

# 축방향철근 겹침이음길이에 따른 RC원형 교각의 거동특성

## - 실험적 연구 -

### Seismic Behavior of Circular Sectional RC Bridge Columns with Various Lap-splice Lengths

### - An Experimental Study -

김익현<sup>1)\*</sup> · 선창호<sup>1)</sup> · 이승화<sup>1)</sup> · 박광순<sup>2)</sup> · 서형열<sup>2)</sup>

Kim, Ick Hyun<sup>1)\*</sup> · Sun, Chang Ho<sup>1)</sup> · Lee, Seung Hwa<sup>1)</sup> · Park, Kwang Soon<sup>2)</sup> · Seo, Hyeong Yeol<sup>2)</sup>

<sup>1)</sup>울산대학교 건설환경공학부, <sup>2)</sup>한국시설안전공단

<sup>1)</sup>University of Ulsan, <sup>2)</sup>Korea Infrastructure Safety Corporation

#### / A B S T R A C T /

It is known that seismic performance of existing bridges having insufficient lateral confinements and lap-splices of longitudinal reinforcements at the base of column decreases dramatically. In this study, small-scaled model tests have been performed to confirm the seismic behaviors of RC bridge piers with various lap-splice lengths. The 8 test models have circular section with diameters of 0.65 m, 0.8 m, 1.0 m, and lap-splice lengths of B-class or C-class. The test results show that the failure modes of models are not depending on the lap-splice length itself but depend on the ratio of lap-splice length to diameter, and that the displacement ductility is also affected by this ratio.

**Key words:** Lap-splice, Existing piers, Seismic performance, Displacement ductility

## 1. 서론

RC 교각의 내진성능은 축방향철근의 겹침이음과 심부콘크리트를 횡구속하는 횡철근 양에 따라 크게 차이가 나타난다. 횡철근이 충분하지 않은 교각의 경우 교각의 하단부에 축방향철근이 겹쳐 이어져 있으면 불충분한 횡구속에 의해 교각이 충분한 연성을 발휘하기 전에 겹침이음부의 조기 부착 파괴가 발생한다. 우리나라의 경우 내진설계가 도입되기 전인 1992년 이전에 설계된 교량의 경우, 교각을 압축부재로 간주하여 축방향철근의 겹침이음길이는 압축철근의 겹침이음길이를 적용하였을 것으로 판단되며 모든 축방향철근은 교각의 하단영역에서 겹침이음 되었을 것으로 추정된다. 1992년 이후 내진설계가 적용된 교량에서는 교각을 인장부재로 간주하여 인장철근의 겹침이음길이를 적용하였을 것이며 축방향철근의 겹침이음 비율도 100%(모든 철근이 겹침이음 됨) 또는 50%(하나 걸러서 겹침이음 됨)

를 적용하였을 것으로 추정된다. 이와 같이 축방향철근이 하단부에 겹쳐 이어져 있는 기둥의 거동특성에 대해서는 국내외적으로 다수의 연구가 수행된 바 있다. 이러한 국내의 연구결과를 근거로 현행 “기존 시설물(교량) 내진성능평가요령(2011)”[1]에서는 축방향철근의 겹침이음이 100%인 경우는 최대 변위연성도를 원형단면의 경우 1.8, 사각단면의 경우 1.5로 상한 값을 설정하고 있다. 그러나 동일한 겹침이음길이를 갖더라도 기둥 단면의 직경이 크면 겹침이음부 전체가 소성현저내에 놓일 확률이 커지고 반대로 단면 직경이 작으면 겹침이음부가 소성현저를 벗어날 확률이 증가하게 되므로 내진성능에 차이를 보일 가능성이 매우 크다. 그러나 국내외에서 수행된 관련 연구는 이를 체계적으로 반영하여 수행되지 못하였다.

이에 본 연구에서는 단면직경에 대하여 다양한 겹침이음길이를 갖는 축소모델을 제작하여 준정적 재하실험을 실시하였으며 겹침이음 길이의 비에 따른 기둥의 거동특성과 내진성능을 분석하였다.

\*Corresponding author: Kim, Ick Hyun

E-mail: ickhyun@ulsan.ac.kr

(Received 5 November 2012; Accepted 17 December 2012)

## 2. 국내외 관련 연구

내진설계가 적용되지 않은 우리나라의 기존 RC 교각에서는 일반적으로 시공의 편의상 축방향철근을 기초 상부에서 단락시켜 겹침이음을 두고 시공된 것으로 조사되었다. 이러한 축방향철근의 겹침이음은 수평반복하중이 작용하면 겹침이음부에서 슬립에 의한 부차파괴를 발생시킨다. Priestley et al.(1996)[2]는 겹침이음이 있는 원형단면 기둥에 대한 준정적 실험을 수행하였으며, 이런 철근상세가 지진하중과 같은 반복하중이 작용하면 겹침이음부의 부차파괴로 인한 취성적인 파괴형태를 보이는 것으로 보고하고 있다. 이 실험결과에 의하면 반복하중에 의해 겹침이음부의 인장내력이 저하되어 변위연성도 1.5이상에서는 급격한 하중저하가 발생하는 것으로 나타났다. Chai et al.(1991)[3]는 축방향철근의 겹침이음이 내진 성능에 미치는 영향을 평가하기 위하여 단면직경 24 in, 기둥높이 144 in, 겹침이음길이  $20d_b$  ( $d_b$ : 축방향철근의 직경)인 교각에 대해서 준정적 실험을 수행하여 겹침이음이 100%인 시험체가 변위연성도 1.5이하에서 급격한 강도저하 현상이 발생하였음을 확인하였다. Jaradat et al(1998)[4]은 형상비, 축방향철근비, 겹침이음길이( $20d_b$ ,  $35d_b$ )를 변수로 기존 RC 교각의 내진성능을 평가하기 위해 축소 시험체를 제작하여 준정적실험을 수

행하였다. 시험체는 결과적으로 겹침이음부위에서의 부차파괴형태를 나타내었으며, 겹침이음 길이가 길면 강도저하 시점은 늦출 수 있으나 부차파괴는 방지하지 못하는 것으로 보고하고 있다. Aboutaha et al.(1999)[5]는 축방향철근 No.8(D25), 겹침이음길이 24 in(610mm) 인 시험체에 대해 준정적실험을 수행하였으며, 축방향철근이 모두 겹침이음된 시험체는 부차파괴로 인해 공칭강도까지 도달하지 못하고 드리프트 비(drift ratio)가 1.0~2.0% 정도로 작은 변형성능을 나타내며, 핀칭영향(pinching effect)에 의한 에너지 흡수능력이 저하됨을 확인하였다. Murat Melek and John W. Wallace(2004)[6]는 압축 겹침이음길이를 설계된 기존 콘크리트 기둥의 지진시 성능을 확인하기 위하여 축력과 형상비, 하중재하방법을 변수로 겹침이음 길이가  $20d_b$  인 시험체 6기에 대해서 실험을 수행하였다. 축방향 철근은 D25를 사용하였으며, 실험결과 드리프트 비(drift ratio)가 1.0~1.5%에서 부차파괴에 의한 급격한 강도저하가 발생하는 것을 확인하였다. Kumar K. Ghosh and Shamin A. Sheikh(2007)[7]은 1970년 이전에 설계되어진 기존 교각에 대한 준정적 실험을 수행하였다. 시험체의 단면 직경은 356mm 이며, 겹침이음길이는 470mm 이다. 실험결과 겹침이음된 시험체의 변위연성도는 1.76~3.48 사이로 부차파괴가 발생하는 것으로 보고하고 있다.

