

# 철골보와 철근콘크리트기둥으로 구성된 내부 접합부의 극한전단강도 산정에 관한 연구

문상훈 · 안재혁<sup>†\*</sup> · 박천석<sup>\*</sup>  
뉴테크구조 · <sup>\*</sup>부경대학교 건축학부  
(2005. 7. 29. 접수 / 2006. 2. 24. 채택)

## A Study on the Ultimate Shear Strength Estimation of the Interior Joints of Steel Beam and Reinforced Concrete Column

Mun, Sang-Hun · An, Jae-Hyeok<sup>†\*</sup> · Park, Cheon-Seok<sup>\*</sup>

Newtech Structural Engineers

<sup>\*</sup>Department of Architecture, Pukyong National University

(Received July 29, 2005 / Accepted February 24, 2006)

**Abstract** : Recent trends in the construction of building frame feature the use of composite steel concrete members. One of such system, RCS(Reinforced Concrete column and Steel beam) system, is known as a type of system to maximize the structural and economic benefits in the most efficient manner.

This paper is focusing on an study of ultimate shear strength estimation of the interior beam-column joints of RCS system, with reinforced concrete column and steel beam. Current design methods as well as the majority of the previous researches for ultimate shear strength of the interior beam-column joint of RCS system are not easy to apply actual manner. There is a need to propose the rational macro models based on analytical approach. In this study, design method variables for interior beam-column joints of RCS system is studied assuming shear resistance of steel web panel, diagonal concrete strut mechanism and truss mechanism. Finally, calculated results based on the proposed design model are compared with test data.

**Key Words** : RCS system, ultimate shear strength, interior beam-column joints

### 1. 서 론

혼합구조는 기존재료를 혼합하여 합리성, 경제성, 안전성 등을 지닌 새로운 구조시스템으로 과거에 얻을 수 없었던 구조성능을 확보 할 수 있는 장점이 있다. 최근 압축성능이 우수한 철근콘크리트기둥과 휨 및 전단성능이 우수한 철골을 보에 적용하여, 장스팬이 가능하도록 구성된 혼합구조(이하 RCS구조라 함)의 연구가 미국, 일본을 중심으로 활발히 진행 되어왔다. 이러한 시스템은 전도 하중 하에서 높은 강도와 강성 보유능력을 가지고 있으며, PC화 및 철골구조의 건식공법으로 인한 공기단축, 노임절감, 자중경감 등의 효과로 시공의 효율을 높일 수 있어,

실제로 국내에 적용하는 사례가 늘어나고 있다<sup>1)</sup>.

그러나, RCS구조 보-기둥 접합부는 이종부재 사이의 구성방식과 힘의 전달방식이 문제점으로 알려져 있어, 접합부의 응력전달기구에 대한 연구가 Deierlein과 Sheikh(1989)에 의해 본격적으로 진행 되었으며, 이후에 여러 연구자들이 실험을 통하여 RCS구조 보-기둥 접합부의 역학적 거동에 관한 연구를 진행하였다. 그러나, 실험적 연구에 의하면 기존연구의 설계식은 실제부재의 극한전단강도와 오차가 큰 설계강도를 제시하고 있어, 이에 대한 연구가 필요한 실정이다.

본 연구는 기존연구의 설계식과 실험결과를 바탕으로, 접합부 전단저항기구인 철골웹브패널, 내·외부패널의 콘크리트 압축스트럿, 접합부 늑근에 의한 트러스기구의 가정 및 해석 방법을 통하여, RCS

<sup>†</sup>To whom correspondence should be addressed.  
archi-an@hanmail.net

구조 내부 보-기둥 접합부의 극한전단강도를 예측하기 위한 설계법을 제안하고자 한다.

## 2. 접합부의 전단저항기구의 모델화

RCS구조 내부 보-기둥 접합부의 상세별 범위를 설정하고, 접합부의 극한전단강도를 예측하기 위한 설계법을 제안하여 전단저항기구를 모델화하였다. 연구대상은 실제로 국내에 적용되고 있는 접합부 상세가 주로 선정되었고, 전단저항기구는 기존연구의 제안식과 실험결과를 통해 모델화하였다.

