보강실험체의 성능 비교

실험체명		항복변위 [mm]	극한변위 [mm]	변위 연성도	평균 변위연성도
PW-N-150	PUSH	11.0	90.0	8.2	8.1 ± 0.1
	PULL	11.3	90.0	8.0	
PW-L-150	PUSH	(11.3)	18.2	(1.6)	(2.8 ± 1.2)
	PULL	(11.3)	45.1	(4.0)	
PW-L-150-R	PUSH	11.3	79.0	7.0	6.7 ± 0.4
	PULL	11.3	71.0	6.3	

중·변위 포락곡선 상에서 변곡점의 항복변위가 뚜렷이 나타났으며 연성능력이 크게 향상되었다. 즉, 당기는 방향(pull)에서는 단일 축방향철근을 사용한 PW-N-150 실험체보다 다소 작은 횡하중으로 큰 변위까지 강도가 유지되다가 하강하지만, 미는 방향(push)에서는 PW-N-150 실험체보다도 큰 횡하중으로 큰 변위까지 강도가 유지되다가 하강하였다.

실험을 수행하는 동안에 철판으로 보강한 부분 내부의 변화를 육안으로 관찰할 수 없었으나, 포락선의 형태로 보아 축방향철근 겹침이음부의 슬립 및 부차파괴의 진행을 완벽히 방지하지는 못하여 변위증가에 따라 횡하중이 서서히 감소한 것으로 추측된다. 5.2에서 제안한 방법에 따른 보강 실험체의 분석결과는 표 7에 나타나 있으며, 보강 전의 PW-L-150와 겹침이음이 없는 PW-N-150 실험체와 비교된다. 보강 실험체의 항복변위는 단일 축방향철근의 실험체의 평균값과 동일하게 11.3mm으로 나타났으며, 변위연성도는 7.0과 6.3으로 평균 6.7을 나타내었다. 이 값은 PW-N-150 실험체의 변위연성도 8.1에는 못 미치지만, 보강 전 실험체 PW-L-150의 변위연성도 2.8보다는 크게 증가한 것이다.

이와 같은 결과로, 축방향철근의 겹침이음부에 강판과 볼트로 구속력을 주는 경우 겹침이음부의 슬립을 지체시킬 수 있다는 것을 의미하므로, 휨강도를 증가시키지 않고 연성능력만을 증가시키는 보강효과를 확인할 수 있었다. 그러나 이 방법을 적용하여 보강설계와 보강작업을 수행하려면 강판의 두께나 면적, 볼트의 배치형태 및 체결력 등을 결정하는 세부 지침을 도출하기 위한 추가 연구가 필요할 것이다.

6. 결론

내진설계 되지 않은 벽식 교각의 약축 방향 준정적 실험 결과와 분석 결과로 얻은 결론은 다음과 같다.

1. 단일 축방향철근을 사용한 실험체는 원형이나 사각형 기둥과는 달리 항복점이 뚜렷하게 나타났으므로, 이 점을 기준으로 연성도를 평가하는 것이 합리적이다.

2. 보강띠철근 없이 띠철근을 수직간격 150mm와 60mm로 배치하여, 현행 도로교 내진설계기준의 심부구속철근량보다 매우 적은 양이 배치된 경우라도 단일 축방향철근을 사용한 실험체는 각각 8.1과 9.7의 변위연성도를 나타냄으로써 매우 큰 연성능력을 보였다.
3. 축방향철근이 겹침이음된 실험체는 항복변위보다 작은 변위에서 겹침이음부 축방향철근에 슬립이 발생하였으며, 최대 하중 이후 급격히 횡하중이 감소하였다.
4. 축방향철근이 겹침이음된 실험체에 대하여, 축방향철근의 슬립을 한계상태로 보지 않는 경우에는 띠철근 간격이 150mm와 60mm인 시험체가 각각 1.6과 2.7의 변위연성도를 보이지만, 축방향철근의 슬립을 한계상태로 보는 경우 변위연성도는 1.0 이하라고 평가할 수 있다. 이미 시공된 벽식 교각에 대하여 내진성능을 평가할 때, 이와 같이 두 가지 다른 평가개념 중 어떤 것을 선정하느냐는 공학적 합리성과 내진보강의 경제성 등을 기초로 기술자들 간의 합의가 필요한 사항이라고 판단된다.
5. 축방향철근의 겹침이음부에 강판과 볼트로 구속력을 준 실험체는 보강 전의 변위연성도 2.8이 보강 후 6.7로 향상됨으로써, 휨강도를 증가시키지 않고 연성능력만을 증가시키는 보강효과를 확인하였다. 이 방법을 적용하여 보강설계를 수행하려면, 강판의 두께나 면적, 볼트의 배치형태 및 체결력 등을 결정하는 세부 지침을 도출하기 위한 추가 연구가 필요할 것이다.

감사의 글

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

참고 문헌

1. 한국건설기술연구원, “사회기반 시설물의 내진성능향상 기술 개발,” 2000.
2. 한국시설안전공단, “기존교량의 내진성능평가 및 향상요령,” 국토해양부, 2004.
3. 한국도로공사, “고속도로 내진설계 미반영 교량의 내진보강 설계지침,” 2004, 2006.
4. 김재관, 김익현, 임현우, 전귀현, “비내진 상세 기준 RC 교각의 비선형 내진 거동 특성 및 내진성능,” 한국지진공학회 춘계 학술발표회 논문집, 327-335, 2004. 3.
5. 이재훈, 손혁수, 고성현, “축방향철근 연결상세에 따른 철근콘크리트 원형교각의 내진성능,” 한국콘크리트학회논문집, 제 16권 2호, 249-260, 2004. 3.

6. 정영수, 박창규, 이은희, “형상비 2.5 RC 교각의 내진곡률연성도,” 한국지진공학회 논문집, 제8권, 3호, 1-11, 2004.
7. 박창규, 정영수, 고성현, 이재훈. “주철근 겹침이음된 실물교각의 횡구속 정도에 따른 내진 성능 평가,” 한국콘크리트학회 논문집, Vol.16, No. 5, 687-696, 2004.
8. 건설부, 대한토목학회, 도로교표준시방서, 1992.
9. Park, R., Ductility of Structural Concrete, IABSE Colloquium, Stuttgart, 1991.
10. Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons, New York, USA, 1996.