김재관 등(2001)[8]은 내진상세가 적용되지 않은 RC 원형교각의 내진

**Table 1.** Summary of previous experimental studies

Author	$l_{sp}/d_b$	$l_{sp}/D$	Specimens	Summary of results
Chai et al.[3] (1991)	20	0.625	$l_{sp}=20d_b$ , $D=24$ in(column diameter) Portion of lap splices;100%, $d_b=No.6$ $h/D=6.0$ ( $h$ : column height)	Rapid flexural strength degradation occurred after the first cycle to $\mu=1.5$
Jaradat et al.[4] (1998)	20 35	0.76 1.78	$l_{sp} = 20d_b, 35d_b$ $D=250$ mm, Portion of lap splices;100% $d_b = No.3, No.4$ $h/D=4.0, 7.0$	During cycle to $\mu=2.0$ vertical cracks developed in the splice region, which resulted in strength degradation. The concrete cover started to spall off during cycling to $\mu=3$ .
Aboutaha et al.[5] (1999)	24	1.33	$l_{sp} =24$ in, $B \times H=36$ in $\times$ 18 in Portion of lap splices;100%, $d_b=No.8$ $h/H=6.0$	Splice failure was associated with vertical splitting cracks, which showed virtually no ductility and very limited energy dissipation. The ultimate drift ratio was 1-2%.
Murat Melek and John W. Wallace[6] (2004)	20	1.11	$l_{sp} =508$ mm, $B \times H=457.2$ mm $\times$ 457.2mm Portion of lap splices;100%, $d_b=No.8$ (D25) $h/H=4.2$	Lateral strength deterioration initiated between 1.0 and 1.5%( $\mu=1.6-2.4$ ), which was resulted from bond deterioration between reinforcement bars and surrounding concrete.
Kumar K. Ghosh and Shamin A. Sheikh[7] (2007)	25	1.32	$l_{sp} =470$ mm, $D=356$ mm, $B \times H=305 \times 305$ mm Portion of lap splices;100%, $d_b=No.6$ $h/D=4.13$ , $h/H=4.82$	Significantly reduced ductility and unstable hysteric behavior were presented due to premature splice failure. Displacement ductility ranged from 1.76 to 3.48.
Kim Jae Kwan et al.[8] (2001)	30	0.381	$l_{sp} =381$ mm, $D=1,000$ mm Portion of lap splices;100%, $d_b=D13$ $h/D=5.0$	Rapid flexural strength degradation with vertical cracks occurred in $\mu=1.5$ .
Lee Dae Hyoung et al.[9] (2002)	20	0.317	$l_{sp} =270$ mm, $D=600$ mm Portion of lap splices;100%, $d_b=D10$ $h/D=4.0$	Very poor ductility and energy dissipation were presented. The ultimate displacement ductility was 1.6
Kim Tae Hoon et al.[10] (2003)	24	0.5	$l_{sp} =600$ mm, $D=1,200$ mm Portion of lap splices;100%, $d_b=D25$ $h/D=6.0$	Rapid flexural strength degradation occurred prior to reinforcement yielding due to premature splice failure

성능을 살펴보기 위해 축소교각에 대한 준정적실험을 수행하였다. 단면직경은 1.0m이며 축방향철근은 D13, 겹침이음길이는  $30d_b$ 로 횡구속은 두지 않았으며, 실험결과 변위연성도 1.5이상에서 수직균열과 함께 수평내하력이 급격하게 저하되는 것으로 보고하고 있다. 이대형 등(2002)[9]은 축방향철근 겹침이음 상세와 축력비를 변수로 형상비 4.0의 교각에 대해서 내진성능실험을 수행한 바 있다. 이 연구의 시험체는 단면직경이 600mm이며, 축방향철근은 D10을 사용하고 겹침이음 길이는 270mm이다. 실험결과 변위연성도는 1.6, 에너지연성도는 2.1로 나타났다. 김태훈 등(2003)[10]은 겹침이음 철근요소를 개발하여 실험결과와 비교하여 타당성을 검증하였으며, 단면직경이 1200mm, 축방향철근 D25, 겹침이음길이가 600mm 인 시험체는 축방향철근이 항복하기 전에 부차파괴가 발생하였음을 확인하였다. 위의 국내의 관련 연구를 요약하면 Table 1과 같다.

### 3. 실험체의 설계 및 실험방법

#### 3.1 기존교각의 제원특성

실험체의 합리적 설계를 위해서 국도상의 교량 중에서 교각의 축방향철근이 겹침이음 된 513개교를 대상으로 하여 제원특성을 분석하였다. 하부구조의 형식은 T형식(51.9%)과 라멘식(38.8%)이 대부분이며, 단면형상은 원형(69.8%)이 지배적이다. 단면형상이 원형인 교량 358개 중에서 축방향철근이 모두 겹침이음(겹침이음 비율 100%)된 교량은 217개이다. 단면 직경은 1.8m, 2.0m 및 2.5m가 많았으며 축방향철근의 직경은 D29와 D32가 가장 많은 것으로 나타났다.

축방향철근의 겹침이음 길이는 교량의 설계년도에 따라 구분할 수 있다. 내진설계가 도입된 1992년 이전에 설계된 교량은 압축이형철근의 이음 규정[11]에 따라 식 (1a) 및 (1b)를 사용하여 겹침이음길이를 산정하였을 것이며, 1992년 이후부터 축방향철근의 겹침이음 제한 규정이 추가된 2005년 이전까지 설계된 교량은 인장이형철근의 이음 규정에 따라 식 (2)를 사용하여 겹침이음길이를 산정하였을 것이다.

$$f_y \leq 400\text{MPa} \text{ 인 경우, } l_c = 0.072 f_y d_b \quad (1a)$$

$$f_y > 400\text{MPa} \text{ 인 경우, } l_c = (0.13 f_y - 24) d_b \quad (1b)$$

여기서,  $f_y$ 는 철근의 항복강도(MPa),  $d_b$ 는 철근의 직경(mm),  $l_c$ 는 최소 겹침이음길이(mm)이다.

$$l_d = \frac{0.02 f_y A_b}{\sqrt{f_{ck}}} \geq 300\text{mm} \quad (2)$$

여기서,  $f_{ck}$ 는 콘크리트 압축강도(MPa),  $A_b$ 는 철근의 단면적(mm<sup>2</sup>),  $l_d$ 는 기본정착길이(mm)이다. 겹침이음길이는 A급이음의 경우  $1.0 l_d$  이상, B급이음의 경우  $1.3 l_d$  이상, C급이음의 경우  $1.7 l_d$  이상이다.

콘크리트 압축강도 21MPa, 철근의 항복강도 300MPa, D29 철근에 대해 식 (2)에 따라 B급 및 C급 겹침이음길이를 산정하면 각각 1123mm,

1468mm이다. D32 철근에 대해서 산정하면 각각 1367mm, 1788mm이 된다.

#### 3.2 실험체의 설계

축방향철근의 겹침이음길이에 따른 교각의 거동을 파악하기 위해서 축소율이 1/3인 축소모형 실험체 8기를 제작하였다. 기존 교량의 제원특성을 고려하여 원형(Prototype) 교각의 단면은 원형으로 하고 직경(D)은 2.0m, 2.5m, 그리고 단면이 큰 경우의 경향을 파악하기 위해 3.0m로 하였으며, 교각의 높이(h)는 휨파괴를 유도하기 위해 형상비(h/D)가 4.5가 되도록 하였다. 이는 겹침이음부의 부차파괴 여부를 확인하기 위해서는 전단파괴를 방지할 필요가 있기 때문이다. 축방향철근의 직경은 D29와 D32로 하였으며 겹침이음길이( $l_{sp}$ )는 B급 및 C급 인장이음길이로 하였다.

