

## 再生骨材를 사용한 鐵筋 콘크리트 보의 휨 및 剪斷舉動 特性

†具奉權\* · 羅載雄\*\* · 申才芒\*\*\* · 李在範\*\*\*\* · 朱峰徹\*\*\*\*\*

\*忠北大學校 工科大学 土木工學科, 教授  
\*\*韓國道路公社 中部 1建設事業所 第6工區  
\*\*\*韓國道路公社 道路處 構造物팀 構造物診斷部  
\*\*\*\*忠北大學校 大學院 土木工學科  
\*\*\*\*\*韓國建設技術研究院, 土木研究部 構造시스템연구그룹

### Characteristics of the Flexural and Shear Behavior of RC Beams using Recycled Aggregates

†Bong-Kuen Koo\*, Jae-Woong Rha\*\*, Jae-In Shin\*\*\*, Jae-Bum Lee\*\*\*\* and Bong-Chul Joo\*\*\*\*\*

\*Department of Civil Engineering, Chungbuk National Univ.,

\*\*Department of Construction, Korea Highway Corporation, Jungbu 1 Construction Office, the 6th Section

\*\*\*Department of Structure Diagnosis, Korea Highway Corporation, Road Maintenance Division, Structure Management Team

\*\*\*\*Department of Civil Engineering, Chungbuk National Univ.,

\*\*\*\*\*Structural System Research Group Civil Engineering Division, Korea Institute of Construction Technology

#### 요 약

본 연구에서는 여러 가지 건설 부산물 중에서 단순히 폐기되거나 매립에 의존하고 있는 폐콘크리트를 대상으로 건설공사에 재이용하기 위한 기술 즉, 폐콘크리트의 콘크리트용 골재(재생골재)로서의 재이용과 콘크리트 구조용 재료로서의 재사용을 위한 기술적인 방향을 제시하고 실험적 자료를 구축하고자 하였다. 실험결과, 안전을 고려하여 재생골재 대체율은 30%이하, 최대철근비를 균형철근비의 70%이하, 깊은 보의 기준은 전단 스패니 2.0이하로 보는 것이 타당하고, 계수전단강도의 예측에는 Zsutty식을 사용하는 것이 합리적이라고 판단된다.

주제어: 건설 부산물, 폐콘크리트, 재생골재, 철근비, 전단강도

#### ABSTRACT

We can reuse the portion of simple reclamation and the construction by-products. Until now, we have discarded concrete by simply throwing away or dumping in underground. Therefore, we attempted to propose the technical directions for the reuse of waste concrete as the recycled concrete aggregates and concrete structural materials. As a testing result, It is reasonable that standards are substitution of recycled aggregates under 30%, maximum steel ratio, under 70% of balanced steel ratio, under shear span ratio 0.2 for deep beam criteria for safety and Zsutty's equation is reasonable for estimation of factored shear strength

**Key words:** Construction by-products, waste concrete, recycled aggregates steel ratio, shear strength

† 2000년 9월 22일 접수, 2001년 2월 2일 수리

\* E-mail: bkkoo2378@yahoo.co.kr

## 1. 서 론

각종 폐기물의 재활용은 환경보전 노력측면에서 폐기물의 자연방치 및 무단폐기, 단순매립 등의 직접적인 환경오염을 예방하고 자연으로부터 채취되는 한정된 자원을 절약할 수 있다는 점에서도 그 필요성이 중요시되고 있다. 실제적으로 건축폐기물의 1/3이상을 폐콘크리트가 차지하고 있으며, 이는 여러 산업폐기물과 더불어 재활용의 가능성이 여러 자료를 통해 제시되고 있으나 사람들의 인식부족과 재생골재에 대한 신뢰성의 부족은 재생골재의 생산저하와 수요 감소에 의한 경제성 결핍으로 인해 재생골재의 생산을 꺼리고 있는 실정이다.

따라서, 본 연구는 폐콘크리트의 재활용 방안으로 폐콘크리트를 파쇄하여 얻은 재생골재를 이용하여 철근 콘크리트 보를 제작하고, 파괴실험을 통해 여러 가지 공

학적 특성을 분석하고자 하였다. 먼저, 재생골재의 대체율에 따른 휨 및 전단 부재에 대한 역학적 거동특성을 비교 고찰하고, 철근 콘크리트 보의 거동에 영향을 미치는 인자 중 인장 철근비와 전단 스펙비의 영향에 대한 특성을 규명하였다. 또한 파괴실험으로 얻은 측정강도와 기존의 관련시방서 및 예측식 결과를 비교 분석하여 재생골재를 사용한 철근 콘크리트 부재에 적용할 수 있는 적절한 평가방법을 제시하고, 실 설계에 대한 기초 자료를 제공하고자 하였다.

