

철근콘크리트 기둥의 내진성능 및 공학적 손상상태에 대한 실험적 평가

Experimental Evaluation of the Seismic Performance and Engineering Damage State of Reinforced Concrete Columns

이도형^{1)*}

Lee, Do Hyung^{1)*}

¹⁾배재대학교 드론·철도건설공학과 정교수

¹⁾Professor, Department of Civil, Railroad and Unmanned Systems Engineering, PaiChai University

/ A B S T R A C T /

In this paper, seismic performance evaluation was carried out for eight circular reinforced concrete columns designed seismically by KRTA[1] and KCI[8]. Primary design parameters for such columns included many longitudinal reinforcements, yield strength of reinforcements, the vertical spacing of spirals, aspect ratio, and axial force ratio. The test results showed that all the columns exhibited stable hysteretic and inelastic responses. Based on the test results, drift ratios corresponding to each damage state, such as initial yielding, initial cover spalling, initial core concrete crushing, buckling, and fracture of longitudinal reinforcement and final spalled region, were evaluated. Then, those ratios were compared with widely accepted damage limit states. The comparison revealed that the existing damage states were considerably conservative. This implies that additional research is required for the damage limit states of such columns designed seismically by current Korean design codes.

Key words: Reinforced concrete column, Repeated loading test, Damage limit state, Drift ratio

1. 공학적 손상한계상태의 필요성

2016년 9월 12일 20:32:54에 경북 경주시 남서쪽 약 11.6 km 지역에서 발생한 규모 5.8의 지진은 국내에서 지진계측이 이루어진 이후 가장 큰 규모의 지진이었다. 경주지진에 대해 보고된 바에 따르면 지진의 규모에 비해 구조물의 피해는 상대적으로 크지 않았지만, 경주인근의 관측소에서 계속된 지진파의 최대지반가속도는 도로교설계기준(한계상태설계법)[1]의 설계지반가속도를 초과하는 것으로 나타났다. 이에 따라 경주지진에 의한 국내 철근콘크리트교량의 잠재적 손상평가가 해석적으로 이루어졌다[2, 3]. 이 연구에서, 경주인근의 관측소에서 계속된 지진파의 응답스펙트럼이 설계응답스펙트럼을 크게 초과했음에도 불구하고 계속지진파의 다양한 조합에 의한 국내 철근콘크리트교량 기둥의 최대 변위응답은 항복변위의 50%를 약간 초과하여 탄성거동을 나타내었다. 이후 약 14개월 후인 2017년 11

월 15일 14:29:31에 경북 포항시 북구 북쪽 약 9 km 지역에서 규모 5.4의 지진이 발생하였고, 계속 지진으로는 경주지진에 이은 두 번째 큰 규모였다. 포항지진의 경우, 규모면에서 경주지진보다는 약간 작았지만 구조물의 피해 사례가 보고되었다. 이와 같은 현상은 진앙의 깊이, 지반조건, 지진파의 주파수 특성 및 구조물의 주파수 특성과의 관계 등 다양한 원인이 있을 수 있지만 무엇보다도 예측할 수 없는 지진의 불규칙성이 가장 큰 이유이다. 포항지진의 특성을 파악하기 위해, 경주지진에 의한 잠재적 손상평가에 사용되었던 철근콘크리트교량에 대해 포항인근 관측소에서 계속된 지진파를 사용하여 비선형 동적 시간이력해석이 수행되었다. 포항지진에 의한 계속지진파의 최대지반가속도가 경주지진에 의한 계속지진파의 최대지반가속도보다 작았음에도 불구하고, 기둥의 최대 변위응답은 항복변위의 약 80%로 나타났다. 이는 경주지진 때의 50%보다 큰 값으로 지진파가 갖는 주기 특성이 매우 중요함을 나타내었다[4]. 이는 즉, 예측불가능한 지진의 불규칙성으로 인해 현재의 안정적인 거동이 미래의 내진성능을 보장하는 것은 아니라는 것을 시사하고 있다.

지진공학은 역학적인 해결방법 이외에도, 지진에 의해 유발된 구조물의 손상 및 파괴양상에 대한 현장 조사와 파괴원인에 대한 다양한 분석 및 평가

*Corresponding author: Lee, Do Hyung

E-mail: dohlee@pcu.ac.kr

(Received January 10, 2023; Revised February 7, 2023; Accepted February 7, 2023)

Table 1. Material properties of column specimens

Specimen	Concrete strength f_c (MPa)	Longitudinal reinforcement		Transverse reinforcement			Aspect ratio	Axial force ratio $\frac{P}{f_c A_g}$
		ρ_l (%)	f_{yl} (MPa)	s (mm)	ρ_s (%)	f_{yt} (MPa)		
UNIT1	26	1.4 (20-D16)	400	55/150	0.93	400	4	0.1
UNIT2			400	55/150	0.93	400	4	0.15
UNIT3			400	55/150	0.93	400	3	0.1
UNIT4			400	55/150	0.93	400	6	
UNIT5			400	40/150	1.27	400	4	
UNIT6			400	96/150	0.53	400	4	
UNIT7		1.4 (10-D22)	400	55/150	0.93	400	4	0.1
UNIT8		1.4 (20-D16)	500	55/150	0.93	500	4	