### 2.1. 접합부 유효폭

보-기둥 접합부에서의 콘크리트는 접합부의 내력을 구성하는 주된 요소로서 접합부의 형식이나 기둥 폭과 보 폭, 보 춤의 차이에 따라 콘크리트 압축장이 변화하며, 보-기둥 접합부 전단내력에 영향을 미친다. 이러한 요인은 기존의 접합부 제안식에 부분적으로 적용되었고, 기존 연구자들에 의한 제안이 다수 이루어졌다. 본 연구에서의 접합부 유효폭 산정은 ASCE 설계기준을 바탕으로 다음과 같이 산정한다.

$$b_i = \max(b_f - t_w, b_p) \quad (1)$$

$$b_m = \frac{b_f + b_c}{2} \leq b_f + h_c \leq 1.75b_f \quad (2)$$

$$b_o = C(b_m - b_f) \leq 2d_o \quad (3)$$

$$C = \left(\frac{x}{h_c}\right)\left(\frac{y}{b_f}\right) \quad (4)$$

여기서,  $b_i$ ,  $b_o$ ,  $b_m$ 는 각각 접합부 패널의 내부유효폭, 접합부 패널의 외부유효폭, 접합부 최대유효폭이고,  $b_f$ 는 철골보 플랜지의 폭,  $t_w$ 는 웨브의 두께,  $b_p$ 는 지압판의 폭,  $b_c$ 는 보의 길이 방향과 수직인 기둥의 폭,  $h_c$ 는 보길이 방향과 평행한 기둥 춤이며,  $x$ 는 E-FBP가 있는 경우  $y$ 와 같고, 철골기둥만 있는 경우  $x = h_c/2 + d_c/2$ 이다.

한편, 본 연구에서는 밴드 플레이트가 접합부에

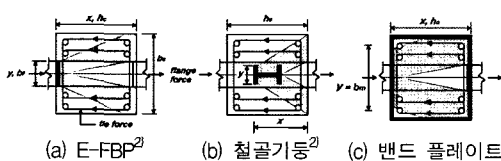


Fig. 1. x, y definition by joint details.

사용될 경우,  $y$ 값은 Fig. 1(c)와 같이 접합부 최대 유효폭과 동일한 길이를 가지는 것으로 가정한다.

### 2.2. 철골웹패널의 전단강도식

철골웹패널의 극한전단응력은 변형경화와 철골보 플랜지의 프레임(Frame)효과를 고려하여, 일본 SRC 기준(AIJ-SRC Method)의 약산값이 사용되었다. 따라서, 철골웹패널의 수평전단강도( $V_{sh}$ )는 식 (5)와 같다.

$$V_{sh} = \frac{1.2}{\sqrt{3}} \cdot F_{yw} \cdot t_w \cdot jh \quad (5)$$

여기서  $F_{yw}$ 는 철골보 웨브의 항복응력,  $jh$ 는 접합부 유효패널길이이다.

### 2.3. 내부콘크리트패널의 전단강도식

접합부 내부패널의 전단력은 철골보의 플랜지와 FBP에 의해 형성되는 콘크리트 압축 스트럿으로 전달된다. 내부콘크리트 스트럿의 각도는 Fig. 2(a)의 균열의 각도와 주응력도의 각도가 동일하다는 가정에 의해 식 (6)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\theta_{e} = \tan^{-1}\left(\frac{d_w}{h_c - 2t_p}\right) \quad (6)$$

Fig. 3에서  $C_1$ 는 철골보 플랜지 상·하부에 작용하는 지압력으로 플랜지 내부콘크리트에 가장 큰 영향을 주는 요소로서 Mattock(1982)<sup>3)</sup>이 제안한 최대

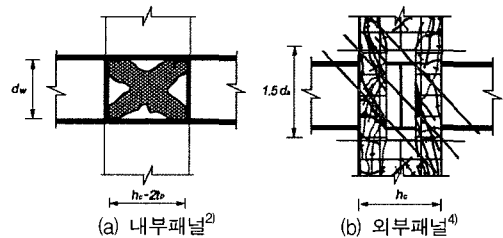


Fig. 2. Crack type of inner and outer panel.

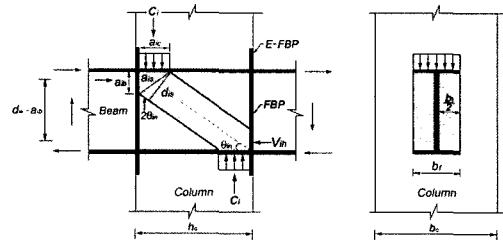


Fig. 3. Resisting element of Inner concrete panel.