## 2. 실 험

### 2.1. 실험재료

본 연구에서 사용한 재생굵은골재는 경남 김해의 (주)인선기업에서 생산한 25 mm와 13 mm의 재생골재를 사용하였고 두 골재의 물리적 성질은 Table 1

Table 1 Physical properties of recycled aggregate (25, 13 mm)

Classification	Specific gravity	Absorption ratio (%)	Fineness modulus	Abrasion ratio (%)	A.F.*(%)
Recycled coarse aggregate	2.19	7.26	6.55	31.14	0.4

\*Amount of material finer than 0.075 sieve in aggregate

Table 2. Classification of flexural beams

Beam name	R*	$f_{ck}$	Reinforcing bar	$\rho$	$\rho_b$	$\rho/\rho_b$
MD13-R0	0	240	2-D13	0.0075	0.026	0.28
MD16-R0			2-D16	0.0117		0.45
MD19-R0			2-D19	0.0169		0.64
MD22-R0			2-D22	0.0228		0.87
MD13-R30	30	250	2-D13	0.0075	0.027	0.27
MD16-R30			2-D16	0.0117		0.43
MD19-R30			2-D19	0.0169		0.62
MD22-R30			2-D22	0.0228		0.83
MD13-R50	50	230	2-D13	0.0075	0.025	0.30
MD16-R50			2-D16	0.0117		0.47
MD19-R50			2-D19	0.0169		0.67
MD22-R50			2-D22	0.0228		0.91
MD13-R100	100	220	2-D13	0.0075	0.024	0.31
MD16-R100			2-D16	0.0117		0.49
MD19-R100			2-D19	0.0169		0.70
MD22-R100			2-D22	0.0228		0.95

과 같다.

**2.2. 실험방법**

재생골재를 사용한 철근 콘크리트 보의 휨 및 전단 거동특성을 실험적으로 규명하기 위해 총 32개의 시험체를 제작하였다. 휨부재의 경우, 재생골재 대체율 0%, 30%, 50%, 100%에 대해 인장철근비를 최소철근비에서 균형철근비까지 4단계로 분류하여, 단면이 17 cm×25 cm이고, 부재의 순경간이 200 cm인 시험체 16개를 제작하였다. 전단부재는 전단보강 없이 재생골재 대체율과 전단 스패비를 1.5, 2.0, 2.5, 3.0으로 분류하여 단면이 17 cm×25 cm이고, 순경간이 100 cm, 120 cm, 140 cm, 그리고 160 cm인 시험체 16개를 제작하였다.

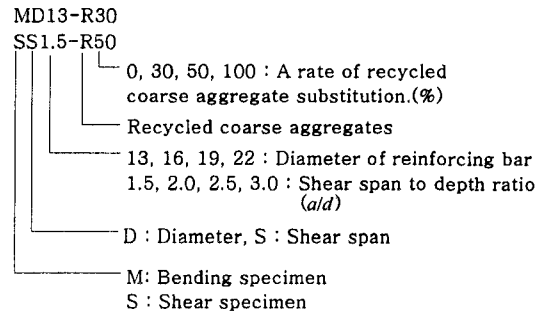
깊은 보에서 일반보에 이르는 전단거동 특성을 파악하고자 전단 스패비를 1.5, 2.0, 2.5, 3.0으로 선정하였다. 전단파괴를 유도함과 동시에 재생골재를 사용한 철근 콘크리트 보의 전단거동을 정확히 파악하기 위해 전단 보강을 하지 않았다.

휨 및 전단 시험체 분류는 각각 Table 2, 3 과 같으며, 호칭에 대한 설명은 그 아래에 표시하였다.

**Table 3.** Classification of shear beams

Beam name	R*	f <sub>ck</sub>	a/d	Span length	ρ/p <sub>b</sub>
SS1.5-R0	0	240	2-D13	100	0.45
SS2.0-R0			2-D16	120	
SS2.5-R0			2-D19	140	
SS3.0-R0			2-D22	160	
SS1.5-R30	30	250	2-D13	100	0.43
SS2.0-R30			2-D16	120	
SS2.5-R30			2-D19	140	
SS3.0-R30			2-D22	160	
SS1.5-R50	50	230	2-D13	100	0.47
SS2.0-R50			2-D16	120	
SS2.5-R50			2-D19	140	
SS3.0-R50			2-D22	160	
SS1.5-R100	100	220	2-D13	100	0.49
SS2.0-R100			2-D16	120	
SS2.5-R100			2-D19	140	
SS3.0-R100			2-D22	160	

\*Recycled coarse aggregate substitution rate



**3. 실험결과 및 분석**

**3.1. 압축강도와 탄성계수**

실험결과 재생골재를 사용한 콘크리트의 압축강도는 대체율 50%와 100%에서 약 4~8%의 강도가 저하됨을 알 수 있었다. 그러나, 재생골재 대체율 30%에서 기준 시험체(대체율 0%)보다 강도가 4%정도 높았다. 이것은 재생골재를 사용한 콘크리트의 압축강도가 동일 W/C비의 일반 콘크리트보다 높게 나타날 수 있다는 연구<sup>1)</sup>와 일치한다. 따라서, 재생골재의 사용이 콘크리트의 압축 강도에 나쁜 영향을 주지 않는 것으로 판단된다.

