

# 병렬 전단벽의 커플링 정도에 관한 연구

## The Study on Degree of Coupling in Coupled Shear Wall System

박완신\* 윤현도\*\* 황선경\*\*\* 김선우\*\*\*\* 한민기\*\*\*\*\* 이원석\*\*\*\*\*  
Park, Wan-Shin Yun, Hyun-Do Hwang, Sun-Kyung, Kim, Sun-Woo Han, Min-Ki Lee, Won-Suk

### Abstract

Since a ductile coupled shear wall system is the primary seismic load resisting systems of many structures, a coupling beams of these system must exhibit excellent ductility and energy absorption capacity. In this paper, the seismic response of coupled shear wall system is discussed. It includes that the evaluation of the degree of coupling between the shear walls and the coupling beams. It is demonstrated through a review of experimental investigations of coupling beam behavior that often the coupling beam ductility demand exceeds the expected available ductility. As a result, it is possible that coupled shear wall system will not behave as desired in the course of a significant seismic event. Limits to the allowable degree of coupling are proposed as a remedy to this apparent deficiency.

키워드 : 커플링 보, 연성, 커플링 정도, 병렬 전단벽

Keywords : Coupling Beams, Ductility, Degree of Coupling, Coupled Shear Walls

### 1. 서론

일반적으로 건축물의 코어부분을 구성하는 개구부에 의해 분리된 전단벽(Shear walls)은 슬래브나 인방보에 의해 연결되어 병렬 전단벽(Coupled shear walls)으로 거동하며 이러한 병렬 전단벽은 바람이나 지진 등의 횡하중으로부터 유발된 전도모멘트의 상당 부분을 커플링 보의 커플링 효과에 의한 골조 작용(Frame action)을 통하여 효율적으로 저항하게 된다. 일반적으로 커플링 보의 경간이 매우 짧기 때문에 모멘트에 비해서 전단력이 크게 작용하므로 커플링 보의 거동은 주로 전단력에 의해 지배된다. 병렬 전단벽이 우수한 성능을 발휘하기 위해서는 전단벽의 하부에서 항복기구가 형성되기 전에 커플링 보에서 소성힌지가 발생해야 하며 커플링 보는 소요 연성을 확보할 수 있는 배근상세를 가져야 한다. 한편, 커플링 보의 커플링의 정도(Degree of coupling, 이하 DOC)는 병렬 전단벽의 거동에 중요한 영향을 미치므로 병렬 전단벽이 연성적으로 거동하기 위해서는 적정 커플링 정도가 확보되어야 하나 현행 국·내외의 기준에서는 커플링 보의 DOC와 커플링 보의 연성 및 병렬 전단벽의 거동에 대한 상관성을 규정하고 있지 않은 실정이다. 그러므로 본 연구에서는 동적 및 정적해석을 수행하여 커플링 보에 요구되는 DOC를 비교·분석함으로써 병렬 전단벽 시스템의 합리적인 설계를 위한 기초적인 자료를 제시하고자 한다.

### 2. 병렬 전단벽의 커플링 작용

그림 1은 개개 전단벽 주각의 응답과 보의 커플링 작용에 의한 골조응답의 합으로서 병렬 전단벽 시스템의 이상화된 응답을 나타낸 것이다. 그림에 나타난 바와 같이 전단벽에서 현저한 변형이 발생함에도 불구하고 전단벽의 연성비는 커플링 보의 연성비보다 더 작게 나타났다. 병렬 전단벽 시스템이 최대내력( $R_u$ )에 도달될 때, 소성힌지를 커플링 보로 이동시키기 위해서는 커플링 보는 현저한 비탄성 변형을 경험해야 한다. 한편, 병렬 전단벽의 커플링 정도는 전체 전도모멘트에 대한 커플링 보의 커플링 작용에 의한 저항모멘트 TL의 비로 다음 식(1)과 같이 나타낼 수 있다.