지압응력( $\sigma_{max}$ ), 응력블럭길이( $a_{ic}$ ), 응력블럭폭( $b_b$ )을 이용하여 지압력을 산정한다.

$$\sigma_{max} = 0.85f_{ck} \left( \frac{b_f}{b_c} \right)^{0.66} \quad (7)$$

$$a_{ic} = \beta_1 \cdot h_c / 2 \quad (8)$$

$$a_{ib} = a_{ic} \cdot \tan \theta_{\in} \quad (9)$$

여기서,  $\beta_1$ 은 ACI 규준(ACI committe 318-95)의 부재의 휨강도 계산시 사용되는 값과 동일한 값으로 한다.

스트럿의 유효춤( $d_{is}$ )은 이상호(1997)<sup>5)</sup>의 철근콘크리트 내부 보-기둥 접합부의 스트럿의 유효춤 산정방법을 통해 식 (11)과 같이 나타낼 수 있다.

$$a_{is} = \sqrt{a_{ib}^2 + a_{ic}^2} \quad (10)$$

$$d_{is} = a_{is} \cdot \sin(2\theta_{\in}) \quad (11)$$

또한, Nielsen(1978)<sup>6)</sup>은 횡보강근으로 구속된 콘크리트 스트럿의 유효압축강도를 식 (12)와 같이 제안하였으며, 본 연구에서는 이를 외부스트럿의 유효압축강도로 이용하였다.

$$f_{ce} = \left( 0.8 - \frac{f_{ck}}{200} \right) f_{ck} \quad (12)$$

여기서,  $f_{ck} \leq 75\text{MPa}$

$$f_{ce} = 1.82 \left( 0.8 - \frac{f_{ck}}{200} \right) f_{ck} \quad (13)$$

내부콘크리트 스트럿은 철골보 플랜지와 FBP, 그리고 외부패널에 의한 구속효과에 의해 유효압축강도가 증가하게 되는데, 이것은 강재로 둘러싸인 3축응력 상태의 콘크리트의 압축강도와 동일한 구속상태로 볼 수 있다<sup>6)</sup>. 따라서, Elnashai 등의 구속효과를 고려한 계수와 Nielsen의 유효압축강도를 이용해서 내부콘크리트 스트럿의 유효압축강도를 식 (13)과 같이 나타낼 수 있다. 그리고, Fig. 3에서 스트럿에 의한 내부콘크리트패널의 수평전단강도는 스트럿의 각도, 유효압축강도, 내부패널의 유효폭, 스트럿의 유효춤에 의해 식 (14)과 같이 나타낼 수 있다.

$$V_{ih} = 1.82 \left( 0.8 - \frac{f_{ck}}{200} \right) f_{ck} \cdot d_{is} \cdot b_i \cdot \cos \theta_{\in} \quad (14)$$

## 2.4. 외부패널의 전단강도식

외부패널의 스트럿은 E-FBP와 철골기둥 등의 전단키(shear key)에 의해 형성되는 것으로 가정한다.

접합부 외부패널의 스트럿의 각도는 Fig. 2(b)에 나타난 것과 같이 기존연구의 실험결과에 의해 식 (15)와 같이 나타내었다.

$$\theta_{out} = \tan^{-1} \left( \frac{1.5d_b}{h_c} \right) \quad (15)$$

Fig. 4에서  $C_o$ 는 기둥단부의 외부패널에 작용하는 압축력이며, 전단키에 의해 형성되는 압축력은  $C_o$ 의 힘의 크기와 스트럿의 각도에 영향을 받는 등가응력길이와 스트럿의 유효춤( $d_{os}$ )는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$a_{oc} = \beta_1 \cdot h_c / 2 \quad (16)$$

$$a_{ob} = a_{oc} \cdot \tan \theta_{out} \quad (17)$$

$$d_{os} = a_{os} \cdot \sin(2\theta_{out}) \quad (18)$$

외부패널의 수평전단강도( $V_{oh}$ )는 철골보 상·하부의 E-FBP나 철골기둥과 같은 전단키(shear key)에 의해 형성되는 콘크리트의 압축 스트럿기구의 전단내력( $V_c$ )과 접합부내의 늑근에 의한 트러스기구가 부담하는 전단내력( $V_r$ )의 합으로 나타낼 수 있다.