그러나, 재생골재를 사용한 콘크리트의 탄성계수는 약 30~40%의 감소를 나타내었다. 이는 재생골재에 붙어있는 시멘트 모르타의 높은 흡수율의 영향으로 판단된다. 기존의 연구<sup>2)</sup>에서도 보통의 콘크리트와 재생 콘크리트와의 탄성계수의 차이는 약 25~40%로 알려 있는데, 본 실험 결과는 이와 잘 일치한다. Table 4 는 실험을 통해서 측정된 압축강도와 탄성계수를 나타낸 것이다.

**3.2. 휨실험 결과 및 휨강도 특성**

**3.2.1. 최대 휨강도**

본 연구에 사용된 시험체들의 최대 휨강도를 재생골재 대체율로 구분하여 Fig. 1 에 표시하였다. 그래프를 통해서 알 수 있듯이 재생골재 대체율에 따른 최대 휨강도의 경향은 같았고, 인장 철근비에 의한 영향을 크게 받았다. 따라서, 재생골재를 사용한 철근콘크리트의 최대

**Table 4.** Results of f<sub>28</sub> and E<sub>c</sub>

	R0	R30	R50	R100
f <sub>28</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	243	253	234	224
E <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	2.07 × 10 <sup>5</sup>	1.43 × 10 <sup>5</sup>	1.23 × 10 <sup>5</sup>	1.28 × 10 <sup>5</sup>

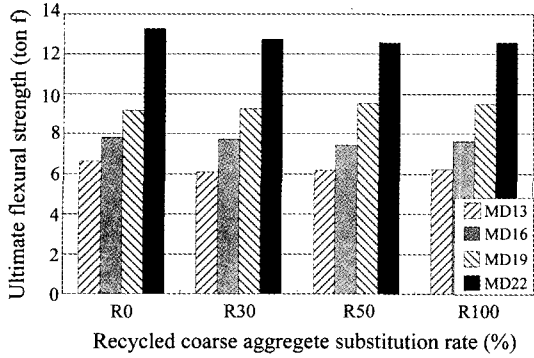


Fig. 1. Comparison of ultimate flexural strength of specimens.

휨강도 경향이 일반 철근콘크리트와 거의 같다는 것을 알 수 있다. 그러므로, 재생골재의 사용이 최대 휨강도에 나쁜 영향을 미치지 않는 것으로 판단할 수 있다.

인장철근비 0.70ρ<sub>b</sub> 이하의 시험체(MD13, MD16, MD19 계열)에서는 철근비가 0.20씩 증가할 때마다 평균적으로 최대 휨강도는 20%정도 증가하는 경향을 보이지만, 인장 철근비 0.80ρ<sub>b</sub> 이상의 시험체(MD22 계열)에서는 최대 강도 증가율이 40%에 이른다. 이것은 인장 철근비 0.70ρ<sub>b</sub> 이하에서는 파괴에 이르기 전에 철근이 먼저 항복한 후 극한모멘트까지 추가적인 휨모멘트를

Table 5. Ductility index for specimens

Specimens	ρ/ρ <sub>b</sub>	Δ <sub>y</sub> (mm)	Δ <sub>u</sub> (mm)	μ
MD13-R0	0.28	5.77	29.48	5.11
MD16-R0	0.45	5.14	23.96	4.66
MD19-R0	0.64	6.75	21.01	3.11
MD22-R0	0.87	9.07	11.66	1.29
MD13-R30	0.27	12.30	29.81	6.26
MD16-R30	0.43	10.97	21.58	4.00
MD19-R30	0.62	7.87	21.00	2.67
MD22-R30	0.83	9.54	13.15	1.38
MD13-R50	0.30	5.36	30.58	5.71
MD16-R50	0.47	5.24	25.99	4.96
MD19-R50	0.67	6.13	20.43	3.33
MD22-R50	0.91	12.21	12.21	1.00
MD13-R100	0.31	4.84	29.34	6.06
MD16-R100	0.49	5.97	21.95	3.68
MD19-R100	0.70	8.79	19.98	2.27
MD22-R100	0.95	11.90	13.26	1.11

콘크리트가 부담하지만, 인장 철근비 0.80ρ<sub>b</sub> 이상에서는 인장철근이 항복과 거의 동시에 파괴에 이르거나, 인장철근이 항복하기 전에 콘크리트의 압축파괴가 일어나는 경향을 보여, 파괴시점까지 콘크리트와 철근이 유효하기 때문에 판단된다.

3.2.2. 연성거동

본 연구에서는 철근의 항복 후 파괴까지의 거동인 연성을 평가하기 위해서 ACI의 처짐 연성에 관한 식(1)<sup>3)</sup>을 사용하였다. 평가 결과는 Table 5에 나타내었다.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \tag{1}$$

여기서, Δ<sub>y</sub> : 인장철근 항복시점의 처짐  
 Δ<sub>u</sub> : 파괴시점의 처짐  
 μ : 연성 지수

연성에 가장 큰 영향을 미치는 인장 철근비만을 고려하였고, 재생골재 대체율에 의한 연성거동 변화를 평가하였으며, 최대하중 상태를 파괴상태로 정의하고 파괴시점의 처짐을 최대하중시의 처짐으로 적용하였다.