\* 충남대학교 건축공학과 대학원, 박사수료  
\*\* 충남대학교 건축공학과 교수, 공박  
\*\*\* 우송대학교 강의전담교수, 공박  
\*\*\*\* 충남대학교 건축공학과 대학원, 박사과정  
\*\*\*\*\* 충남대학교 건축공학과 대학원, 석사과정

$$DOC = \frac{TL}{\sum M_w + TL} \dots(1)$$

높은 커플링 정도를 갖는 커플링 보의 이력특성은 병렬 전단벽 시스템의 전반적인 응답에 영향을 끼친다. 특히, 커플링 보의 깊이가 증가하는 경우 TL의 기여분이 상대적으로 커져 커플링 작용이 거의 없이 일체화된 단일 전단벽과 같은 거동을 보이나, 커플링 보의 깊이가 작아지는 경우 TL값이 작아져 2개의 독립된 전단벽과 같이 거동하게 된다. Stafford 등<sup>1)</sup>은 횡하중을 받는 병렬 전단벽에 대하여 커플링 정도를 식 (2)와 같이 제안하였다.

$$DOC = \frac{200}{(kah)^2} \left[ 1 + \frac{\sinh(kah) - kah}{\cosh(kah)} \frac{\sinh(kah) - \cosh(kah) + \frac{(kah)^2}{2}}{2} \right] \dots(2)$$

계수  $kah$ 는 단일 전단벽으로 거동하는 전단벽 강성에 대한 독립된 전단벽으로 거동하는 전단벽 강성의 상대적인 값으로 식 (3)와 같다.

$$kah = \sqrt{\left( 1 + \frac{A_w J_w}{A_1 A_2 L^2} \right) \frac{12NE_b J_b L^2}{I^3 h E_w J_w}} H^2 \dots(3)$$

식 (3)에서  $kah$ 에서 제곱근의 첫 번째 항인  $k^2$ 은 전단벽의 축강성에 대한 상대 휨강성 비의 값이며 두 번째 항  $a^2$ 은 커플링 보와 전단벽의 상대강성 값이다.  $kah$ 가 0에 근접하면 병렬 전단벽은 독립된 전단벽으로 거동하며,  $kah$ 가 증가됨에 따라 단일 전단벽과 유사하게 거동한다.

Gauthier 등<sup>2)</sup>은 전단벽과 커플링 보의 기하학적 특성을 고려하여 통계적인 회귀분석 방법에 의하여 층규모에 따라 커플링 상수값을 표 1과 같이 단순화하여 병렬 전단벽의 커플링 정도를 다음 식(4)과 같이 제안하였다.

$$DOC = k \frac{d^a}{L_w^b J^c} \dots(4)$$

상기 식은 병렬 전단벽 설계시 기하학적 특성에 의해 커플링 정도를 보다 쉽게 예측할 수 있는 장점이 있으며 특히, NBCC 규준식에서는 커플링 정도 66%를 기준으로 완전(Fully) 및 부분(Partially) 병렬 전단벽으로 구분하므로 이 식을 유용하게 사용할 수 있을 것으로 사료된다. 그러나, 실제 구조물의 커플링 정도는 식 (2) 및 (4)에 의해 계산된 값보다 작게 나타나는 경향을 보이며 이는 커플링 보와 병렬 전단벽 접합부에서의 국부적인 비탄성 변형, 하중 재분배, 그리고 변형경화 효과 등에 기인한 것으로 사료된다. 따라서 반복하중을 받는 병렬 전단벽의 커플링 정도를 보다 합리적으로 예측하기 위해서는 유효강성 및 균열을 고려한 단면성능을 사용하는 것이 적절하다고 판단된다.

Chaallal 등은 경험적인 방법으로 전단벽과 보에 대하여 유효 단면 2차모멘트 각각  $0.6I_w$ 와  $0.6I_b$ 로 가정하여 커플링 정도를 다음 식 (5)과 같이 평가하도록 제안하였다.

$$DOC = \frac{(\gamma_b/0.6)^{a/3}}{(\gamma_w/0.6)^{a/3}} k \frac{d^a}{L_w^b J^c} \dots(5)$$

여기서  $\gamma_b$ 와  $\gamma_w$ 는 커플링 보와 전단벽의 강성 감소계수 ( $I_e = \gamma I_g$ )를 나타낸 것으로 Park 등<sup>3)</sup>은 보와 전단벽에 대하여 0.6, Wallace 등<sup>4)</sup>은 0.5, Priestly 등<sup>5)</sup>은 일반적인 보강상세를 갖는 철근콘크리트 커플링 보에 대하여

표 1. 커플링 상수

중수	k	a	b	c
6	2.976	0.706	0.615	0.698
10	2.342	0.512	0.462	0.509
15	1.697	0.352	0.345	0.279
20	1.463	0.265	0.281	0.190
30	1.295	0.193	0.223	0.106
40	1.190	0.145	0.188	0.059