$$V_c = \left( 0.8 - \frac{f_{ck}}{200} \right) f_{ck} \cdot d_{os} \cdot b_o \cdot \cos \theta_{out} \quad (19)$$

$$V_r = \left( \frac{A_{sh} \cdot F_{yr} \cdot 0.9h_c}{\delta_h} \right) \frac{1}{\tan(90^\circ - \theta_{out})} \quad (20)$$

$$V_{oh} = V_c + V_r \leq 1.82 \left( 0.8 - \frac{f_{ck}}{200} \right) f_{ck} \cdot d_{os} \cdot b_o \cdot \cos \theta_{out} \quad (21)$$

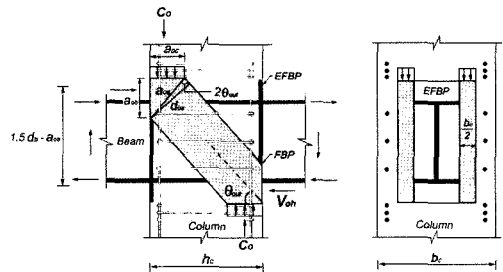


Fig. 4. Resisting element of outer panel.

### 2.5. 보의 전단력 산정

보의 전단력은 접합부 모멘트 평형에 의해 식 (22)와 같이 나타낼 수 있다.

$$V_b = \frac{V_{sh} \cdot d_f + V_{ih} \cdot (d_w - a_{ib}) + V_{oh} \cdot (1.5d_b - a_{ob})}{\left( \frac{L_b \cdot (L_c - d_b)}{L_c} - jh \right)} \quad (22)$$

식 (22)의  $jh$ 는 접합부 유효패널길이로서 기둥단부의 합모멘트와 철골보 상·하부에서 내·외부패널에 작용하는 지압력의 합력( $C_c$ )과 유효패널길이 발생시키는 모멘트의 평형에 의해 다음과 같이 산정 할 수 있다.

$$jh = \frac{\sum M_c}{C_c} = \frac{V_b \cdot L_b \cdot (L_c - d_b)}{L_c \cdot C_c} \geq 0.575h_c \quad (23)$$

$$C_c = C_i + C_o \quad (24)$$

$$C_i = 0.85f_{ck} \left( \frac{b_f}{b_c} \right)^{0.66} b_i a_{ic} \quad (25)$$

$$C_o = 0.85f_{ck} \cdot b_o \cdot a_{oc} \quad (26)$$

### 3. 전단저항기구의 적용 및 분석

기존연구의 22개의 실험체를 대상으로 본 연구의 제안식, ASCE 설계기준, Kanno의 제안식, Wight의 제안식을 이용하여 RCS구조 보-기둥 접합부의 극한전단강도를 해석하고, 이 해석 결과를 실험값과 비교·분석하였다.

#### 3.1. 실험값과 ASCE 설계기준의 비교

실험값과 ASCE 설계기준의 비교해 보면, 실험 결과와 최대 65.4%의 오차를 나타내었다.

ASCE 설계기준의 바탕이 되는 Deierlein과 Sheikh의 연구에서 그들이 제안한 이론값의 15%를 상향조

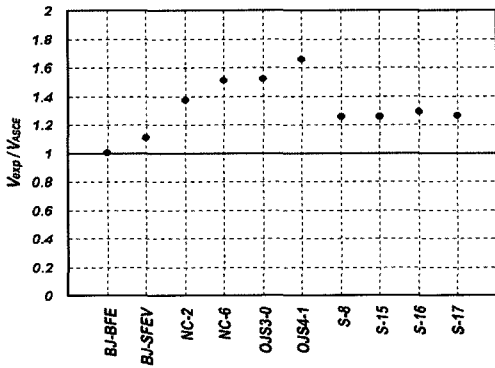
Table 1. Experimental data on existing research