재생골재 대체율에 대한 인장 철근비와 연성지수와의 관계는 Fig. 2에 나타내었다. 그림에서 알 수 있듯이 대부분의 계열에서 인장 철근비가 증가할수록 연성지수가 감소하는 경향을 나타내고 있다.

실험결과 재생골재를 사용한 철근콘크리트 역시 일반 철근콘크리트와 같은 연성경향을 나타내고 있음을 알 수 있었으며, 재생골재 대체율 50%일 때 기준 시험체

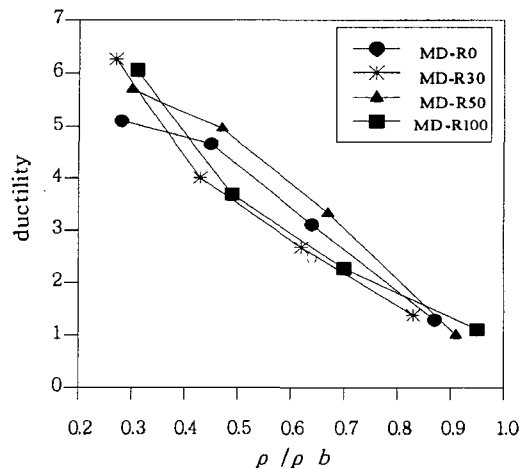


Fig. 2. Comparison ductility index of μ with ρ/ρ<sub>b</sub>.

보다 다소 연성능력이 증가함을 보이거나, 대체적으로 재생골재를 사용한 경우 연성능력이 감소함을 알 수 있었다. 따라서, 재생골재의 사용이 철근콘크리트의 연성능력을 감소시키는 영향이 있어 재생골재를 사용한 콘크리트를 구조물에 적용할 경우 연성에 대한 평가를 세심하게 해야 할 것으로 판단된다.

철근콘크리트 휨부재의 안전을 위해 연성지수 3을 확보하기 위해서는 본 연구의 경우, 재생골재를 사용한 철근콘크리트 보의 균형철근비에 대한 최대철근비를 70% 이하로 규정하는 것이 타당하다고 판단된다.

3.3. 전단실험 결과 및 전단강도 특성

3.3.1. 최대 전단강도

본 연구에서 사용된 시험체들의 최대 전단강도를 재생골재 대체율로 구분하여 Fig. 3에 나타내었고, 재생골재 대체율에 따른 최대 전단강도의 경향은 비슷하였고, 전단 스패비에 따른 영향이 큰 것으로 나타났다.

재생골재 대체율에 따른 전단강도 변화의 양상은 재생골재 대체율 0%일 때는 전단 스패비가 증가할 수록 거의 비례적으로 최대 전단강도가 감소하는 전형적인 전단 스패비 변화에 따른 최대 전단강도 감소 경향을 보이지만, 재생골재를 사용한 철근콘크리트 보에서는 전단 스패비 2.5를 기준으로 최대 전단 강도의 감소 양상에 차이를 나타내고 있었다. 이러한 경향은 재생골재 대체율 100%일 때 더욱 확실하게 알 수 있었다. 이것은 전단보강이 없을 경우 전단 스패비 2.5이상인 일반 보에서 재생골재의 사용이 최대 전단강도 감소에 영향을 주는 것을 나타낸다.

3.3.2. 사인장 균열강도

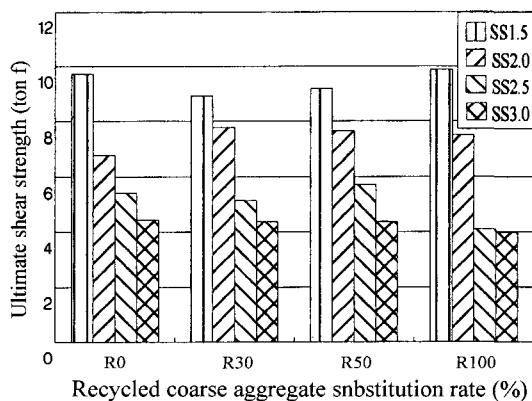


Fig. 3. Comparison of ultimate shear strength of specimens.

Table 6. Comparison of diagonal tension force with ultimate shear force

Specimens	V <sub>cr</sub> (ton f)	V <sub>u</sub> (ton f)	V <sub>cr</sub> /V <sub>u</sub>
SS1.5-R0	7.74	9.72	0.80
SS1.5-R30	6.84	8.93	0.77
SS1.5-R50	6.06	9.17	0.66
SS1.5-R100	5.03	9.88	0.78
SS2.0-R0	5.31	6.77	0.78
SS2.0-R30	5.86	7.77	0.75
SS2.0-R50	5.32	7.65	0.70
SS2.0-R100	3.85	7.50	0.51
SS2.5-R0	4.98	5.41	0.92
SS2.5-R30	4.19	4.63	0.80
SS2.5-R50	4.44	5.71	0.78
SS2.5-R100	3.90	4.12	0.95
SS3.0-R0	3.59	4.44	0.81
SS3.0-R30	3.67	4.38	0.84
SS3.0-R50	3.51	4.38	0.80
SS3.0-R100	2.83	3.98	0.71