표 2. 유효 강성

부재	ACI <sup>6)</sup> 318-02	CSA <sup>7)</sup> A23.3-94	NZS <sup>8)</sup> 3101-1995 <sup>5</sup>
휨에 의한 압축력을 받는 전단벽	0.7EI	0.8EI	0.45EI
휨에 의한 인장력을 받는 전단벽	0.35EI	0.50EI	0.25EI
축압축력을 받는 전단벽	1.00EA	1.00EA	0.80EA
축인장력을 받는 전단벽	0.35EA	0.50EA	0.50EA
축력을 받는 전단벽의 평균값 <sup>5)</sup>	-	0.75EA	-
철근콘크리트 커플링 보	0.35EI	$\frac{0.20EI}{1+3(d/D)^2}$	$\frac{0.40EI}{1+8(d/D)^2}$
대각선 보강근을 갖는 커플링 보	-	$\frac{0.40EI}{1+3(d/D)^2}$	$\frac{0.40EI}{1.7+2.7(d/D)^2}$
철골 커플링 보 (Harries 등, 1997)	-	$\frac{0.60EI}{1 + \left( \frac{12EN}{IGA_{web}} \right)}$	-

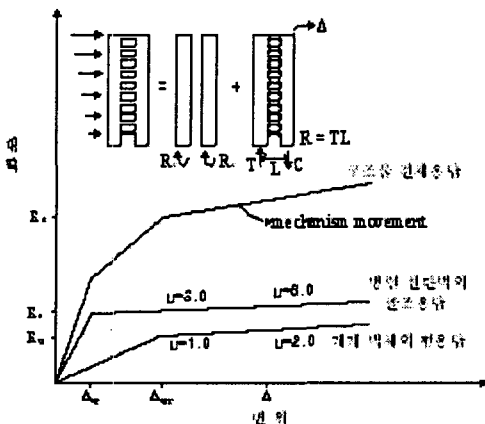


그림 1. 병렬 전단벽의 이상화된 거동

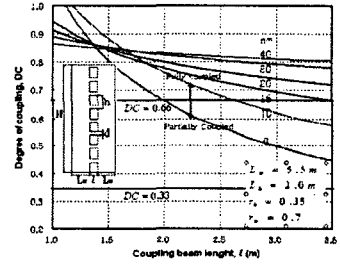
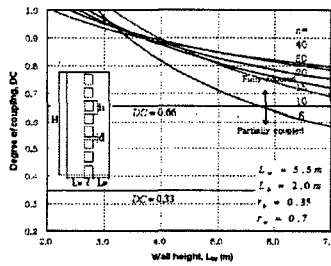
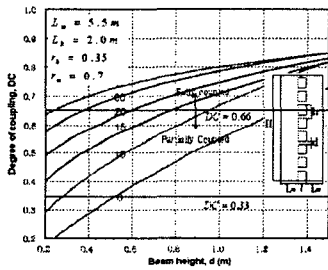
\* NZS규준에서는 다른 한계상태에 대해서는 다른 값을 적용하도록 추천 & CSA규준에서는 해석을 단순화하기 위하여 벽체의 평균 축강성값을 사용하도록 권고

0.2, 대각선 보강된 철근콘크리트 커플링 보에 대하여 0.4의 값을 제안하였다

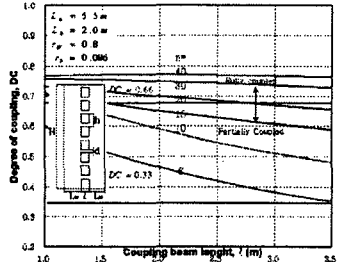
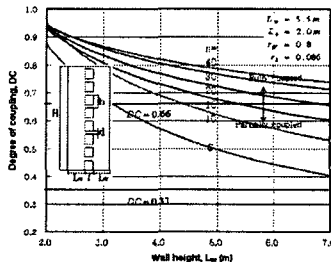
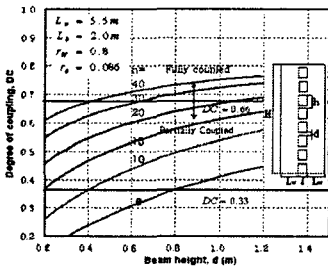
그림 2는 층규모별 각 영향인자에 따른 식 (5)에 의한 커플링 정도를 나타낸 것이다. 그림 2(a)에서 나타난 바와 같이 ACI 규준에서 제시된 벽체 및 커플링보의 유효강성을 고려하면, 보의 춤이 증가됨에 따라 커플링 정도는 증가하는 것으로 나타났으나 층규모가 증가됨에 따라 보 춤에 대한 영향은 미비한 것으로 나타났다. 또한, 벽체 및 커플링 보의 길이가 증가됨에 따라 커플링 정도는 감소하는 것으로 나타났으며 층규모가 증가됨에 따라 이에 대한 영향은 미비한 것으로 나타났다. 특히, 벽체의 길이가 4m 이하인 경우에는 층규모가 증가됨에 따라 커플링 정도는 감소하는 경향을 보였으며, 벽체의 길이가 4m 이상인 경우에는 층규모가 증가됨에 따라 커플링 정도는 증가하는 경향을 보이고 있다. 또한 커플링 보의 길이가 1.5m 이상인 경우의 커플링 정도는 층규모가 증가됨에 따라 증가하고 있다.