Researcher	Specimen	Steel Beam (mm)	Column Section (mm)	Configuration Ratio		$V_{exp}$	$V_{cal}$				$V_{exp}/Kanno$	$V_{exp}/ASCE$	$V_{exp}/Wight$	$V_{exp}/V_{prop}$
				$h_c/d_b$	$L_c/L_b$		Kanno	ASCE	Wight	$V_{prop}$				
최근도 <sup>8)</sup>	JS-1	H-350×175×7×11	480×480	1.371	0.400	226.61	269.89	-	259.97	270.85	0.839	-	0.872	0.840
	JS-2	H-350×175×7×11	480×480	1.371	0.400	234.46	269.89	-	259.97	270.85	0.868	-	0.902	0.869
박상균 <sup>4)</sup>	LCS-1	H-350×175×7×11	480×480	1.371	0.503	284.49	338.89	-	399.95	319.41	0.840	-	0.711	0.866
	LCH-1	H-350×175×7×11	480×480	1.371	0.503	283.71	347.61	-	418.30	323.04	0.815	-	0.678	0.863
	LCH-2	H-350×175×7×11	480×480	1.371	0.503	266.44	312.72	-	346.78	307.64	0.851	-	0.769	0.879
	LCH-3	H-350×175×7×11	480×480	1.371	0.503	239.95	315.07	-	351.49	309.02	0.761	-	0.683	0.789
S시 <sup>9)</sup>	STI-2	H-350×175×7×11	480×480	1.371	0.503	318.92	374.16	-	456.26	347.67	0.851	1.002	0.699	0.933
조필규 <sup>7)</sup>	BJ-BFE	H-250×125×15×24	350×350	1.400	0.733	174.62	192.86	174.23	156.27	196.89	0.904	1.110	1.076	0.887
	BJ-SFEV	H-250×125×15×24	350×350	1.400	0.733	195.22	194.92	175.80	162.45	199.44	1.000	1.376	1.181	0.979
渡邊一弘 <sup>10)</sup>	NC 2	H-250×125×9×9	330×330	1.320	0.727	151.07	142.49	109.77	119.19	146.66	1.059	-	1.267	1.076
	NC 4	H-250×125×22×16	330×330	1.320	0.727	254.08	206.19	-	171.87	249.66	1.231	1.512	1.342	1.018
	NC 6	H-250×125×9×16	330×330	1.320	0.727	166.77	144.75	110.26	124.49	155.98	1.151	-	1.340	1.069
	NC 7	H-250×125×9×16	330×330	1.320	0.727	162.85	149.84	-	135.57	159.61	1.086	-	1.201	0.949
	NC 8	H-250×125×9×16	330×330	1.320	0.727	171.68	149.84	-	135.57	159.61	1.145	1.521	1.266	1.001
Kanno <sup>11)</sup>	OJS3-0	H-355×153×6.5×25	406×406	1.149	1.113	331.97	289.49	218.27	311.08	290.18	1.146	1.654	1.043	1.208
	OJS4-1	H-355×153×6.5×25	406×406	1.149	1.113	361.01	289.49	218.27	311.08	290.18	1.246	-	1.133	1.313
	OJS5-0	H-355×153×6.5×25	406×406	1.149	1.113	359.05	294.88	-	340.21	370.03	1.216	-	1.028	0.972
	OJS7-0	H-355×153×6.5×25	406×406	1.149	1.113	380.04	298.61	-	348.65	337.07	1.271	1.259	1.057	1.171
Deierlein <sup>3)</sup> & Sheikh	S-8	H-444×203×6.4×19	510×510	1.144	0.828	226.12	218.25	179.62	195.61	217.49	1.035	1.258	1.156	1.040
	S-15	H-444×203×6.4×19	510×510	1.144	0.828	182.47	172.09	144.99	190.51	192.08	1.059	1.292	0.958	0.950
	S-16	H-444×203×6.4×19	510×510	1.144	0.828	184.13	169.15	142.54	185.02	191.79	1.087	1.262	0.995	0.960
	S-17	H-444×203×6.4×19	510×510	1.144	0.828	181.68	170.81	143.91	187.96	191.88	1.063	-	0.967	0.947

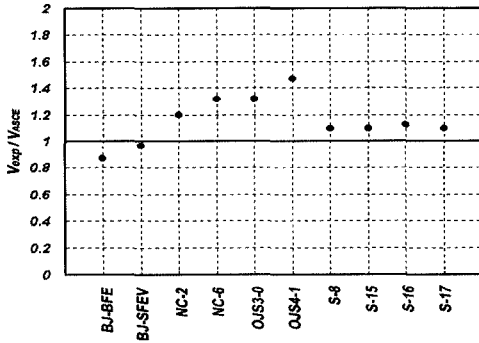
정(접합부 전단변형이 2%일 때의 전단강도)하면 극한전단강도를 평가할 수 있다고 제안하였는데, ASCE 이론값을 15% 상향조정하면, Fig. 5(b)와 같이 실험값에 좀더 근접한 값을 나타낼 수 있음을 알 수 있다.