Table 6은 사인장 균열강도를 극한하중과 비교하여 시험체 별로 분류하여 나타내었고, Fig. 4에서 재생골재 대체율과 전단 스패비는 사인장 균열강도에 많은 영향을 미치고 있음을 알 수 있다. 재생골재 대체율에 따

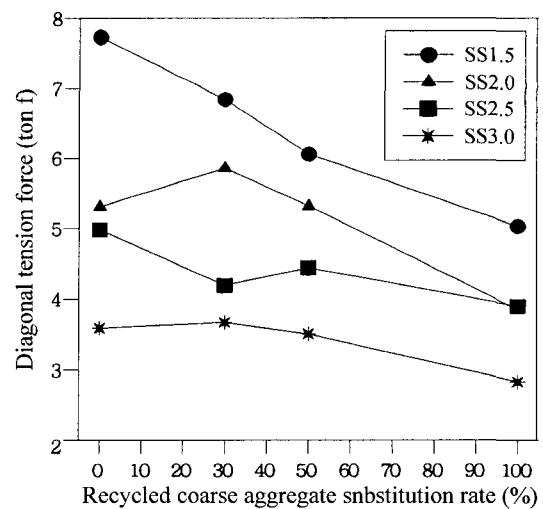


Fig. 4. Relation of Vcr and R.

른 사인장 균열의 변화는 전단 스패비 2.5미만인 깊은 보(deep beam)에서 상대적으로 크게 나타났다. 이러한 현상으로부터 깊은 보에서 발생하는 아치거동(arch action)작용에 탄성계수가 작은 재생골재를 사용한 콘크리트의 저항능력이 상대적으로 크게 나타났으며, 탄성계수가 작은 재생골재를 사용한 콘크리트의 저항능력이 상대적으로 낮다고 판단되어진다. 그러나, 전단 스패비 2.5이상의 일반 보에서는 사인장 균열강도에 대한 재생골재 대체율의 영향이 비교적 작게 나타났다. 이것은 재생골재의 사용이 전단 스패비 2.5이상에서 일어나는 트러스 작용(truss action)에는 크게 영향을 미치지 않은 것으로 판단된다.

전단 스패비에 대한 영향은 재생골재 대체율과 마찬가지로 전단 스패비 2.5미만인 깊은 보에서 크게 나타났다. 전단 스패비 1.5~2.5범위에서는 전단 스패비가 0.5 증가함에 따라 약 15~25%의 사인장 균열강도의 감소를 보였다. 전단 스패비 2.5이상에서는 사인장 균열강도의 감소율이 상대적으로 감소함을 나타내었으나 전체적으로 전단 스패비가 사인장 균열강도에 중요한 영향을 주는 것으로 나타났다. 그리고, 재생골재를 사용한 철근콘크리트의 사인장 균열이 평균적으로 극한전단하중의 약 73~79%에서 발생하는 것을 알 수 있다. 이것은 기존 콘크리트의 사인장 균열 발생 시기가 평균적으로 약 82%인 점을 기준으로 하면, 재생골재의 사용에 의하여 사인장 균열강도가 상대적으로 감소하는 경향을 보이고 있으나, 상대적으로 압축강도가 높은 재생골재 30%의 경우, 사인장 균열이 발생하는 시기가 기존 콘크리트와 비슷한 경향을 보이는 것으로 판단할 때 재생골재를 사용한 콘크리트의 압축강도 저하요인을 해결하면 재생골재 사용에 의한 사인장 균열강도의 감소를 줄일 수 있다고 판단된다.

#### 4. 규준식과의 비교

##### 4.1. 휨 실험결과와 규준식과의 비교

본 연구에서는 공칭휨강도  $M_n$ 에 대해 실험에 의한 측정값과 ACI 규준식<sup>4)</sup>에 의한 이론 계산값을 비교 분석하였으며, Table 7에 그 결과치를 나타내었다. ACI 규준식은 우리 나라 현 콘크리트 표준 사양서<sup>5)</sup>와 같다. ACI 규준식을 이용한 공칭휨강도 계산방법은 식(2)와 같다.

$$M_n = \left[ A_s f_y d \left( 1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \right] = \left[ A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (2)$$

**Table 7.** Comparison of flexural strength with ACI and KCI code equation

Specimen	P <sub>max</sub> (ton f)	M <sub>n</sub> (ton f · m)		Exp.*/ACI
		ACI	Exp.*	
MD13-R0	6.63	1.88	2.65	1.41
MD16-R0	7.81	2.81	3.12	1.11
MD19-R0	9.17	3.83	3.67	0.96
MD22-R0	13.28	4.81	5.31	1.10
MD13-R30	6.08	1.89	2.43	1.29
MD16-R30	7.72	2.83	3.09	1.09
MD19-R30	9.25	3.86	3.70	0.96
MD22-R30	12.75	4.87	5.10	1.05
MD13-R50	6.17	1.87	2.47	1.32
MD16-R50	7.41	2.80	2.96	1.06
MD19-R50	9.53	3.79	3.81	1.01
MD22-R50	12.59	4.75	5.04	1.06
MD13-R100	6.24	1.87	2.50	1.34
MD16-R100	7.62	2.78	3.05	1.10
MD19-R100	9.49	3.76	3.80	1.01
MD22-R100	12.58	4.67	5.03	1.08