를 통해 발전해 왔고, 이에 대한 결과물은 구조물의 내진성능 확보를 위한 내진설계법의 고도화에 많은 영향을 끼쳤다. 철근콘크리트교량 기둥의 내진설계 또한 예외는 아니어서 과거의 큰 지진에 의해 손상된 기둥에 대한 면밀한 조사 및 평가를 통해 지속적인 발전이 이루어졌다[5]. 하지만 철근콘크리트교량 기둥의 내진설계는 연성 거동을 확보하기 위해 실험적인 결과에 바탕을 둔 설계기준식에 의존하고 있다. 이와 같은 설계기준식은 어떤 파괴모드를 나타낼지 그리고 설계지진에 대해 어느 정도 수준의 내진성능을 유지하는지에 대해서는 명확히 평가할 수 없는 단점이 있다. 뿐만 아니라 지진에 의해 경미한 손상 및 중간단계 손상 등이 발생한 경우, 이러한 손상상태에 대응하는 공학적인 판단기준이 필요하다. 이러한 공학적인 판단기준은 손상된 부재가 보유하고 있는 성능에 대한 지표가 될 수 있기 때문에 미래의 지진에 대비한 보수 및 보강에 유효한 정보를 제공할 수 있다. 이와 같은 사실은 이전 손상의 효과를 고려하여 보수 및 보강을 한 교량 기둥의 내진성능평가 연구에서 뒷받침 하고 있다[6, 7].

이에 따라 본 연구에서는 국내 현행 내진설계기준에 의해 설계된 철근콘크리트 기둥에 대한 반복가력 실험을 수행하여 철근콘크리트 기둥의 물리적인 손상상태에 대응하는 성능수준을 공학적인 손상한계상태로 검토하였다.

2. 실험계획 및 방법

2.1 실험계획

국내 도로교설계기준(한계상태설계법)[1] 및 콘크리트구조 학회기준 해설[8]의 내진상세 규정을 만족하는 철근콘크리트 교량 기둥의 내진성능평가 및 손상한계상태 검토를 위해 기둥 실험체 8본을 설계 및 제작하였다. 기둥의 단면은 원형단면으로, 축방향 철근은 20-D16과 10-D22로 철근비는 1.4%로 동일하지만 축방향 철근의 개수를 달리하여 그 영향을 검토하였다. 횡구속 철근은 나선철근으로 내진설계 상세에 따라 소성힌지가 예측되는 구간에 40 mm, 55 mm, 96 mm의 조밀한 중심간 수직간격으로 계획하였고, 그 외의 구간은 150 mm의 중심간 수직간격을 사용하였다. 축방향 철근과 횡구속 철근의 항복강도는 동일하게 계획하였고, 기둥 단면은 실제 교량 기둥의 1/3 스케일을 갖는 600 mm 크기를 임의적으로 선택하였다. 재령 28일 콘크리트 설계기준 압축강도는 27 MPa로 계획하였지만, 기둥 실험 전에 수행된 공시체 시험의 평균 압축강도는 26 MPa를 나타내었다. 교량

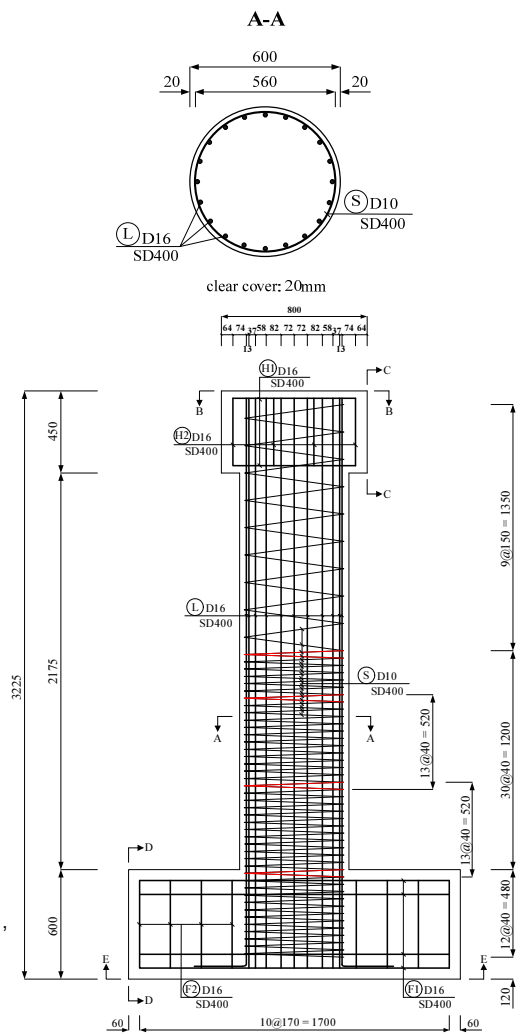


Fig. 1. Details of column specimen (all units in mm)

기둥 실험체의 주요 변수 및 물성치를 Table 1에 정리하였다.

Table 1에서 알 수 있는 바와 같이, 축방향 철근비의 경우 콘크리트구조 학회기준 해설[8]의 최소철근비 규정인 1%를 약간 상회하는 1.4%를 갖도록 제작하였고, 횡구속 철근은 세 단계의 수직간격을 계획하여 횡구속 철근 수직간격의 영향을 검토하였다. 대표적인 경우로 기둥 실험체 UNIT1의 단면형상, 철근 배근 및 상세 제원을 Fig. 1에 나타내었다.