### 3.2. 실험값과 Kanno식의 비교

실험값과 Kanno식을 비교하면 Fig. 6과 나타난 것 같이 실험결과와 최대 27.1%의 오차를 나타내었다. Kanno식은 보 중심간의 기둥 길이( $L_c$ )의 변화



(a) 1% joint distortion



(b) 2% joint distortion

Fig. 5. Ratio of ASCE guideline versus measured shear strength.

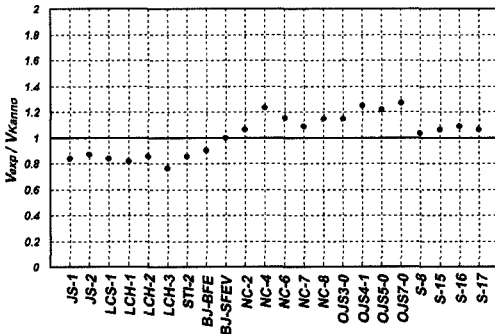


Fig. 6. Ratio of Kanno method versus measured shear strength.

와 기둥 단부에서의 전단력을 무시함에 따라 시험체의 보-기둥 길이의 비( $L_c/L_b$ )가 접합부 전단강도에 미치는 영향을 나타내지 못한다. 그러나, 전체적인 내력평가 양상을 살펴보면 ASCE 설계기준보다 실험값에 근접한 결과를 나타내고 있다.

### 3.3. 실험값과 Whight식의 비교

Fig. 7은 실험값과 Whight식의 비교한 것으로 실험결과와 최대 47.8%의 오차를 나타내었다. Kanno의 실험적 연구에 의하면 고강도 콘크리트를 사용했을 때에는 상대적으로 강성과 연성에 미치는 영향이 미미함을 보고하였는데, 전체적인 내력평가 양상을 살펴보면 Whight식은 고강도 콘크리트가 사용되었을 때 다소 접합부의 내력을 과대평가하고 있는 것으로 나타났다. 또한, 접합부 형상비( $h_c/d_b$ )의 제한사항인  $0.6 \leq h_c/d_b \leq 1.3$ 의 범위에 포함되지 않는 渡邊一弘의 실험체가 다른 실험체에 비해 비교적 실험값과의 오차가 크게 나타났다.

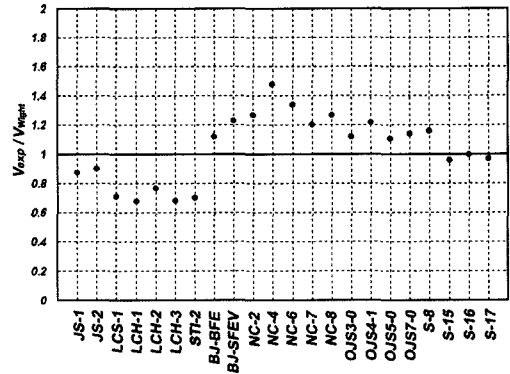


Fig. 7. Ratio of Whight method versus measured shear strength.

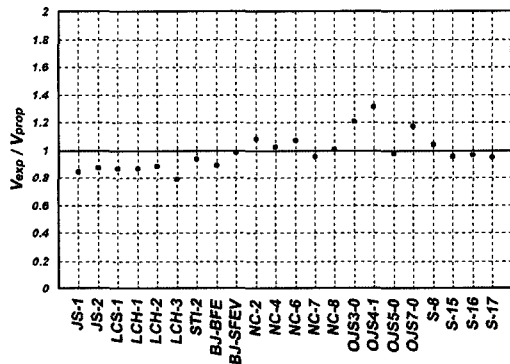


Fig. 8. Ratio of calculated shear strength versus measured shear strength.

### 3.4. 실험값과 제안식의 비교

본 연구의 제안식과 실험값을 비교해보면 Fig. 8에서 알 수 있듯이 실험체 OJS4-1에서 31.3%의 가장 큰 오차를 나타내었다. 이것은 기둥축력의 영향을 받은 것으로 판단된다. 그러나 제안식은 전반적인 실험체의 내력을 잘 예측할 수 있었고, 콘크리트의 강도가 접합부 내력에 미치는 상대적인 영향을 잘 고려하고 있는 것으로 나타나, 제한된 재료의 강도, 접합부 상세, 형상비의 범위에서 기존의 이론식에 나타난 전단강도보다 실험결과에 더욱 근접한 값을 구할 수 있음을 알 수 있다.