\*Result value of experiments

$$\text{여기서, } a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b}$$

실험결과에 의한 실험값과 ACI의 공칭휨강도 계산값을 비교한 결과, 균형철근비에 대한 철근비( $\rho/\rho_b$ )가 0.31이하인 MD13계열의 경우, 실험값이 ACI 이론 계산값보다 약 30~40%정도 크게 나타나 ACI 규준식은  $\rho/\rho_b$ 가 0.31이하인 과소 철근 콘크리트 보의 단면 계수(극한)모멘트를 다소 과소 평가함을 확인할 수 있었다. 그러나,  $\rho/\rho_b$ 가 0.45이상인 다른 계열들의 경우 실험값이 이론 계산값과 최대 10%정도의 차이를 나타내고 있어 ACI 규준식이 철근 콘크리트 보의 공칭 휨강도를 매우 잘 예측하고 있음을 알 수 있었다. 따라서, ACI 규준식에 의한 공칭 휨강도 값을 재생골재를 사용한 철근 콘크리트의 설계에 그대로 적용하여도 무리가 없음을 알 수 있었다.

##### 4.2. 전단실험결과와 규준식과의 비교

본 연구에서는 실험의 결과값을 비교평가 하기 위해

**Table 8.** Comparison of shear strength with ACI and KCI code equation and with Zsutty's equation

Specimens	Test result (tonf)		Test/ACI		Test/Zsutty	
	V <sub>cr</sub>	V <sub>u</sub>	V <sub>n</sub>	V <sub>u</sub> /V <sub>n</sub>	V <sub>cr</sub> /V <sub>c</sub>	V <sub>u</sub> /V <sub>n</sub>
SS1.5-R0	7.74	9.72	5.80	1.68	1.84	1.29
SS2.0-R0	5.31	6.77	3.33	2.03	1.39	1.32
SS2.5-R0	4.98	5.41	3.19	1.70	1.41	1.42
SS3.0-R0	3.59	4.44	3.10	1.43	1.08	1.24
SS1.5-R30	6.84	8.93	5.89	1.52	1.61	1.17
SS2.0-R30	5.86	7.77	3.39	2.29	1.51	1.49
SS2.5-R30	4.19	4.63	3.25	1.42	1.17	1.20
SS3.0-R30	3.67	4.38	3.16	1.39	1.09	1.21
SS1.5-R50	6.06	9.17	5.71	1.61	1.46	1.24
SS2.0-R50	5.32	7.65	3.28	2.33	1.41	1.51
SS2.5-R50	4.44	5.71	3.14	1.82	1.27	1.52
SS3.0-R50	3.51	4.38	3.05	1.44	1.07	1.24
SS1.5-R100	5.03	9.88	5.61	1.76	1.23	1.35
SS2.0-R100	3.85	7.50	3.22	2.33	1.04	1.51
SS2.5-R100	3.90	4.12	3.08	1.34	1.13	1.11
SS3.0-R100	2.83	3.98	2.99	1.33	0.87	1.14

서, 콘크리트의 사인장 균열 전단력 V<sub>cr</sub>과 계수(극한)전단강도 V<sub>u</sub>에 대해 실험에 의한 측정값을 각각 ACI 규준식에 의한 이론 계산값, 그리고 Zsutty의 식<sup>6)</sup>에 의한 이론 계산값과 비교 분석하였으며, Table 8에 그 결과치를 나타내었다. ACI 규준식<sup>4)</sup>은 우리 나라 현 콘크리트 구조설계기준<sup>7)</sup>과 같다. ACI 규준식에 따르면, 콘크리트에 의한 공칭전단강도 V<sub>c</sub>(이하 V<sub>c</sub>로 표기)와 콘크리트와 전단철근에 의한 공칭전단강도 V<sub>n</sub>(이하 V<sub>n</sub>으로 표기)의 계산방법은 식(3) 및 식(4)와 같고, Zsutty식을 이용한 V<sub>c</sub>와 V<sub>n</sub>의 계산방법은 식(5)~식(8)과 같다.

ACI 규준식은 l<sub>n</sub>/d를 경계로 콘크리트에 의한 V<sub>c</sub>와 V<sub>n</sub>을 산정하는 다른 식을 제시하고 있다. ACI 규준식은 V<sub>n</sub>을 추정할 때, 깊은 보의 아치거동에 의한 콘크리트의 응력증가를 고려하지 않고 있으며, V<sub>c</sub>와 전단철근에 의한 공칭전단강도 V<sub>s</sub>를 단순 합산하여 V<sub>n</sub>(=V<sub>c</sub>+V<sub>s</sub>)을 추정하고 있어, 전단보강이 없는 본 실험의 경우에 대해서 ACI 규준식은 V<sub>c</sub>를 V<sub>n</sub>으로 판단하고 있으며, 사인장 균열 발생이후 추가적으로 저항할 수 있는 전단 응력에 대해서는 무시하고 있다.