(a) Test configuration



(b) Instrumentation

Fig. 2. Representative test configuration and instrumentation

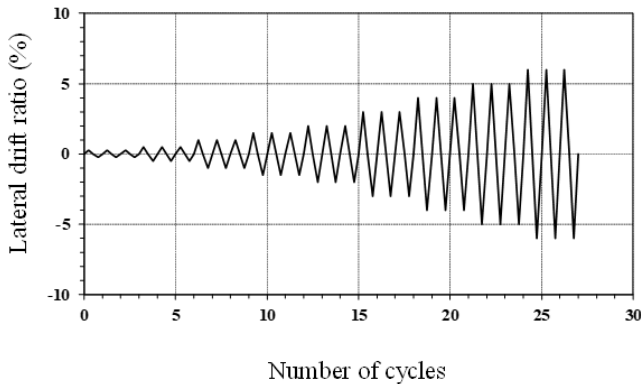


Fig. 3. Lateral drift ratio history

2.2 실험방법

본 실험에서는 2,000 kN 용량의 유압잭 2기를 사용하여 일정한 축력을 재하 하였고, 축력비, $P/(f_{ck}A_g)$ 10%와 15%의 두 단계 일정 축력을 기둥 실험체에 재하 하였다. 횡방향 수평가력은 스트로크 ± 250 mm인 2,000 kN의 액추에이터를 가력벽에 부착하여 실험을 수행하였다. 계측의 경우, 소성 힌지 형성이 예측되는 구간인 기둥의 밑 부분에서 축방향 철근의 변형률을 검토하기 위해 가력방향의 최외측 양쪽 축방향 철근 및 인접한 횡구속 철근에 변형률 게이지를 부착하였다. 또한 기둥의 높이에 따른 횡방향 변위 및 수직방향 변위를 계측하기 위해 각각 8개씩 총 16개의 변위계(LVDT: Linear Variable Displacement Transducer)를 설치하였고, 기초의 밀림 현상을 계측하고 제어하기 위해 기초부에도 변위계를 설치하였다. 반복가력 실험의 세팅 및 대표적인 변위계 설치 사진을 Fig. 2에 나타내었다.

실험체 가력은 변위제어로 수행하였으며, 가력변위의 경우 변위비(변위/기둥 높이)에 대응하는 일정변위를 3 사이클씩 반복가력 하였고, 1 사이클 당 속도는 4분으로 실험을 수행하였다. Fig. 3은 본 실험에서 가력에 사용된 사이클당 변위비를 나타낸다. Fig. 3에서 알 수 있는 바와 같이, 변위제어를 통한 변위비는 $\pm 0.25\%$, $\pm 0.5\%$, $\pm 1.0\%$, $\pm 1.5\%$, $\pm 2.0\%$, $\pm 3.0\%$, ...로 초기 탄성영역에서는 작은 간격의 변위비를 작용시킨 반면에 2.0% 변위비 이상에서는 1.0%씩 증가시켜 재하 하였다.

Table 2. Drift ratio and corresponding lateral displacement at a reinforcement fracture

Specimen	Drift ratio at fracture (%)	Lateral displacement (mm)
UNIT1	6	144
UNIT2	6	144
UNIT3	6	108
UNIT4	6	216
UNIT5	6	144
UNIT6	5	120
UNIT7	7	168
UNIT8	7	168

3. 실험결과 정리 및 분석

3.1 손상상태

기둥 실험체 8본의 손상거동은 모든 실험체에서 유사한 결과를 나타내었다. 균열이 발생 후 균열 진전, 균열 수가 증가에 따른 축방향 철근의 항복, 이후 기둥의 소성힌지 구간에서 콘크리트 피복박리가 일어나고 축방향 철근의 파단 후에 실험이 종료되었다. 모든 실험체에서 축방향 철근의 파단 전에 실험체가 파괴된 경우는 없었고, 축방향 철근의 지름이 크고 철근의 항복 강도가 높은 경우에는 변위비 7%에서 파단이 발생하였으며, 그 외의 실험체에서는 변위비 6%에서 파단이 발생하였다. 기둥 실험체에서 축방향 철근 파단이 발생한 때의 변위비와 대응하는 변위를 Table 2에 정리하였다.

3.2 균열 양상 및 초기 항복

초기 수평 균열이후 기존 균열의 진전 및 추가 균열이 형성되었고 변위비가 증가함에 따라 추가 균열간의 간격이 감소하는 경향을 나타내었다. Fig. 4는 초기 피복 박리가 발생하기 이전의 변위비 1.5%(36 mm) 사이클에서 기둥 실험체 UNIT1(형상비 4)과 UNIT3(형상비 3)의 대표적인 균열 형태를 나타낸다. 일반적으로 일정 가력변위비에서 첫 번째 사이클 이후 연



Fig. 4. Representative crack patterns

Table 3. Yield displacement corresponding to initial yielding of longitudinal reinforcement

Specimen	Yield displacement (mm)	Lateral force (kN)	Rotation (rad)
UNIT1	13	155	0.0042
UNIT2	12	173	0.0035
UNIT3	11	236	0.0054
UNIT4	26	124	0.0041
UNIT5	13	168	0.0045
UNIT6	13	153	0.0044
UNIT7	14	174	0.0049
UNIT8	18	214	0.0056

속되는 두 번째 및 세 번째 사이클에서 새롭게 형성되는 균열은 제한적이었다. 형상비가 작을수록 수평균열의 간격이 줄어드는 경향과 함께 같은 변위 비임에도 불구하고 형상비가 3인 기둥 실험체에서는 일부 경사균열이 발생하였다.

원형단면내 축방향 철근의 배근 특성상 초기 항복은 최외측의 축방향 철근에서 발생하므로, 초기 항복은 소성힌지가 예측되는 기둥의 밑면 최외측 양단의 축방향 철근에 부착된 변형률계이치의 계측값으로 결정하였다. 또한 초기 항복에 대응하는 기둥 밑면의 회전각을 수평 및 수직방향 변위 계측을 위해 설치된 변위계로부터 구하였다. 기둥 실험체 최외측 철근의 최종 항복변형률에 대응하는 항복변위, 횡하중 및 회전각을 Table 3에 정리하였다. Table 3에서 확인할 수 있는 것처럼, 초기 항복변위는 형상비에 의한 영향 이외에 다른 변수의 영향은 제한적임을 알 수 있다.