Fig. 1과 Table 2는 원형 및 실험체의 제원을 나타낸 것이다. 실험체의 직경은 기성 원형거푸집의 제원을 고려하여 650mm, 800mm, 1000mm로 하였다. 원형 교각의 축방향철근의 직경은 D29(28.6mm), D32(31.8mm) 이어서 축소율 1/3을 적용하게 되면 각각 9.5mm, 10.6mm이지만 이와 정확히 일치하는 기성 철근이 없기 때문에 실험체에서는 모두 D10을 사용하였다. 다만, 단면 직경이 1000mm 인 실험체는 D10 철근을 사용하게 되면 철근의 최소간격이 30mm보다 작게 배근되어 실험체 제작에 어려움이 있어서 D13 철근을 적용하였다.

축방향철근의 겹침이음길이는 교각의 직경에 관계없이 콘크리트 및 철근의 강도와 철근의 직경(단면적)이 동일하면 동일하다. 소성힌지 영역내에 축방향철근의 겹침이음이 있는 경우 교각은 매우 취약한 내진성능을 보인다[2,3,8]. 이는 축방향철근의 겹침이음길이가 동일하더라도 교각의 직경에 따라 다른 내진성능을 보인다는 것을 의미한다. 이에 본 실험에서도 단면 직경(D)에 대한 겹침이음길이( $l_{sp}$ )의 비( $l_{sp}/D$ )를 중요한 설계변수로 선정하였다. Table 2의 마지막 열에 나타난 것과 같이 실험체의  $l_{sp}/D$ 는 0.47~1.00으로 고르게 분포되어 있다. 횡철근은 축방향철근의 배근을 위해서 최소로 배근하였기 때문에 횡철근에 의한 횡구속효과는 무시할 수 있다.

기존 교량이 대상인 점을 감안하여 콘크리트의 설계강도( $f_{ck}$ )는 21MPa를 적용하였고 철근의 항복강도( $f_y$ )는 300MPa를 적용하였으나, 재하실험 당시 콘크리트 압축강도 테스트를 수행한 결과 콘크리트의 강도는 약 27MPa로 나타났고 철근은 약 380~400MPa로 다소 크게 측정되었다.

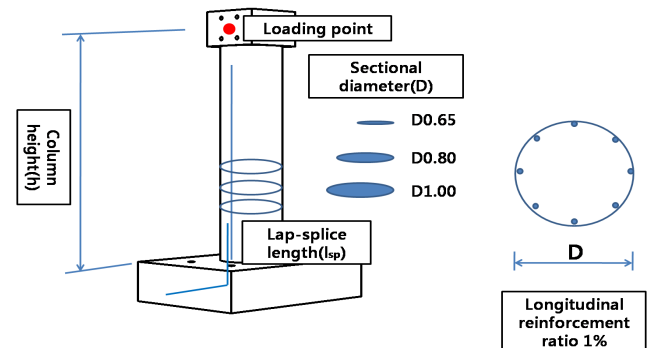
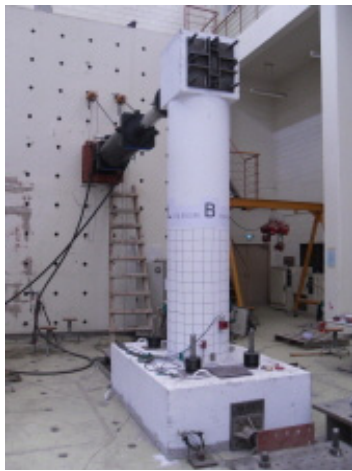


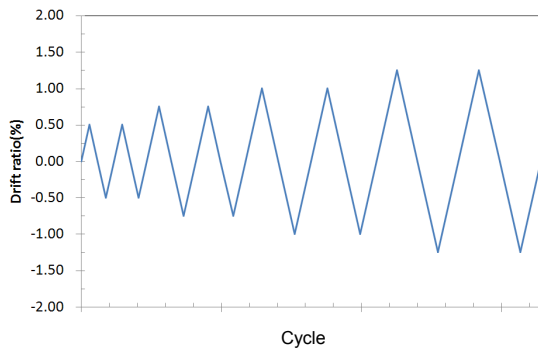
Fig. 1. Property of specimens

**Table 2.** Specimen properties and design parameters

Specimens	Diameter, D(mm)		Dia. of longitudinal reinforcement		Class of lap splice length	Length of lap-splice, $l_{sp}$ (mm)		Column height, $h$ (mm)	Aspect ratio, $h/D$	$l_{sp}/D$
	Proto type	Specimen (1/3 scaled)	Proto type	Specimen		Proto type	Specimen			
D0.65L374	2,000	650	D29	D10	Class B	1,150	374	2,925	4.5	0.58
D0.65L488			D29	D10	Class C	1,500	488			0.75
D0.65L585			D32	D10	Class C	1,800	585			0.90
D0.8L448	2,500	800	D32	D10	Class B	1,400	448	3,600		0.56
D0.8L576			D32	D10	Class C	1,800	576			0.72
D0.8L800			-	D10	> Class C	-	800			1.00
D1.0L467	3,000	1,000	D32	D13	Class B	1,400	467	4,500	0.47	
D1.0L600			D32	D13	Class C	1,800	600		0.60	



**Fig. 2.** Test setup



**Fig. 3.** Loading history

**3.3 실험방법**

축방향철근의 겹침이음길이에 따른 실험체의 거동특성을 파악하기 위해 Fig. 2와 같이 하중 재하점에 3,000 kN 용량의 가력기(Actuator)를 연결하여 준정적 반복재하실험을 수행하였다. 실 교각의 경우 대부분 축방향 단면강도의 10%( $0.1A_gf_{ck}$ )의 축력을 받고 있지만 본 실험에서는 축력을 재하지 않았다.

하중은 변위제어로 하여 0.5mm/sec의 속도로 각 하중단계에서 Fig. 3

과 같이 2회 반복하여 재하하였다. 하중 단계는 드리프트 비(drift ratio)로 하였으며 첫 번째 단계에서는 0.5%, 두 번째 단계부터는 0.25%씩 증가시켜가며 재하하였다.

**4. 실험결과 및 분석**

**4.1 하중-변위 이력곡선**

Fig. 4(a)~(c)는 단면 직경이 0.65m인 실험체의 하중-변위 이력곡선을 나타낸 것이다. 겹침이음길이가 짧은 모델(D0.65L374;  $l_{sp}/D=0.58$ )의 경우 드리프트 비 1.25%에서 겹침이음부의 부착파괴로 인해 급격한 하중저하가 발생하였으며, 겹침이음길이가 중간 모델(D0.65L488;  $l_{sp}/D=0.75$ )은 드리프트 비 1.75%에서 피복탈락 및 축방향철근의 좌굴과 동시에 겹침이음부의 파괴로 하중저하가 발생하였다. 겹침이음길이가 긴 모델(D0.65L585;  $l_{sp}/D=0.90$ )은 피복탈락 및 축방향철근 좌굴, 파단으로 이어지는 전형적인 휨파괴모드를 보였으며 드리프트 비 2%~2.5%에서 하중저하가 발생하였다.

Fig. 5(a)~(c)는 단면 직경이 0.80m인 실험체의 이력곡선을 나타낸 것으로 단면 직경이 0.65m인 실험체의 결과와 거의 동일하다. 겹침이음길이가 가장 짧은 모델(D0.8L448;  $l_{sp}/D=0.56$ )은 드리프트 비 1.0%에서 겹침이음부의 부착파괴가 발생하였으며, 겹침이음 길이가 중간 모델(D0.8L576;  $l_{sp}/D=0.72$ )은 드리프트 비 1.75%에서 급격한 하중저하가 발생하였고, 겹침이음 길이가 긴 모델(D0.8L800;  $l_{sp}/D=1.00$ )은 드리프트 비 2%~2.5%에서 하중저하가 서서히 발생하였다.