Zsutty식은 전단 스패니 2.5를 경계로 V<sub>c</sub>와 V<sub>n</sub>을 산정하는 서로 다른식을 제안하고 있다. 전단 스패니가 2.5보다 작은 깊은 보에 대해서 콘크리트의 공칭전단강도는 아치거동을 고려하기 위해 사인장균열 이후의 보 유전단강도를 포함하여 평가하고 있다.

현 콘크리트 구조설계기준과 ACI 규준식 :

l<sub>n</sub>/d < 5인 경우

$$V_c = \left( 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left( 0.5 \sqrt{f_{ck}} + 176 \rho \frac{V_u}{M_u} d \right) b_0 d \leq 1.59 \sqrt{f_{ck}} b_0 d \quad (\text{kg f}) \quad (3)$$

여기서,  $\left( 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \leq 2.5$

$$V_n = V_c \quad (\because V_n = V_c + V_s, V_s = 0)$$

l<sub>n</sub>/d ≥ 5 인 경우

$$V_c = \left( 0.5 \sqrt{f_{ck}} + 176 \rho \frac{V_u}{M_u} d \right) b_0 d \leq 0.93 \sqrt{f_{ck}} b_0 d \quad (\text{kg f}) \quad (4)$$

$$V_n = V_c \quad (\because V_n = V_c + V_s, V_s = 0)$$

Zsutty 제안식 :

a/d ≥ 2.5인 경우

$$V_c = 10.02 \left( f_{ck} \rho \frac{d}{a} \right)^{\frac{1}{3}} b_0 d \quad (\text{kg f}) \quad (5)$$

$$V_n = 10.77 \left( f_{ck} \rho \frac{d}{a} \right)^{\frac{1}{3}} b_0 d \quad (\text{kg f}) \quad (6)$$

1.5 ≤ a/d < 2.5인 경우

$$V_c = 10.02 \left( f_{ck} \rho \frac{d}{a} \right)^{\frac{1}{3}} b_0 d \quad (\text{kg f}) \quad (7)$$

$$V_n = \left[ 10.77 \left( f_{ck} \rho \frac{d}{a} \right)^{\frac{1}{3}} \left( \frac{2.5}{a/d} \right) \right] b_0 d \quad (\text{kg f}) \quad (8)$$

Table 8은 ACI 규준식과 Zsutty식 모두 재생골재를 사용한 철근 콘크리트 보의 사인장 균열강도와 계수전단력에 대하여 잘 예측하고 있음을 알 수 있었다. ACI 규준식의 경우, 전단스패니 2.0인 부재의 깊은 보에 대하여 깊은 보의 영향이 고려되지 않아 사인장 균열강도는 실험값이 예측식보다 평균적으로 50%정도 크게 나타났고, 계수전단강도는 120%이상 크게 나타났다. 이것은 재생골재를 사용한 철근 콘크리트 보에 대한 ACI의 깊은 보 기준이 다르기 때문이라고 사료된다. Zsutty식의 경우, 깊

은 보의 영향을 잘 예측하고 있으나 전단 스펠비 감소에 따른 전단강도 증가의 효과를 과소평가하고 있었다.

또한, ACI 규준식은  $V_c$ 를  $V_n$ 으로 판단하고 있으며, 사인장 균열 발생이후 추가적으로 저항할 수 있는 전단 응력에 대해서는 무시하고 있어 계수전단강도를 상대적으로 과소평가하고 있다. 그러나, Zsutty식은 사인장 균열이후 전단강도 증가를 매우 잘 예측하고 있음을 알 수 있었다.

따라서, ACI 규준식과 Zsutty식에 의한 사인장 균열 전단강도와 계수전단강도의 예측값을 재생골재를 사용한 철근콘크리트 부재의 설계에 적용하여도 무리가 없을 것으로 판단되어지며, 계수전단강도에 대해서는 사인장 균열이후 추가적인 전단응력을 고려하는 Zsutty식의 적용이 합리적이라고 사료된다. 그러나, 사인장 균열이 곧 전단파괴로 이어지고 전단파괴의 양상이 취성적이기 때문에 ACI식에 의한 재생골재 100% 대체율의 경우 콘크리트에 의한 공칭전단강도 추정식은 충분한 검토가 필요하다고 판단된다.

## 5. 결 론

본 연구는 재생골재를 사용한 철근 콘크리트 보의 실용화에 필요한 기초자료를 제공하기 위해 휨거동 실험과 전단거동 실험을 실시한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 굵은골재 대체율으로 재생골재를 사용한 철근 콘크리트 보는 부순돌을 사용한 철근 콘크리트 보와 전반적으로 유사한 역학적 거동을 하는 것으로 나타나 재생골재를 사용한 철근 콘크리트 보의 실제 구조물에 대한 적용이 가능할 것으로 사료된다.
2. 본 실험의 경우 재생골재를 사용한 철근 콘크리트 휨부재의 연성능력이 부순돌을 사용한 철근 콘크리트 휨부재에 비해 감소하는 경향을 나타냈고, 부순돌을 사용한 철근 콘크리트 휨부재의 연성능력을 기준으로 할 때, 재생골재를 사용한 철근 콘크리트 휨부재의 안전을 위해 최대철근비를 균형철근비의 70%이하로 규정하는 것이 타당한 것으로 판단된다.
3. 재생골재를 사용한 철근 콘크리트 보의 사인장 균열은 평균적으로 극한전단하중의 약 73~79%에서 발생하는 것을 알 수 있었다. 이것은 부순돌을 사용한 철근 콘크리트 보에서 사인장 균열 발생시기가 극한전단하중의 83%인 점을 볼 때, 재생골재의

사용이 사인장 균열력을 상대적으로 감소시키는 것을 알았다. 그러나, 재생골재를 사용한 콘크리트의 압축강도 저하요인을 해결하면 사인장 균열력의 감소를 줄일 수 있다고 판단되었다.