3.3 콘크리트 피복 박리 및 구속콘크리트 파쇄

콘크리트 피복 박리는 기둥의 강성 변화 및 내진성능평가에 중요한 요소 중의 하나이다. 피복 박리가 처음 발생한 이후 소성힌지 구간에서 기둥의 높이를 따라 박리가 진행되고, 나아가 구속콘크리트의 파쇄까지 이어지므로 박리 및 박리 높이는 보수를 판단하는 주요 척도가 될 수 있다. 각각의 가력비에서 매 사이클마다 육안관찰을 통해 초기 피복 박리가 발생하는 변위를 검토하였다. 초기 피복 박리는 변위비 2% 또는 3%에서 발생하였고, 횡구속 철근의 수직간격이 가장 작은 40 mm 일 때 늦게 발생함을 알 수 있었다.

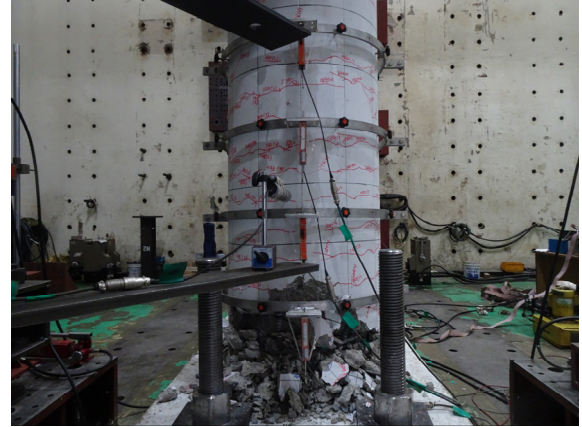
하지만 수직간격이 55 mm와 96 mm인 경우에는 동일한 변위비에서 초기 피복 박리가 발생하였다. 또한 형상비가 6인 실험체와 축방향 철근의 지름이 큰 실험체 그리고 항복강도 500 MPa 철근을 사용한 실험체에서 다소 늦게 발생하였다. 초기 피복 박리가 발생하는 기둥의 높이 또한 성능을 판단하는 중요한 요소가 될 수 있으므로 이를 검토하였다. 축방향 철근의 지름이 큰 실험체에서 초기 피복 박리 높이가 가장 크게 관찰된 반면에 항복강도 500 MPa 철근을 사용한 실험체에서 높이가 가장 작게 관찰되었다. 그 외의 실험체에서는 피복 박리의 높이가 유사하였다.

가력 변위비가 증가함에 따라 가력방향 소성힌지 영역에서 비구속 콘크리트 박리가 진행되었고, 이후 구속 콘크리트의 파쇄로 진행되었다. 구속 콘크리트의 파쇄는 광범위한 보수가 필요할 수 있으므로 면밀한 관찰과 계측이 필요하다. 하지만 콘크리트 파쇄로 인해 설치한 변위계의 측정값에 오류가 있을 수 있으므로 구속 콘크리트에 초기 파쇄가 발생할 때 가력 변위비를 검토하였다. 횡구속 철근의 수직간격이 비교적 큰 96 mm를 갖는 실험체에서 구속 콘크리트 초기 파쇄 현상이 먼저 발생하였다(변위비 4%). 한편 형상비 6, 횡구속 철근 수직간격이 40 mm 및 항복강도 500 MPa 철근을 사용한 실험체에서는 변위비 6%에서 구속 콘크리트의 초기 파쇄 현상이 관찰되었다. 이후 같은 변위비의 연속된 사이클에서 축방향 철근의 좌굴 현상이 모든 실험체에서 관찰되었다. 축방향 철근의 좌굴이 발생한 다음 단계의 가력변위에서 축방향 철근이 파단되어 실험이 종료되었을 때 기둥 높이를 따라 박리가 발생한 영역을 검토하였다. 형상비가 6인 UNIT4 실험체에서 박리 영역이 가장 크게 관찰되었고, 횡구속 철근의 간격이 90 mm로 가장 큰 UNIT6 실험체에서도 박리 영역이 크게 관찰되었다. 하지만 횡구속 철근의 수직간격이 40 mm로 가장 작은 UNIT5 실험체에서는 최종 박리 영역이 가장 작게 관찰되었고, 그 외의 실험체에서는 최종 박리 영역이 유사하였다. 즉, 횡구속 철근의 수직간격이 박리 발생 영역에 영향을 끼친다는 것을 알 수 있다. 대표적인 경우로 UNIT4의 초기 박리 및 UNIT6의 최종 박리 영역을 Fig. 5에 나타내었다. 또한, 초기 피복 박리 발생 변위비 및 높이, 구속 콘크리트의 초기 파쇄 발생 변위비와 이어진 축방향 철근의 좌굴이 발생하는 변위비 그리고 최종 박리 영역을 정리하여 Table 4에 나타내었다.