Fig. 6(a)~(b)는 단면 직경이 1.00m인 실험체의 이력곡선으로 실험체 D1.0L476( $l_{sp}/D=0.47$ ) 및 D1.0L600( $l_{sp}/D=0.60$ )은 각각 드리프트 비 1.25% 및 1.75%에서 갑작스런 하중저하가 발생하였다. 이는 단면 직경이 0.65m 및 0.80m인 실험체 중에서 겹침이음길이가 짧은 모델의 거동과 유사한 것으로 겹침이음길이 비가 이들과 유사하기 때문이다.

Fig. 7(a)~(c)는 하중-변위 이력곡선의 포락선을 나타낸 것이다. 동일한 단면 직경을 갖는 실험체에서 겹침이음길이가 증가하면 겹침이음부의 부착파괴가 지연되어 변형성능이 증가하는 것을 알 수 있다. 단면 직경이 0.65m 및 0.8m 실험체에서는 동일한 파괴포락선을 유지하면서



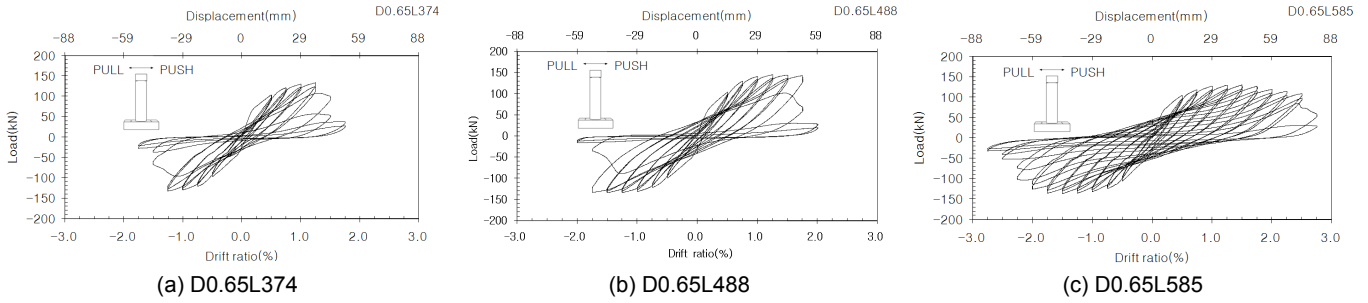


Fig. 4. Load-drift responses of specimens (D0.65 series)

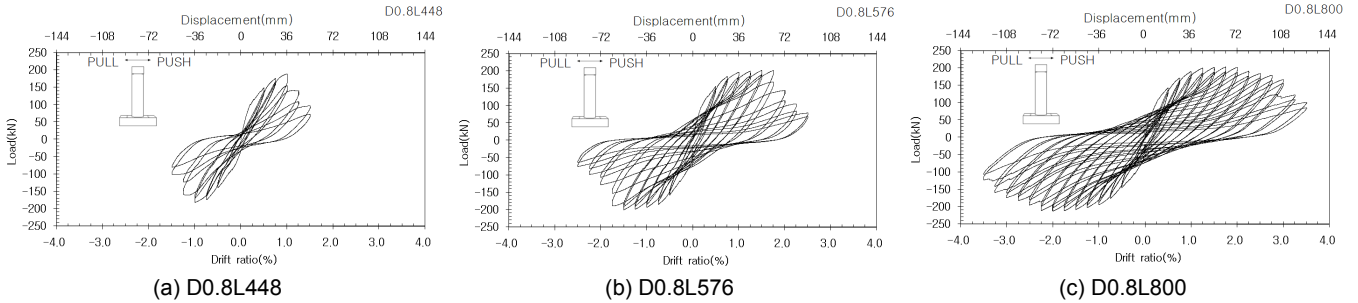


Fig. 5. Load-drift responses of specimens (D0.8 series)

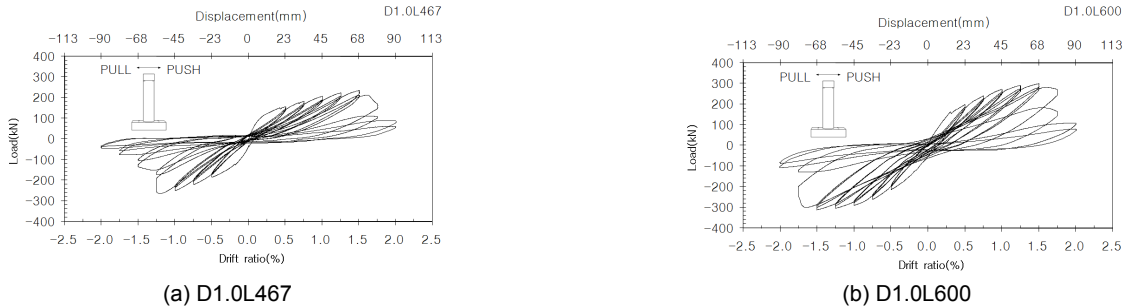


Fig. 6. Load-drift responses of specimens (D1.0 series)

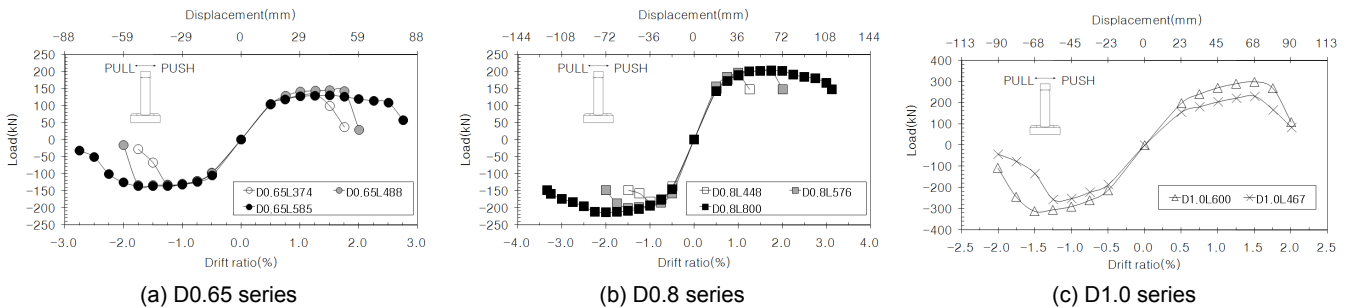


Fig. 7. Load-drift envelope curves

겹침이음 길이에 따라 변형능력의 차이를 보이지만 단면 직경이 1.0m 인 실험체에서는 파괴포락선에 다소 차이를 보인다. 실험체 D1.0L467 의 경우 겹침이음길이가 비가 0.47로서 매우 작아서 겹침이음부의 부착파괴가 보다 빨리 진행되어 단면강도가 공칭강도에 도달하지 못한 것으로 판단된다. 이러한 결과는 겹침이음이 100%이며 겹침이음길이가 0.5D 이하인 다른 실험 연구에서도 보고된 바 있다[2,8].