4. 재생골재를 사용한 철근 콘크리트 휨부재의 ACI 규준식에 의한 예측값이 실험을 통한 공칭휨강도 값과 10%이하의 정확성을 나타내고 있어 ACI의 규준식에 의한 공칭휨강도 예측값을 재생골재를 사용한 철근 콘크리트 보의 설계에 적용이 가능하다고 사료된다.
5. 재생골재를 사용한 철근 콘크리트 전단부재에 대한 깊은 보의 기준은 전단 스펠비 2.0이하로 보는 것이 타당하다고 사료된다.
6. ACI 규준식과 Zsutty식에 의한 사인장 균열전단강도와 계수전단강도의 예측값을 재생골재를 사용한 철근 콘크리트 부재의 설계에 적용하여도 무리가 없을 것으로 판단되어지며, 계수(극한)전단강도에 대해서는 ACI 규준식보다 Zsutty식의 적용이 합리적이라고 사료된다.
7. 재생골재를 사용한 콘크리트를 실제보에 적용하기 위해서는, 휨시험체의 경우 탄성계수의 저하원인에 대한 연구가 지속적으로 진행되어야 하며, 종합적으로 판단하면 안전을 고려하여 대체율은 30%이하, 최대철근비를 균형철근비의 70%이하로 규정하는 것이 타당한 것으로 판단된다.

또한 전단시험 결과, 일반 콘크리트 보와 비교하여 사인장 균열력의 감소로 인하여 균열 발생시기가 빠르므로 이에 대한 연구가 지속되어야 하며, 안전을 고려하여 재생골재 대체율은 30%이하, 깊은 보의 기준은 전단 스펠비 2.0이하로 보는 것이 타당하고 Zsutty식을 사용하여 예측하는 것이 합리적이라고 판단된다.

## 감사의 글

본 연구는 '98 건설교통부의 연구비 지원(과제명 : 건설폐기물의 재활용 및 처리기술)에 의하여 수행되었으며, 연구비를 지원해 주신 건교부 관계자 당국에 감사드립니다.

## 참고문헌

1. Hansen, T. C., and Narud, H.: "Strength of Recycled Concrete Made from Crushed Coarse Aggregate", *Concrete*



*International : Design and Construction*, Vol. 5, Jan., pp.79-83 (1983).

2. Kakizaki, M., Harada, M., and Motoyasu, H. : "Manufacturing of Recovered Aggregate Through Disposal and Recovery of Demolished Concrete Structures", *Proceedings, Second International RILEM Symposium*, Chapman and Hall, pp.699-708 (1988).
3. Hassoun, M. N. : "*Structural Concrete : Theory and Design*" Addison-Wesley, pp.525-532 (1988).
4. ACI Committee 318, "*Building Code Requirements for Structural Concrete (318-99) and Commentary (318R-99)*", American Concrete Institute, pp. 89-103, 133-165 (1999).
5. 대한토목학회 "콘크리트표준시방서", 건설교통부, pp. 44-60 (1996).
6. Zsutty, T. : "Shear Strength Prediction for Separate Categories

of Simple Beam Tests", *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 68, No. 2, Feb., pp. 139-143 (1977).

7. 한국콘크리트학회·대한건축학회 "콘크리트구조설계기준", 건설교통부, pp. 127-149 (1999).



申 才 沓

- 1990년 충북대학교 토목공학과 학사
- 1992년 충북대학교 토목공학과 석사
- 1999년 충북대학교 토목공학과 박사 수료
- 현재 충북대학교 토목공학과 박사과정 한국도로공사 도로처 구조물팀 구조물진단부 대리



具 奉 權

- 1962년 한양대학교 토목공학과 학사
- 1966년 한양대학교 토목공학과 석사
- 1978년 한양대학교 토목공학과 박사
- 현재 충북대학교 토목공학과 교수



李 在 範

- 1996년 충북대학교 토목공학과 학사
- 1998년 충북대학교 토목공학과 석사
- 현재 충북대학교 토목공학과 박사과정



羅 載 雄

- 1987년 충북대학교 토목공학과 학사
- 1991년 충북대학교 토목공학과 석사
- 1995년 충북대학교 토목공학과 박사 수료
- 현재 한국도로공사 중부1건설사업소 6공구 주감독



朱 峰 徹

- 1998년 충북대학교 토목공학과 학사
- 2000년 충북대학교 토목공학과 석사
- 현재 한국건설기술연구원 토목연구부 구조시스템그룹 연구원