그림2(b)에서는 CSA 규준에서 제시된 벽체 및 커플링 보의 유효강성을 고려하면, 보의 춤이 증가됨에 따라 커플링 정도는 증가하는 것으로 나타났으나 층규모가 증가됨에 따라 보 춤에 대한 영향은 미비한 것으로 나타났다. 또한, 벽체 및 커플링 보의 길이가 증가됨에 따라 커플링 정도는 감소하는 것으로 나타났으며 층규모가 증가됨에 따라 이에 대한 영향은 미비한 것으로 나타났다. 그림 2(a)와 (b)를 비교하면, 모든 경우 ACI 규준식에서 제시된 유효강성을 고려한 커플링 정도는 CSA 규준식에 의한 커플링 정도보다 높게 나타나고 있다. 이는 표2에 제시된 바와 같이 휨에 의한 압축력을 받는 전단벽의 경우 유효강성 값을 ACI 규준에서는 0.7EI를 고려한 반면 CSA 규준에서는 0.8EI를 고려하고 있기 때문인 것으로 판단되어 벽체의 강성이 증가하면 커플링 보의 커플링 정도가 작아지는 것으로 사료된다.

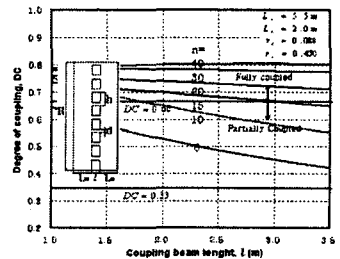
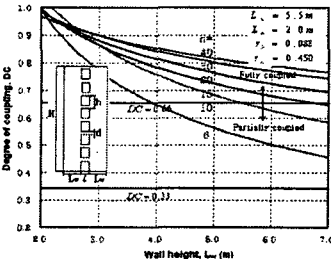
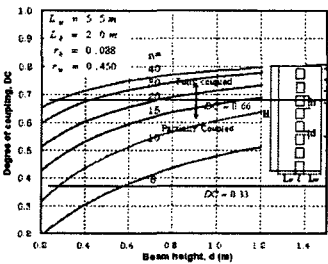
그림2(c)에서도 NZS 규준에서 제시된 벽체 및 커플링 보의 유효강성을 고려하면, 보의 춤이 증가됨에 따라 커플링 정도가 증가하는 것으로 나타났으며 층규모가 증가됨에 따라 보 춤에 대한 영향은 미



(a)ACI 규준식에 의한 커플링 정도



(b)CSA 규준식에 의한 커플링 정도



(c)NZS 규준식에 의한 커플링 정도

그림2. 일반 배근상세를 갖는 RC 커플링 보의 커플링 정도

비한 것으로 나타났다. 또한, 벽체 및 커플링 보의 길이가 증가됨에 따라 커플링 정도는 감소하는 것으로 나타났으며 층규모가 증가됨에 따라 이에 대한 영향은 미비한 것으로 나타났다. 또한 그림 2(a), (b) 및 (c)를 비교하면, NZS 규준식에서 제시된 유효강성을 고려한 커플링 정도는 ACI 규준식에 비해 커플링 정도가 작게 나타났으나, CSA 규준식에 의한 커플링 정도보다 높게 나타나고 있다. 이는 표2에 제시된 바와 같이 벽체의 유효강성 값을 NZS, ACI 및 CSA 규준에서는 각각 0.4EI, 0.7EI 및 0.8EI 값을 고려하고 있으며 또한, 커플링 보의 유효강성 값은 각각 0.028EI~0.392EI, 0.35EI 및 0.033EI~0.199EI 범위에 있어 이에 따른 영향에 기인한 것으로 판단된다.