본 실험 결과로부터 겹침이음이 있는 실험체의 최종 파괴모드는 겹침이음길이 비( $l_{sp}/D$ )와 매우 밀접한 관계가 있음이 확인되었다. 겹침이음길이 비가 약 0.9 이상으로 큰 실험체(D0.65L585, D0.8L800)는 피복콘크리트의 탈락, 축방향철근의 좌굴 및 파단으로 이어지는 전형적인 휨파괴 형태를 보였고, 겹침이음길이가 비가 0.70~0.75로 중간인 경우 (D0.65L488, D0.8L576)에는 피복탈락 및 축방향철근의 좌굴과 동시

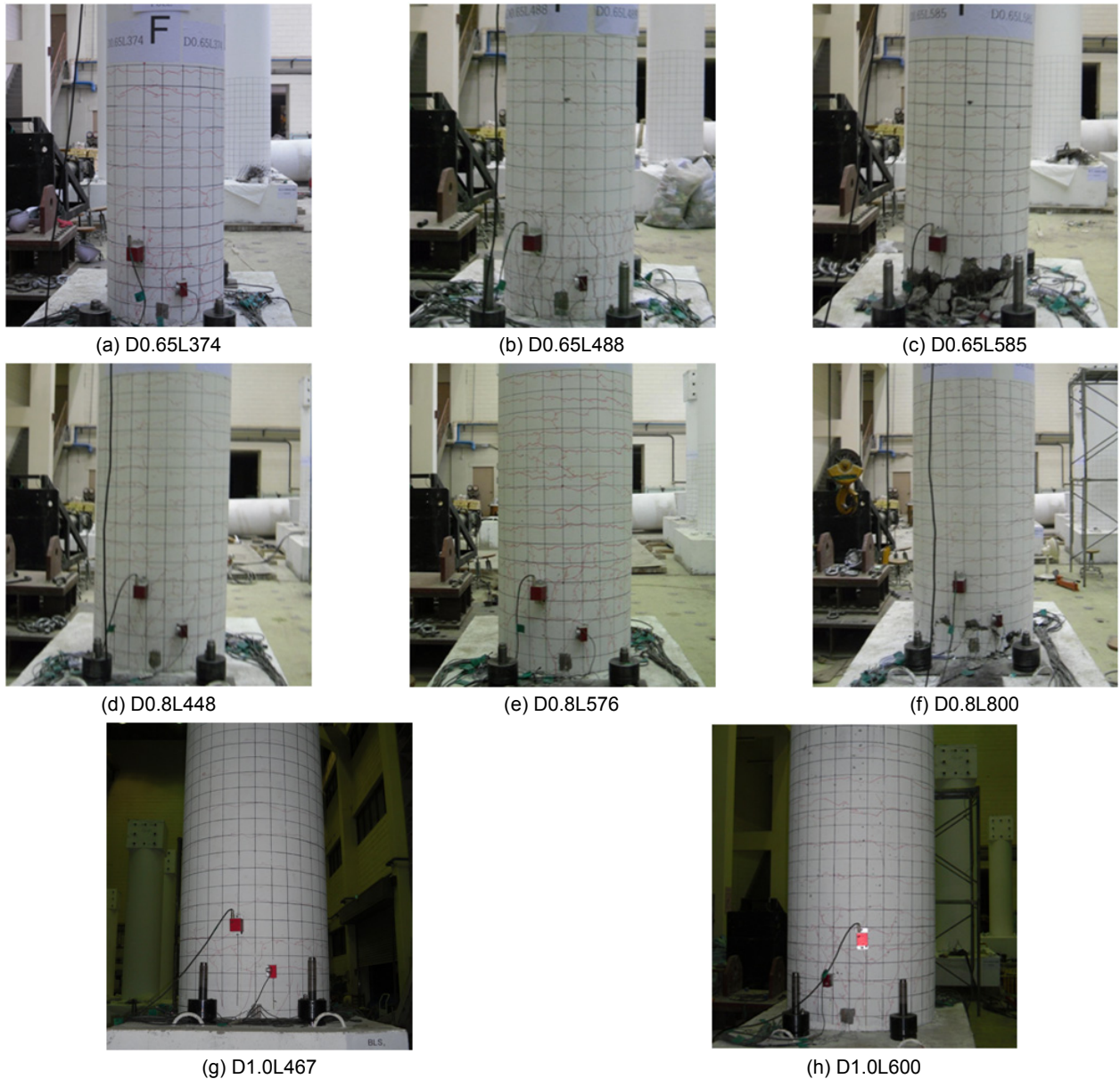


Fig. 8. Failure of specimens

에 겹침이음부의 부차파괴가 발생하였고, 겹침이음길이 비가 0.6이하로 작은 경우(D0.65L374, D0.8L448, D1.0L467, D1.0L600)에는 겹침이음부의 부차파괴로 급격한 하중저하가 발생하였다. Fig. 8은 모든 실험체의 최종 파괴모양을 나타낸 것이다.

#### 4.2 겹침이음 길이에 따른 변위연성도

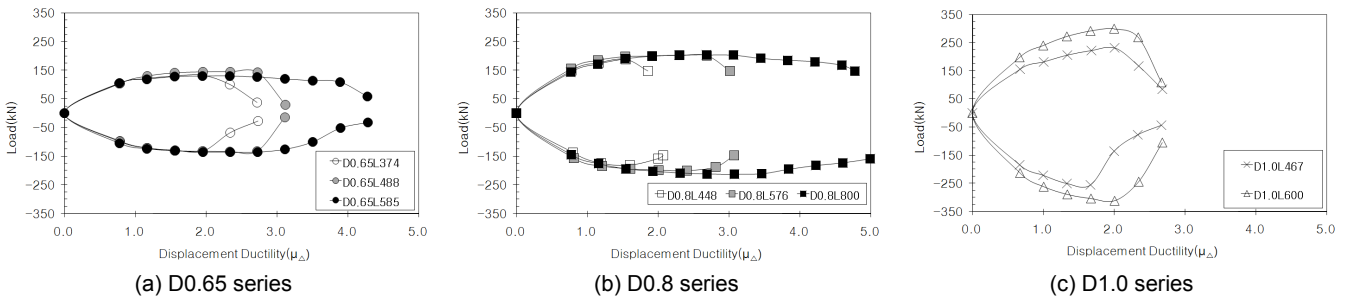
겹침이음길이에 따른 변위연성도의 특성을 파악하기 위해서 실험체별 변위연성도의 크기를 산정하여 Table 3에 나타내었다. 본 실험체의 경우 횡구속철근이 없기 때문에 하중 저하가 완만하게 일어나지 않고 비교적 급격하게 일어나기 때문에 극한변위는 하중저하가 급격하게 일어나는 변위로 하였다. 동일한 직경의 실험체의 경우 겹침이음길이만 다를 뿐 다른 특성은 동일하므로 항복변위를 동일하게 설정하는 것이 타당할 것이다. 이에 본

연구에서는 직경별로 실험체의 항복변위를 평균하여 항복변위로 하였다. 극한변위는 Push 방향과 Pull 방향의 다르기 때문에 변위연성도는 이들의 변위연성도의 평균값을 취하였다.