Table 4에 정리되어 있는 각각의 손상상태에 대응하는 변위비는 교량 기둥의 확률론적 내진성능평가에 있어 기둥의 손상정도를 예측하는 합리적인 기준이 될 수 있다. 이에 Table 4의 손상상태별 변위비를 기둥의 확률론적 내진성능평가에 널리 사용되는 미연방관리청(Federal Emergency Management Agency)의 피해예측시스템[9]과 Dutta[10]가 제안한 변위



(a) UNIT4 initial spalling at 3%



(b) UNIT6 spalled region at 6%

Fig. 5. Representative initial spalling and final spalled region

Table 4. Lateral drift ratio corresponding to each damage state

Specimen	Initial spalling		Initial core crushing	Buckling of bar	Spalled height (mm)
	Drift ratio (%)	Height (mm)	Drift ratio (%)	Drift ratio (%)	
UNIT1	2	100	5 (1 st cycle)	5 (2 nd cycle)	300
UNIT2	2	110	5 (1 st cycle)	5 (2 nd cycle)	310
UNIT3	2	100	5 (1 st cycle)	6 (1 st cycle)	250
UNIT4	3	130	6 (1 st cycle)	6 (3 rd cycle)	400
UNIT5	3	110	6 (2 nd cycle)	6 (3 rd cycle)	200
UNIT6	2	110	4 (1 st cycle)	4 (3 rd cycle)	380
UNIT7	3	150	6 (1 st cycle)	6 (3 rd cycle)	310
UNIT8	3	90	6 (1 st cycle)	6 (3 rd cycle)	300

Table 5. Comparison of drift ratio corresponding to each damage state

Damage state		Damage description	Drift limit	
HAZUS [9]	Dutta [10]		HAZUS[9], Dutta[10]	Current test (averaged)
2	Slight	cracking, spalling	0.010	0.025
3	Moderate	loss of anchorage, core crushing	0.025	0.054
4	Extensive	buckling and fracture of bar	0.050	0.061

비와 비교하였다. Table 5는 내진설계된 교량 기둥의 각 손상단계별 변위비 비교를 나타낸다. HAZUS[9]와 Dutta[10]의 손상상태 분류방식은 다르지만 각 손상단계별 변위비는 동일하였다. 본 실험에서 관찰된 각 손상 단계별 변위비를 비교한 결과, HAZUS[9]와 Dutta[10]에 의해 제안된 변위비는 상당히 보수적임을 알 수 있다. 경미한 손상의 경우 본 연구에서 제안된 변위비는 초기 피복 박리가 발생하는 변위비임에도 불구하고 2배 이상의 차이를 나타내었고, 중간손상의 경우에도 유사한 차이를 나타내었다. 이와 같은 결과는 각 국가별 내진설계 상세기준의 차이 때문인 것으로 판단할 수 있다. 기둥의 변위비는 제원, 사용한 재료의 물성 특성, 단면의 크기, 철근강도 및 철근비, 형상비 등 여러 변수에 영향을 받을 수 있고, 이들 변수에 대한 내진설계 상세기준이 다를 경우 손상단계별 변위비가 다를 수 있다. 이에 국내 내진설계 상세기준에 의해 설계된 기둥의 실험결과에 근거한 손상단계별 변위비에 대한 연구가 필요할 것으로 판단된다.

3.4 횡하중-변위 이력응답

Fig. 6은 기둥 실험체의 하중-변위 이력곡선을 나타낸다. 하중-변위 이력곡선에 있는 5개의 표식은 최외측 축방향 철근의 초기 항복, 초기 피복 박리, 구속 콘크리트의 초기 파쇄, 축방향 철근의 좌굴 및 축방향 철근의 파단 점을 나타낸다. Fig. 6에서 알 수 있는 바와 같이, 축방향 철근의 파단 이전까지 모든 기둥 실험체는 변위가 증감함에 따른 강도의 저감현상이 거의 발생하지 않아 안정적인 비탄성 이력 응답을 나타내었다. UNIT1, UNIT5, UNIT6 실험체의 이력응답에서 확인할 수 있는 것처럼 횡구속 철근의 수직 간격이 가장 작은 UNIT5에서 가장 안정적인 거동을 나타낸 반면, 수직간격이 96 mm인 UNIT6의 에너지 소산능력은 다른 두 실험체 보다는 다소 작게 나타났다. 동일한 축방향 철근비를 갖지만 축방향 철근의 개수가 UNIT1 실험체의 절반인 UNIT7 실험체의 이력거동은 UNIT1 실험체와