### 3. 결론

(1) ACI 규준에서 제시된 벽체 및 커플링보의 유효강성을 고려하면, 보의 춤이 증가되고 벽체 및 커플링 보의 길이가 감소됨에 따라 커플링 정도는 증가하는 것으로 나타났으나 층규모가 증가됨에 따라 보 춤에 대한 영향은 미비한 것으로 나타났다.

(2) ACI 규준식 및 CSA 규준식을 비교하면, 모든 경우 ACI 규준식에서 제시된 유효강성을 고려한 커플링 정도는 CSA 규준식에 의한 커플링 정도보다 높게 나타났으며, 이는 휨에 의한 압축력을 받는 전단벽의 경우 유효강성 값을 ACI 규준에서는 0.7EI를 고려한 반면 CSA 규준에서는 0.8EI를 고려하고 있기 때문인 것으로 판단되어 벽체의 강성이 증가하면 커플링 보의 커플링 정도가 작아지는 것으로 사료된다.

(3) NZS 규준식에서 제시된 유효강성을 고려한 커플링 정도는 ACI 규준식에 비해 커플링 정도가 작게 나타났으나, CSA 규준식에 의한 커플링 정도보다 높게 나타나고 있다. 이는 벽체의 유효강성 값을 NZS, ACI 및 CSA 규준에서는 각각 0.4EI, 0.7EI 및 0.8EI 값을 고려하고 있으며 또한, 커플링 보의 유효강성 값은 각각 0.028EI~0.392EI, 0.35EI 및 0.033EI~0.199EI 범위에 있어 이에 따른 영향에 기인한 것으로 판단된다.

향후 병렬 전단벽의 설계시, 층고 등의 제약 및 사용성에 대한 요구조건을 만족시키기 위하여 적정 커플링 정도의 한계값을 제시해야 할 것으로 판단된다.

#### 기 호

- $A_1, A_2$  = 개개 전단벽 주각 단면적
- $A_w$  = 개개 전단벽 주각 단면적의 합 ( $=A_1+A_2$ )
- $d$  = 커플링 보의 길이
- $E_b$  = 커플링 보의 탄성계수
- $E_c$  = 전단벽의 탄성계수
- $I_b$  = 커플링 보의 단면 2차 모멘트
- $I_w$  = 전단벽의 단면 2차 모멘트( $=I_1+I_2$ )
- $L$  = 전단벽 주각의 중심거리
- $M_w$  = 개개 전단벽 주각의 전도모멘트
- $M_n$  = 보의 공칭 모멘트 내력
- $n$  = 층 수
- $N$  = 각 층에서 커플링 보의 수
- $V_n$  = 보의 공칭 전단내력
- $C, T$  = 커플링 보에서 전단에 대한 전단벽 축력
- $\gamma_w$  = 전단벽에 대한 감소계수( $=I_{cw}/I_w$ )
- $\gamma_b$  = 커플링 보에 대한 감소계수( $=I_{cb}/I_{gb}$ )
- TL = 전단벽 주각의 축하중에 의한 우력(커플링 보 전단력에 의한 우력의 합)

#### 참고문헌

1. Stafford-Smith, B. and Coull, A., 1991, Tall Building Structures, Wiley Interscience.
2. Chaallal, O., Gauthier, D., and Malenfant, P., 1996. Classification methodology for coupled shear walls, ASCE Journal of Structural Engineering, 112(12), 1453-1458.
3. Park, R. and Paulay, T., 1975, Reinforced Concrete Structures, John Wiley and Sons, Inc., New York.
4. Wallace, J. W. C. 1992., "Ductility and detailing requirements of bearing wall buildings." ASCE Journal of Structural Engineering, 121(1), 75-87.
5. Priestly, M. J. N., and Pauley, T., 1992, "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley and Sons, Inc., New York, N. Y.
6. American Concrete Institute (ACI) Committee 318, 1999, building Code Requirements for structural Concrete and Commentary (ACI 318-99/ACI 318R-99), Farmington Hills, MI.
7. Canadian Standards Association (CSA), 1994, CSA A23.3-94 Design of Concrete Structures, Rexdale, Canada.
8. New Zealand Standards Association (NZS), 1995, NZS 3101:1995 Concrete Structures Standard.