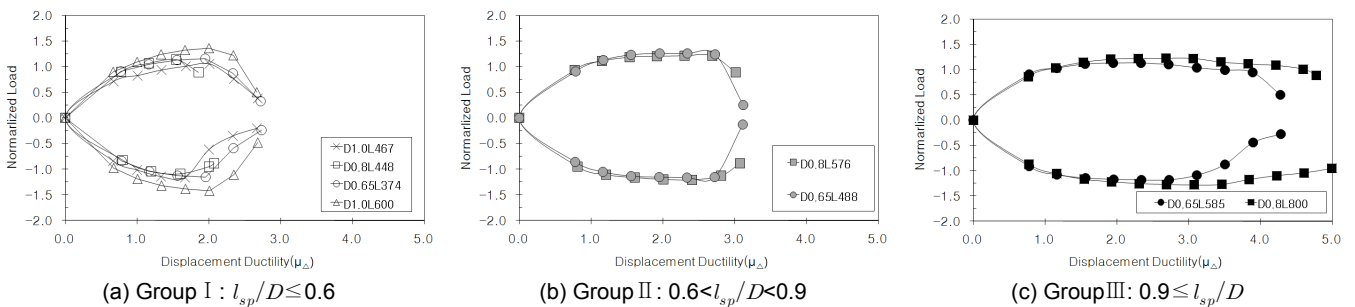
D1.0L467 실험체의 경우 하중 변위 이력곡선 상에서는 변형능을 보이기 때문에 변위연성도가 산정되지만 단면강도가 공칭강도에 도달하지 않았기 때문에 상대적인 내진성능을 평가하기 위한 변위연성도로는 적합하지 않다. 따라서 본 연구에서는 D1.0L467 실험체의 변위연성도는 1.0 미만으로 평가하고 하중 변위 곡선상에서 산정되는 변위연성도는 “겉보기 변위연성도(apparent ductility)”로 정의하여 Table 3에 참고적으로 표시하였다. Fig. 9는 단면직경별 변위연성도를 비교한 것으로 동일한 직경을 갖는 실험체에서 겹침이음길이가 증가하면 변위연성도도 증가함을 알 수 있다. “4.1 하중-변위 이력곡선”에 기술한 바와 같이 본 실험체의 경우 겹침이음길이 비(3개 그룹;  $l_{sp}/D \leq 0.6$ ,  $0.6 < l_{sp}/D < 0.9$ ,  $0.9 \leq l_{sp}/D$ )에 따라

**Table 3.** Summary of test results(displacement ductility)

Specimens	Yielding disp.(mm) ( $\Delta_y$ )		Ultimate disp.(mm) ( $\Delta_u$ )	Displacement ductility ( $\mu_{\Delta}$ )		Ultimate drift ratio $\Delta_u/H$		$l_{sp}/D$
	Push	Pull		Push	Pull	Push	Pull	
D0.65L374	Push	18.84	36.5	1.94	1.94	1.25	1.25	0.58
	Pull	18.84		1.94		1.25		
D0.65L488	Push	18.84	51.5	2.73	2.73	1.75	1.75	0.75
	Pull	18.84		2.73		1.75		
D0.65L585	Push	18.84	74.0	3.93	3.33	2.53	2.15	0.90
	Pull	18.84		62.8		3.33		
D0.8L448	Push	23.50	36.0	1.53	1.53	1.00	1.00	0.56
	Pull	23.50		36.0		1.53		
D0.8L576	Push	23.50	63.0	2.68	2.30	1.75	1.50	0.72
	Pull	23.50		54.0		2.30		
D0.8L800	Push	23.50	108.0	4.60	3.45	3.00	2.25	1.00
	Pull	23.50		81.0		3.45		
D1.0L467	Push	33.75	68.0	-	< 1.0 (1.80 : apparent ductility)	1.50	1.39	0.47
	Pull	33.75		62.5		-		
D1.0L600	Push	33.75	68.0	2.01	2.01	1.50	1.50	0.60
	Pull	33.75		68.0		2.01		



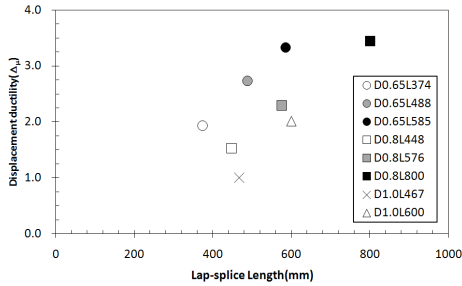
**Fig. 9.** Displacement ductility of specimens



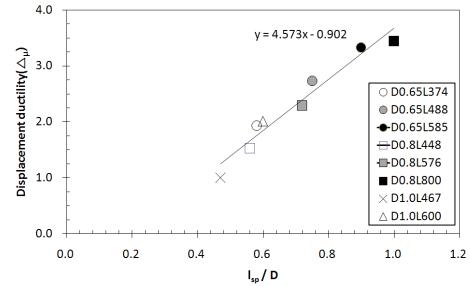
**Fig. 10.** Normalized load -  $l_{sp}/D$  responses of each group

각기 다른 파괴모드를 보였다. 따라서 이 들 그룹별로 변위연성도를 나타내 면 Fig. 10과 같다. 이 때 하중은 실험체의 공칭강도로 정규화하였다. 겹침 이음길이 비( $l_{sp}/D$ )가 작은 그룹(Group I :  $l_{sp}/D \leq 0.6$ )의 변위연성도는 1.53~2.01이며(1.0 미만은 제외), 중간그룹(Group II :  $0.6 < l_{sp}/D < 0.9$ )의 변위연성도는 2.30~2.73이고, 큰 그룹(Group III:  $0.9 \leq l_{sp}/D$ )의 변위연 성도는 3.33~3.45이다.

겹침이음기 있는 교각의 파괴형상은 겹침이음길이에 따라 다르기 때문 에 본 연구에서는 겹침이음길이에 겹침이음길이에 따른 변위연성도의 특 성을 살펴보았다. Fig. 11(a)는 겹침이음길이( $l_{sp}$ )와 변위연성도( $\mu_{\Delta}$ )의 관 계를 나타낸 것이고 Fig. 11(b)는 겹침이음길이 비( $l_{sp}/D$ )와 변위연성도 ( $\mu_{\Delta}$ )의 관계를 나타낸 것이다. Fig. 11(a)의 경우 동일한 직경의 실험체 에서는 겹침이음길이의 증가에 따라 변위연성도가 선형적으로 증가하는 특

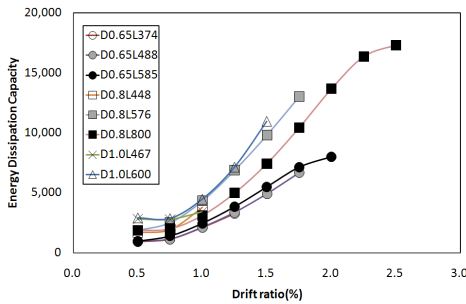


(a) Lap-splice length ( $l_{sp}$ ) - Displacement ductility

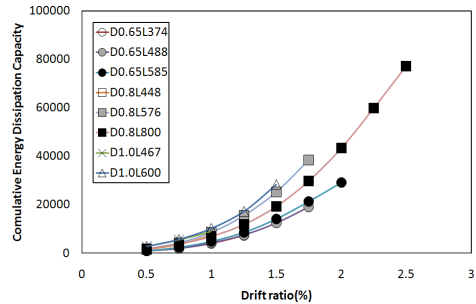


(b)  $l_{sp}/D$  - Displacement ductility

Fig. 11. Relations of lap-splice length or  $l_{sp}/D$  - Displacement ductility



(a) Dissipated energy - Drift ratio



(b) Cumulative dissipated energy - Drift ratio

Fig. 12. Energy dissipation of specimens

성을 보이지만 전체 실험체의 결과 값은 크게 분산되어 분포한다. 겹침이음 길이가 짧은 실험체의 변위연성도가 겹침이음 길이가 긴 실험체의 변위연성도보다 큰 경우가 많고, 유사한 겹침이음 길이를 갖는 실험체(D0.8L448, D0.65L488)임에도 불구하고 변위연성도의 크기는 많은 차이를 보인다. 반면에 Fig. 11(b)에서와 같이 겹침이음 길이 비( $l_{sp}/D$ )에 대한 변위연성도 ( $\mu_{\Delta}$ )는 상당한 상관관계를 보인다. 겹침이음 길이 비( $l_{sp}/D$ )가 증가할수록 변위연성도( $\mu_{\Delta}$ )의 크기도 선형적으로 증가함을 알 수 있다. 이들 추세선의 관계식은  $\mu_{\Delta} = 4.573l_{sp}/D - 0.902$  이며 단순선형회귀분석을 통한 결정계수( $R^2$ )는 0.949로 나타났다. 결정계수( $R^2$ )은 “1”에 가까울수록 분산도가 작고 상관관계가 좋음을 의미한다.