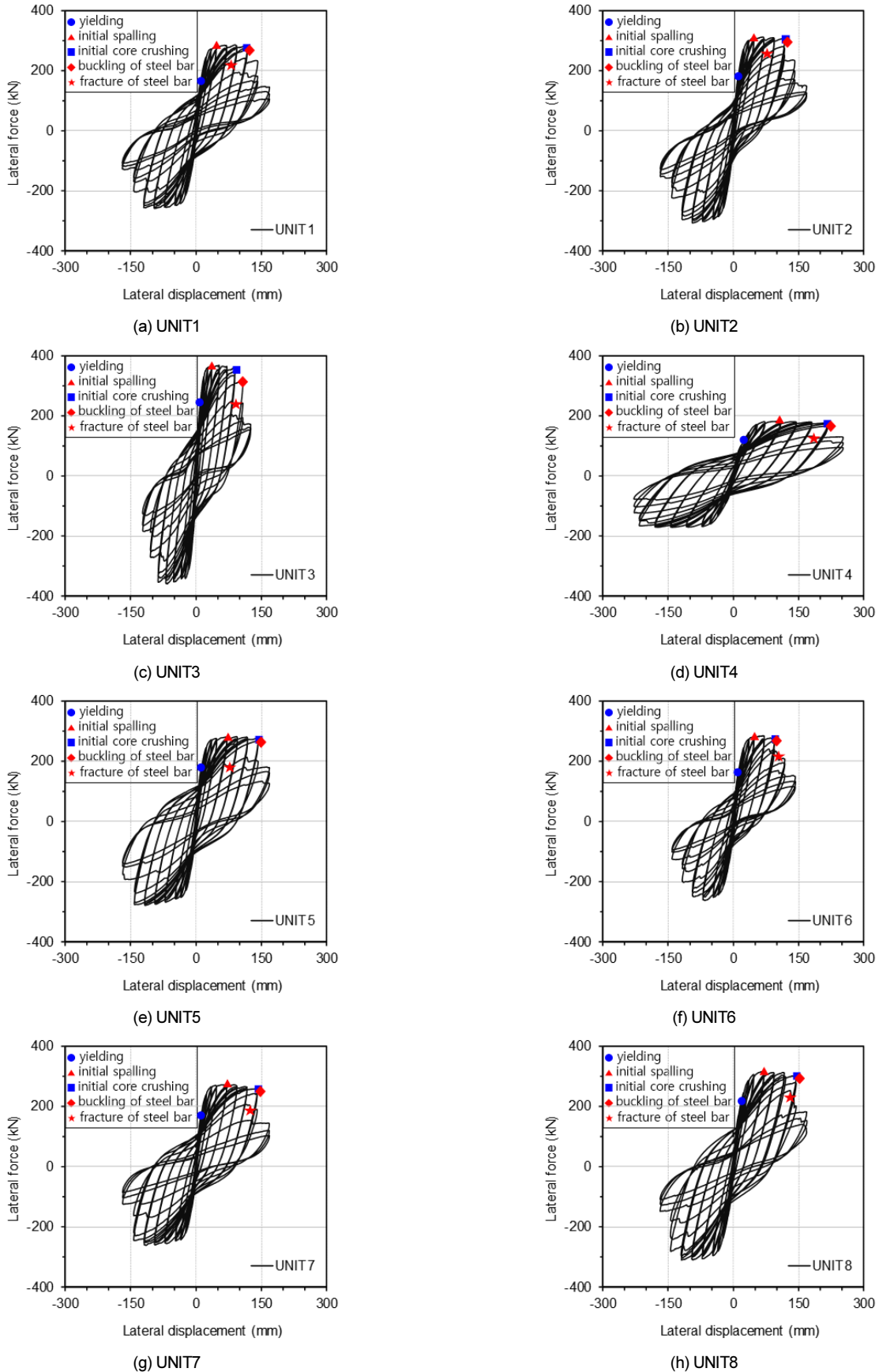


Fig. 6. Lateral force-displacement hysteretic response

Table 6. Comparison of theoretical and experimental strength

Specimen	Theoretical strength		Experimental results			$\frac{V_{test}}{V_{nf}}$
	Moment capacity M_n (kN · m)	Lateral force corresponding to M_n V_{nf} (kN)	Push	Pull	Average	
			Maximum lateral force $V_{t,push}$ (kN)	Maximum lateral force $V_{t,pull}$ (kN)	Maximum lateral force V_{test} (kN)	
UNIT1	482	201	284	254	269	1.34
UNIT2	524	218	311	306	309	1.42
UNIT3	482	268	367	356	362	1.35
UNIT4	482	134	181	170	176	1.31
UNIT5	482	201	281	274	278	1.38
UNIT6	482	201	285	262	274	1.36
UNIT7	468	195	271	261	266	1.36
UNIT8	548	228	314	309	312	1.37

유사한 이력거동을 나타내었다. 하지만 UNIT7 실험체의 축방향 철근 파단은 UNIT1 실험체보다 한 단계 높은 변위비에서 발생하였다. 철근의 항복강도가 400 MPa인 UNIT1과 500 MPa인 UNIT8 실험체의 하중-변위 이력거동은 최대 횡하중 강도에 차이가 있을 뿐 전반적인 탄성 및 비탄성 강성에 있어 큰 차이가 나지 않음을 알 수 있다.

3.5 횡하중 강도

도로교설계기준(한계상태설계법)[1] 및 콘크리트구조 학회기준 해설[8]의 등가직사각형 응력분포를 이용하여 계산한 이론적인 강도를 실험으로부터 얻어진 각 기둥 실험체의 push 방향과 pull 방향에서 각각 구한 최대 횡하중과 비교하였다. Table 6에 이론적인 강도와 실험 최대값 및 이에 따른 각 방향별 V_{max} / V_{nf} 의 값을 정리하여 나타내었다. Table 6에서 알 수 있는 바와 같이 모든 실험체의 실험 최대 횡하중은 이론적인 강도보다 높은 값을 나타내었고, 이론 강도 대비 실험의 최대 횡하중은 작용 축력비가 클수록 그리고 사용한 철근의 항복강도가 높을수록 약간 증가하는 것을 알 수 있다. 특히 작용 축력비가 15%인 UNIT2의 실험 최대 횡하중은 10%인 UNIT1의 횡하중보다 평균값 기준 약 15% 증가하여 축력비가 클수록 이론 강도 대비 안전율이 증가함을 알 수 있다. UNIT1 실험체보다 축방향 철근의 개수가 절반인 UNIT7 실험체의 최대 횡하중은 실험 평균값 기준 UNIT1 실험체와 차이가 거의 없어 축방향 철근 개수에 따른 거동 차이는 없는 것으로 나타났다.