## 5. 결론

본 연구에서는 전단저항기구의 모델화를 통해서 RCS구조 내부 보-기둥 접합부의 극한전단강도를 예측하는 방법을 제안하였으며, 기존연구의 실험결과와 본 연구의 제안식, 그리고 기존연구의 이론식을 비교·분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 본 연구에서 제안식은 제한된 재료의 강도, 접합부 상세, 접합부 형상비의 범위에서 기존연구의 이론식보다 기존연구의 실험결과에 더욱 근접한 극한전단강도를 예측할 수 있었다.

2) RCS구조 내부 보-기둥 접합부는 접합부의 형상비의 변화와 접합부에 횡방향 철골보가 첨가될 경우 접합부의 응력전달 및 분담정도가 달라짐에도 불구하고, 이러한 개념 없이 ASCE 설계기준에 의한 설계는 접합부의 내력을 제대로 평가 할 수 없게 된다.

3) Kanno의 제안식은 기둥단부의 전단력, 접합부 형상비, 보-기둥 길이비의 변화를 고려하지 않고 있으며, Wight의 제안식은 다른 이론식 보다 실험결과에 대한 오차의 변동폭이 다소 크게 나타났다.

앞으로의 과제로서 접합부 형상비가 1.144이하인 +형 RCS구조 내부 접합부에 대한 연구와 T형 RCS구조 외부 접합부의 극한전단강도 산정에 관한 연구가 필요할 것으로 판단된다.

## 참고문헌

1) 최완철, “콘크리트 기둥/철골보 합성구조의 최

근연구”, 대한건축학회 학술발표논문집, 제17권, 제2호, pp. 1207~1212, 1997.10.

- 2) Deierlein, G.G. et. al., “Beam-Column Moment Connections for Composite Frames”, Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No.11, pp. 2877~2895, Nov., 1989.
- 3) Mattock, A. H. “Strength of Embedded Steel Sections as Brackets”, ACI Journal, March-April, pp. 83~93, 1982.
- 4) 박상균, “철골 보와 철근콘크리트 기둥으로 이루어진 복합구조 접합부의 역학적 거동에 관한 실험적 연구”, 한양대학교 석사학위 논문, 2000.
- 5) 이상호, “철근콘크리트 内部 보-기둥 接合部의 剪斷設計法”, 대한건축학회논문집, 제13권, 제6호, pp. 229~240, 1997.6.
- 6) M. P. Nielsen, “Limit Analysis and Concrete Plasticity”, CRC Press, 1999.
- 7) 조필규 외, “철근콘크리트 기둥/철골보 합성구조의 강접합부 성능”, 대한건축학회발표논문집, 제18권, 제1호, pp. 753~759, 1998.4.
- 8) 최근도 외, “자주식 띠근을 이용한 RCS 보-기둥 접합부의 거동에 관한 실험적 연구”, 대한건축학회학술발표논문집, 제22권, 제1호, pp. 95~98, 2002.4.
- 9) 삼성물산(주) 건설부문, “LC Frame을 이용한 복합화 공법의 개발 및 성능 평가”, 1999.
- 10) 渡邊一弘 외, “柱RC造・梁S造接合部のせん断耐力にする實驗的研究”, 콘크리트工學年次論文報告集, Vol. 17, No. 2, pp. 1059~1064, 1995.
- 11) Kanno. R., “Strength, Deformation and Seismic Resistance of Joints between Steel Beams and Reinforced Concrete Columns”, Vol. 1,2, Cornell University, 1993.
- 12) ASCE Task Committee on Design Criteria for Composite Structure in Steel and Concrete., “Guidelines for Design of Joints between Steel Beams and Reinforced Concrete Columns”, Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 8, pp. 2331~2557, Aug., 1994.
- 13) Gustavo Parra-Montesinos, James K. Wight., “Seismic Response Exterior RC Column-to-Steel Beam Connections”, Journal of Structural Engineering, Vol. 126, No. 10, pp. 1113~1121, Oct., 2000.