교각과 같이 하단이 고정된 캔틸레버 식 기둥의 경우 교각의 상단에 큰 휨력을 받게 되면 교각 하단부에서는 항복이 발생하여 소성영역에 들어가게 되고 이들 항복영역에 마치 힌지가 형성된 것처럼 기둥은 거동을 하게 된다. 이를 소성힌지영역이라 하며 그 크기는 연구자에 따라 차이가 있지만 0.5D~1.0D 정도로 알려져 있다[12-15]. 따라서, 이 소성힌지영역에 축방향철근의 겹침이음이 있게 되면 겹침이음부의 조기 부차파괴로 기둥의 변형성능(변위연성도)은 크게 저하되고 겹침이음부가 이 소성힌지영역에서 벗어나면 날수록 부차파괴가 지연되어 기둥의 변형성능은 점차 향상될 것이라고 유추할 수 있다. 본 실험결과는 이러한 결과를 잘 보여주고 있다.

축방향철근이 겹침이음된 기존교각의 내진성능평가[1]에서는 축방향철근이 모두(100%) 겹침이음된 경우 변위연성도의 최대값을 원형단면의 경우 1.8로 제한하고 있다. 이는 기존의 연구결과를 반영한 것으로 이들 연구에서의 실험체의 겹침이음길이( $l_{sp}$ )는 0.5D 이내였다. 따라서 보다 합리적이고 경제적인 내진보강을 위해서는 기존 교각의 내진성능

을 겹침이음길이 비( $l_{sp}/D$ )에 따라 달리 평가하는 것이 합리적이라고 판단된다.

### 4.3 소산에너지

지진이 발생하면 지진에너지가 교량에 입력되고 이 에너지의 일부는 교각의 균열이나 축방향철근의 항복으로 발생하는 교각의 소성거동으로 소산되게 된다. 따라서 교량의 내진성능은 교각의 지진에너지의 소산능력과 매우 밀접한 관계가 있다. 변위연성도는 교각의 지진에너지 소산능력을 간단하면서도 잘 나타내는 대표적인 인자라고 할 수 있다. 그러나 동일한 변위연성도를 가지더라도 하중-변위 이력특성에 따라 에너지의 소산능력은 다르게 된다. 이에 본 연구에서는 실험체의 지진에너지 소산능력을 비교해 보았다.

Fig. 12는 실험체의 변형단계별 소산에너지(Fig. 12(a))와 누적소산에너지(Fig. 12(b))를 나타낸 것이며, Fig. 12(b)의 누적 소산에너지는 Table 2에서 나타낸 하중이 급격하게 저하되기 직전의 드리프트비(drift ratio)까지 소산에너지를 누적시킨 값이다. 소산에너지는 시험체의 단면(직경)이 클수록 에너지흡수능력이 크기 때문에 본 연구에서는 소산에너지의 상대적인 비교와 항복이후 에너지 흡수능력을 평가하기 위하여 각각의 실험체 별로 초기항복에 해당되는 이력곡선의 면적을 계산하여 이에 대해 하중단계별 소산에너지 비와 누적소산에너지 비를 정규화하여 계산하였다. Fig. 13은 초기항복에 해당되는 드리프트 비 0.75%에 해당되는 소산에너지를 기준으로 하여 하중단계별 소산에너지 비를 나타낸 것이며 Fig. 14는 초기항복에 해당되는 드리프트 비 0.75%에 해당되는 소산에너지를 기준으로 하



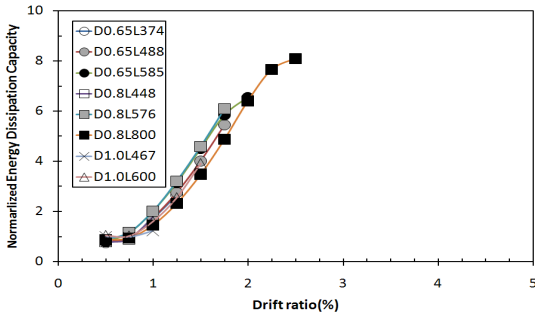


Fig. 13. Normalized energy dissipation

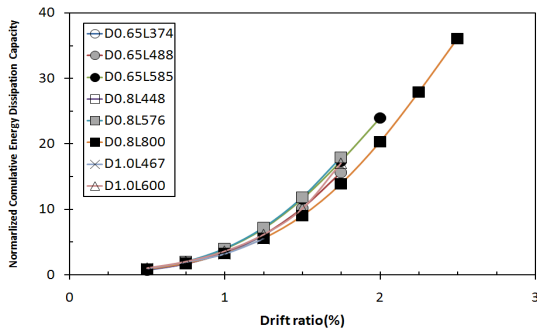
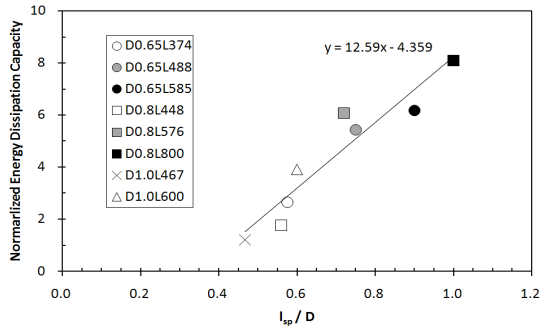
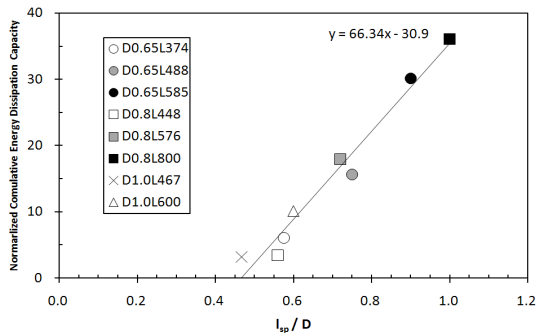


Fig. 14. Normalized cumulative energy dissipation



(a) Ultimate energy dissipation ratio -  $l_{sp}/D$



(b) Cumulative energy dissipation ratio -  $l_{sp}/D$

Fig. 15. Relation of Energy dissipation -  $l_{sp}/D$

여 누적소산에너지 비를 나타낸 것으로 겹침이음 길이( $l_{sp}$ )가 길수록, 또는 단면직경에 대한 겹침이음길이 비( $l_{sp}/D$ )가 클수록 초기항복이후 에너지 소산능력이 큰 것을 알 수 있다.