이론적인 모멘트 강도에 대응되는 전단력과 실험결과와의 상세한 비교 분석을 위해서, 실험결과로부터 구한 각 가력 사이클별 최대 횡하중을 연결한 하중-변위 포락곡선을 작성하여 Fig. 7에 나타내었다. Fig. 7에서 알 수 있는 바와 같이 모든 실험체에서 변위가 증가함에 따른 강도의 급작스런 저감현상이 발생하지 않았고 안정적인 비탄성 거동을 나타냈다. 하지만 축방향 철근의 파단 이후 급격한 하중 저감현상이 발생하였다. 형상비가 클수록 포락곡선에서 안정적인 비탄성 거동을 나타낸 반면에, 형상비가 작을수록 짧은 비탄성 구간을 경험 후 축방향 철근의 파단이 발생함을 알 수 있다. 또한 횡구속 철근의 수직간격이 큰 UNIT6 실험체에서도 비탄성 구간이 짧게 나타나 변위 증가에 따른 안정적인 비탄성 거동은 횡구속 철근의 수직간격

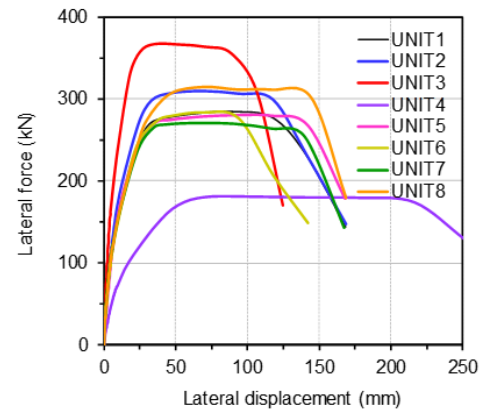


Fig. 7. Lateral force-displacement envelope

및 형상비에 영향을 받는 것으로 알 수 있다.

4. 변위연성도

4.1 항복 및 극한변위 정의

철근콘크리트 기둥의 경우, 구조부재로서의 역할을 수행하기 위해서는 충분한 강도를 가져야하는 반면에 붕괴 방지를 위해서는 충분한 연성능력이 필요하다. 연성능력은 교각이 횡하중 지지능력의 급격한 감소 없이 비탄성으로 변형할 수 있는 능력으로, 주로 항복변위에 대한 극한변위의 비로 계산되는 변위연성도($\mu_{\Delta} = \Delta_{ult} / \Delta_y$)로 나타낸다. 기둥 실험체의 연성능력 검토를 위해 실험결과로부터 변위연성도를 계산하였다. 변위연성도를 구하기 위해서는 우선적으로 항복변위 및 극한변위 결정을 위한 기준이 필요하고, 실험결과의 포락곡선으로부터 구할 수 있다. 항복변위는 최외측 축방향 철근의 항복에 대응하는 변위와 Ang et al.[11]이 제안한 절차에 의한 변위를 사용하였다. Ang et al.[11]이 제안한 절차에서는 실험에서 구한 하중-변위 포락곡선에서 이론적인 모멘트 강도에 대응되는 전단력(V_{nf})에 수평선을 작도한 후, 원점에서 이 전단력의 75%에 해당되는 점($0.75 V_{nf}$)을 지나는 직선이 전단력(V_{nf})의 수평선과 만나는 점에서 수직으로 직선을 그었

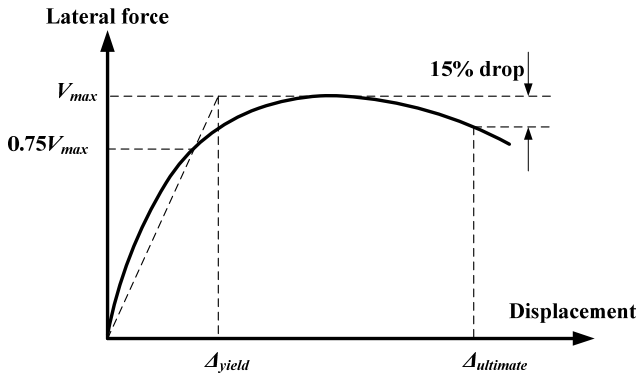


Fig. 8. Definition of yield and ultimate displacement

을 때 하중-변위 포락곡선과 만나는 교점에 대응하는 변위를 항복변위로 정의한다. 극한변위의 경우 하중-변위 포락곡선에서 최대 횡하중 (V_{max})의 15% 감소가 발생했을 때 대응하는 하중-변위 포락곡선상의 변위를 극한변위로 결정하였다. 항복변위와 극한변위 결정을 위한 도식화를 Fig. 8에 나타내었다. 이와 같이 실험결과로부터 구해진 변위연성도의 비교 검토를 위해 도로교설계기준(한계상태설계법)[1]의 연성도 내진설계에 의한 이론적인 변위연성도를 구하였다. 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계 방법을 사용하면 교각의 변위연성도를 구할 수 있고, 변위연성도를 구하는 상세한 방법은 도로교설계기준(한계상태설계법)[1]에서 확인할 수 있다.

4.2 변위연성도

Fig. 8에 나타난 항복변위와 극한변위에 결정방법에 따라 실험결과로부터 구한 항복변위와 극한변위를 정리하여 Table 7에 나타내었다. 하중-변위 포락선으로부터 구한 항복변위 값들은 push 방향과 pull 방향에서 약간의 차이가 있고 이는 실험에서 흔하게 발생할 수 있는 결과이다. 이에 따른 오차를 보정하기 위해서 하중-변위 포락선으로부터 구한 항복변위는 평균 값을 사용하였다. Table 7에서 확인할 수 있는 바와 같이 황구속 철근의 수직간격이 작은 UNIT5 실험체에서 변위연성도가 가장 크게 나타났고 수직간격이 큰 UNIT6 실험체에서 변위연성도가 가장 작게 나타났다. 그럼에도

불구하고 실험으로부터 구한 모든 기둥 실험체의 변위연성도는 도로교 연성도 내진설계기준으로 평가한 변위연성도를 크게 만족하는 것으로 나타났고, UNIT6에서 87%의 최대 여유연성도를 나타냈다. 즉, 도로교설계기준 한계상태설계법의 내진설계상세를 적용한 기둥은 충분한 변위연성도 성능을 확보하는 것으로 나타났다.