실험체의 변위연성도는 겹침이음길이 비에 상관성이 크므로 교각의 에

Table 4. Energy dissipation ratios of each group

Group	Specimens	Ultimate energy dissipation ratio	Cumulative energy dissipation ratio	$l_{sp}/D$
I	D0.65L374	2.65	6.05	0.58
	D0.8L448	1.78	3.47	0.56
	D1.0L467	1.21	3.19	0.47
	D1.0L600	3.90	10.08	0.60
II	D0.65L488	5.44	15.65	0.75
	D0.8L576	6.08	17.93	0.72
III	D0.65L585	6.18	30.14	0.90
	D0.8L800	8.09	36.04	1.00

너지 소산능력도 겹침이음길이 비( $l_{sp}/D$ )에 대한 특성을 살펴보았다. Fig. 15(a)는 겹침이음길이 비( $l_{sp}/D$ )와 극한소산에너지 비(극한변위시의 소산에너지/초기항복시의 소산에너지) 비의 관계를 그래프로 나타낸 것이며 Fig. 15(b)는 겹침이음길이 비( $l_{sp}/D$ )와 누적소산에너지 비의 관계를 나타낸 것이다. 겹침이음길이 비( $l_{sp}/D$ )가 증가할수록 소산에너지 비가 선형적으로 증가하는 것을 알 수 있다. Fig. 15(a)의 극한소산에너지 비의 추세선

관계식은  $\frac{ED_{ult}}{ED_{0.75}} = 12.59 \frac{l_{sp}}{D} - 4.395$ 이며, 단순선형회귀분석을 통한 결정 계수( $R^2$ )는 0.899로 나타났다. Fig. 15(b)의 누적소산에너지 비의 추세선 관계식은  $\frac{ED_C}{ED_{0.75}} = 66.34 \frac{l_{sp}}{D} - 30.9$ 이며, 단순선형회귀분석을 통한 결정 계수( $R^2$ )는 0.967로 상관성이 매우 크게 나타났다.

겹침이음길이 비(3개 Group;  $l_{sp} \leq 0.6, 0.6 < l_{sp} < 0.9, 0.9 \leq l_{sp}$ )에 따라 소산에너지 비를 나타내면 Table 4와 같다. 겹침이음길이 비( $l_{sp}/D$ )가 작은 그룹(Group I :  $l_{sp}/D \leq 0.6$ )의 극한소산에너지 비는 1.21~3.90이며, 누적소산에너지 비는 3.19~10.08로 나타났다. 중간그룹(Group II :  $0.6 < l_{sp}/D < 0.9$ )의 극한소산에너지 비는 5.44~6.08, 누적소산에너지 비는 15.65~17.93이며, 큰 그룹(Group III :  $0.9 \leq l_{sp}/D$ )의 극한소산에너지 비와 누적소산에너지 비는 각각 6.18~8.09, 30.14~36.04이다.

## 5. 결론

축방향철근의 겹침이음길이에 따른 거동특성을 살펴보기 위하여 축소 모델 실험을 실시하였다. 축소모델은 총 8기로 단면은 중실원형이며 직경은 650mm, 800mm, 1,000mm이다. 겹침이음은 B급 및 C급 이음으로 하였으며 겹침이음길이는 374mm~800mm에 분포한다. 단면직경에 대한 겹침이음길이의 비는 0.47~1.00 사이에 분포한다. 본 연구의 결과를 정리하면 다음과 같다.

- 1) 동일한 직경의 모델에서 겹침이음길이( $l_{sp}$ )가 길어질수록 변형성능이 증가하였다.
- 2) 실험체의 최종 파괴모드는 겹침이음길이( $l_{sp}$ ) 보다는 단면직경에 대한 겹침이음길이의 비( $l_{sp}/D$ )에 따라 결정되었다. 겹침이음길이의 비가 0.6 이하(Group I)인 경우 조기 부착파괴가 발생하였고, 0.6~0.9의 경

- 우(Group II)에는 피복탈락과 거의 동시에 겹침이음부 파괴가 발생하였으며 0.9 이상(Group III)인 경우에는 전형적인 휨파괴 모드를 보였다.
- 3) 변위연성도의 경우 겹침이음길이( $l_{sp}$ ) 보다는 단면직경에 따른 겹침이음길이의 비( $l_{sp}/D$ )와 큰 상관관계를 보였다. 겹침이음길이의 비( $l_{sp}/D$ )가 증가할수록 변위연성도도 거의 선형적으로 증가하였다. 겹침이음길이가 작은 그룹(Group I : 0.6 이하)의 변위연성도는 1.53~2.01 이고, 중간 그룹(Group II : 0.6~0.9)은 2.30~2.73이며 큰 그룹(Group III : 0.9 이상)은 3.33~3.45로 나타났다.
  - 4) 극한소산에너지 비 및 누적소산에너지 비도 겹침이음길이의 비( $l_{sp}/D$ )가 증가할수록 선형적으로 증가하였다. 겹침이음길이 비( $l_{sp}/D$ )가 작은 그룹(Group I :  $l_{sp}/D \leq 0.6$ )의 변형단계별 소산에너지 비는 1.21~3.90이며, 누적소산에너지 비는 3.19~10.08로 나타났다. 중간그룹(Group II :  $0.6 < l_{sp}/D < 0.9$ )의 변형단계별 소산에너지 비는 5.44~6.08, 누적소산에너지 비는 15.65~17.93이며, 큰 그룹(Group III :  $0.9 \leq l_{sp}/D$ )의 소산에너지 비는 각각 6.18~8.09, 30.14~36.04이다.
  - 5) 기존교량의 내진성능평가요령에서는 겹침이음의 유무에 따라 최대변위연성도를 1.8로 제한하여(원형단면의 경우) 변위연성도를 평가하고 있으나, 향후 단면직경에 따른 겹침이음길이의 비( $l_{sp}/D$ )에 따라 변위연성도를 평가하는 것이 합리적인 것으로 판단된다.

**/ 감사의 글 /**

이 논문은 2011년도 한국시설안전공단의 지원에 의하여 연구되었음.

**/ REFERENCES /**

1. Seismic assessment and retrofitting guidelines for bridges, Korea Infrastructure Safety Corporation, 2011.
2. Priestley MJN., Seible F, Calvi GM, Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc, 1996.
3. Chai YH, Priestley MJN, Seible F, Seismic retrofit of circular bridge columns for enhanced flexural performance, ACI Structural Journal, 1991 Sep;88(5):572-584.

4. Jaradat O, McLean, DI, Marsh ML, Performance of existing bridge columns under cyclic loading-Part1:Experimental results and observed behavior, ACI Structural Journal, 1998 Nov;95(6):695-704.
5. Aboutaha RS, MD, Jirsa JO, Kreger ME, Experimental investigation of seismic repair of lap splice failures in damaged concrete columns, ACI Structural Journal, 1999 Mar;96(2):297-306.
6. Murat Melek, John W. Wallace, Cyclic Behavior of Columns with Short Lap splices, ACI Structural Journal, 2001 Nov;101(6):802-811.
7. Kumar K, Ghosh and Shamim A, Sheikh, Seismic Upgrade with Carbon Fiber-Reinforced Polymer of Columns Containing Lap-Spliced Reinforcing Bars, ACI Structural Journal, 2007 Mar;104(2):227-236.
8. Kim JK, Kim IH, Lim HW, Juhn GH, Behavior of Solid Circular RC Piers without Seismic Detailing Subjected to Cyclic Lateral Load, Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2001 Aug;5(4):83-95.
9. Lee DH, Chung TS, Lee JH, Song HJ, Seismic Performance Evaluation of RC Bridge Piers with Lap Splice of Longitudinal Steel in the Aspect Ratio of 4.0, The Magazine of the Korean Society of Civil Engineering, 2002 Sep;22(5-A):1193-1202.
10. Kim TH, Park HY, Kim BS, Shin HM, Seismic Performance Evaluation of Reinforced Concrete Bridge Piers with Lap Splices, Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2003 Jun;7(3):31-38.
11. Ministry of Construction and Transportation, Standard Specifications for Highway Bridges, 1992.
12. Priestley MJN., Park R, Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading, ACI Structural Journal, 1987;84(8): 61-76.
13. Chang GA, Mander JB, Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: Part 1, University at Buffalo, State University of New York, Technical Report NCEER-94-0006, 1994.
14. Esmaily GA, Yan Xiao, Seismic behavior of bridge columns subjected to various loading patterns, University of California, Berkeley, PEER Report, 2002 Dec.
15. Paulay T, Priestley MJN, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, Inc, New York, 1992.