5. 결론

본 연구에서는 국내 현행 내진설계기준 상세를 만족하는 철근콘크리트 교량 기둥의 실험체 8본에 대해 반복가력 실험을 수행하였고, 실험결과로부터 도출된 사항을 정리하면 다음과 같다.

축방향 철근의 파단 이전까지 모든 기둥 실험체는 변위가 증감함에 따른 강도의 저감현상이 거의 발생하지 않아 안정적인 비탄성 이력 응답을 나타내었고, 실험에서 구한 변위연성도는 도로교설계기준(한계상태설계법)[1]의 연성도내진설계법에 의해 구한 변위연성도 대비 충분한 여유연성도를 확보하는 것으로 나타났다.

초기 피복 박리는 실험체의 변위비 2% 또는 3%에서 발생하였고, 황구속 철근의 수직간격이 가장 작은 40 mm일 때 늦게 발생함을 알 수 있었고, 형상비가 6인 실험체와 축방향 철근의 지름이 큰 실험체 그리고 항복강도 500 MPa 철근을 사용한 실험체에서 다소 늦게 발생함을 알 수 있었다.

구속 콘크리트에 초기 파쇄의 경우, 황구속 철근의 수직간격이 비교적 큰 96 mm를 갖는 실험체에서 구속 콘크리트 초기 파쇄 현상이 먼저 발생하였고(변위비 4%), 형상비 6, 황구속 철근 수직간격이 40 mm 및 항복강도 500 MPa 철근을 사용한 실험체에서는 더 큰 변위비(6%)에서 구속 콘크리트의 초기 파쇄 현상이 발생함을 알 수 있었다.

위에서 언급된 각 손상상태에 대응하는 변위비를 국내 외적으로 널리 사용하는 손상한계상태별 변위비와 비교하였다. 비교결과, 기존의 제시된 손상한계별 변위비는 상당히 보수적임을 알 수 있었다. 이는 각 국가별 내진설계 상세기준의 차이 때문인 것으로 판단할 수 있다. 따라서 국내 내진설계 상세기준에 의해 설계된 기둥의 실험결과에 근거한 손상한계상태별 변위비에 대한 추가 연구가 필요할 것으로 판단된다.

Table 7. Comparison of displacement ductility

Specimen	Experimental results					Ductility by KRTA[1]
	Yield displacement (mm)		Ultimate displacement (mm)	Displacement ductility		
	$\Delta_{yi,ave}$	$\Delta_{y,ave}$	$\Delta_{ult,ave}$	$\mu_{\Delta_{ave}} = \frac{\Delta_{ult,ave}}{\Delta_{yi,ave}}$	$\mu_{\Delta_{ave}} = \frac{\Delta_{ult,ave}}{\Delta_{y,ave}}$	
UNIT1	13	26.9	137	10.5	5.1	3.5
UNIT2	12	26.5	132	11.0	5.0	3.1
UNIT3	11	16.0	106	9.6	6.6	3.7
UNIT4	26	41.6	233	8.9	5.6	3.3
UNIT5	13	22.4	152	11.7	6.8	4.5
UNIT6	13	23.8	107	8.2	4.5	2.4
UNIT7	14	25.9	147	10.5	5.7	3.5
UNIT8	18	29.9	153	8.5	5.1	3.4

/ 감사의 글 /

본 논문은 2022학년도 배재대학교 교내 학술연구비 지원에 의하여 수행되었습니다.

/ REFERENCES /

1. Korea Road and Transportation Association(KRTA) Design code for highway bridges(limit state design), Korea Road and Transportation Association, Seoul Korea, c2015 (in Korean).
2. Lee DH, Shim JY, Jeon J-S. Damage potential of a domestic metropolitan railway bridge subjected to 2016 Gyeongju earthquake. *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 2016;20(7):461-472.
3. Lee DH, Jeon J-S. Seismic performance assessment of a mid-rise RC building subjected to 2016 Gyeongju earthquake. *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 2016;20(7):473-483.
4. Lee DH. Earthquake damage and seismic performance evaluation on civil infrastructures(bridges). *KSCE-EESK Joint Symposium on Pohang Earthquake*. KSCE-EESK, c2017.
5. Lee DH, Choi E, Zi G. Evaluation of earthquake deformation and performance for RC bridge piers. *Engineering Structures*, 2005; 27:1451-1464.
6. Lee DH, Kim D, Lee K. Analytical approach for the earthquake performance evaluation of repaired/retrofitted RC bridge piers using time-dependent element. *Nonlinear Dynamics*, 2009;56:463-482.
7. Lee DH, Park J, Lee K, Kim BH. Nonlinear seismic assessment for the post-repair response of RC bridge piers. *Composites Part B*, 2011;42:1318-1329.
8. KCI Concrete Design Code and Commentary. Kimoondang Publishing Co. Korea Concrete Institute, Seoul Korea, 2021. (in Korean)
9. HAZUS99 User's manual, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA, c1999.
10. Datta A. On energy based seismic analysis and design of highway bridges. PhD Dissertation, State University of New York at Buffalo, USA, c1999.
11. Ang BG, Priestley MJN, Paulay T. Seismic shear strength of circular reinforced concrete columns. *ACI Structural Journal*, 1989;86(1): 45-59.