

철골브레이스에 의한 기존 RC건축물의 강도상승형 내진보강을 위한 설계고려사항

The design considerations of steel braced frame for seismic retrofit through increasing the lateral strength of existing RC buildings

안충원^{1)*} · 윤정환¹⁾ · 송동엽¹⁾ · 장범수²⁾ · 민찬기²⁾

Ahn, Choong Weon^{1)*} · Yoon, Jeong Hwan¹⁾ · Song, Dong Yub¹⁾ · Chang, Buhm Soo²⁾ · Min, Chan gi²⁾

¹⁾한국시설안전공단 건축실, ²⁾한국시설안전공단 시설안전연구소

¹⁾Korea Infrastructure Safety Corporation, ²⁾Korea Infrastructure Safety Corporation

/ A B S T R A C T /

This paper deals with steel braced frame as increasing the lateral strength and ductility in order to seismic retrofit of existing buildings and discusses the designing criteria and calculation method of retrofitted buildings. The addition of steel braced frame can be effective for increasing the lateral strength and ductility of existing buildings. However, There is a problem in utilizing this method. It is the approach to provide an adequate connection between the existing RC frame and the installed steel braced frame, because global strength by failure mode(three type) depends on detail of connection and strength of existing RC frame. So, the designer must be confirmed if it satisfies the required performance or not. Failure mode of type I is the most appropriate for increasing the lateral strength and ductility. Seismic performance evaluation and strength calculation of seismic retrofit are performed by guideline by KISTEC(Korea Infrastructure Safety & Technology)'s "seismic performance evaluation and rehabilitation of existing buildings" and Japan Building Disaster Prevention Association. Buildings are modeled and non-linear pushover analysis are performed using MIDAS program.

Key words: Seismic retrofit, steel braced frame, existing RC buildings

1. 서론

최근 일본을 비롯한 해외에서 발생하는 빈번한 대지진으로 인해 국내에서도 기존건물의 내진보강에 대한 관심이 매우 증가하였다. 내진보강을 위해서는 적절한 내진성능평가는 물론 보강후 적절한 평가가 선행되어야 한다. 기존건축물의 내진성능평가의 경우 국내에서는 한국시설안전공단에서 2004년에 '기존건축물의 내진성능 평가 및 향상요령'[1]을 발간하였고 2011년에 개정판[2]을 발간하였으며, 한국교육개발원에서는 학교 건물의 내진성능평가 및 보강을 위해 2011년에 '학교시설 내진성능 평가 및 내진보강 가이드라인[3]'을 발표하였고, 소방방재청에서는 2012년에 '건축물 내진성능평가 가이드라인'을 발표하였다[4]. 국외에는 대표적으로 미국의 ASCE41[5]와 일본건축방재협회[6]의 철근콘크리트조 내진진단기준이 있다. 한편 기존건축물의 내진보강 관련 지침서로는 국외의 경우

FEMA356[7]과 일본 건축방재협회[8]의 기존 철근콘크리트조 건축물의 내진개수설계지침이 있으며, 국내의 경우 한국시설안전공단 '기존건축물의 내진성능 평가 및 향상요령'[2](이하 '한국시설안전공단 요령[2]'로함)의 향상편에서 비교적 상세하게 서술되어 있으며 소방방재청과 한국교육개발원의 가이드라인은 내진성능 향상방안에 대하여 구체적 서술없이 정의만이 서술되어 있는 상태이다. 최근 국내 기존건축물의 내진관련 추이를 보면 내진성능 평가분야는 어느 정도 자리매김이 되어 있으나 기존 건물의 내진보강관련분야는 평가분야에 비하여 구체적인 방법이 정립되지 않은 상태이다.

한편, 국내의 내진보강공사의 현황을 보면 다음과 같은 특징이 있다. 첫째는 공사비가 비교적 소액이며, 둘째는 보강부재의 설치위치가 기존건물의 용도를 고려하여 제한적이며, 셋째는 보강공사기간에 건물을 사용 할 수 없어 공기단축에 대한 압박이 있는 것이 현실이며, 중요한 점은 보강공사에 대한 공인된 내진보강 시방서, 명확한 보강계산 지침서 등의 부재로 보강 설계에서 사후 유지관리를 포함한 설계 및 시공에 대한 품질이 확보되는지 의문이다.

*Corresponding author: Ahn, Choong Weon

E-mail: acwacw@kistec.or.kr

(Received 20 August 2013; Accepted 8 October 2013)

따라서 본 연구에서는 기존의 중 저층 철근콘크리트 건축물에 많이 사용되는 철골브레이스 신설(프레임부착)에 의한 강도상승형 내진보강에 대하여 실무자들이 기존 건물의 내진성능평가, 보강후 성능평가, 보강계산의 과정에서 반드시 고려해야 할 점을 중심으로 서술한다. 본문에서의 보강지침, 보강산식은 기본적으로 한국시설안전공단 요령[2]에 의하며, 요령에 없는 경우는 일본 건축방재협회[8]의 기준을 참고로 한다.

철골브레이스 신설(프레임부착)에 의한 강도상승형 보강공법의 장점은 건식공법(공장제작)으로 공기를 단축 할 수 있으며 강도상승과 어느 정도의 변형능력증진에 효과가 있다. 또한 기초보강량이 전단벽증설보다 적고 건물디자인에 유리하며 개구부 설치가 유리하여 일조, 채광에 유리하다는 점으로 실무에서 많이 사용되는 공법이나 접합부의 설계과정에 따라 보강 효과가 기대 할 수 없는 경우가 있으며 공사 후, 유지관리에 내화피복 등 방화계획이 필요하다는 단점이 있는 것에 유의하여야 한다.

2. 기존 연구고찰

2.1 철골브레이스 신설 개요

철골브레이스 신설(프레임부착)에 의한 보강이란, 기존 철근콘크리트 골조를 철골 브레이스 또는 철골 패널로 보강하는 것을 말하며 철골가새의 좌굴에 대한 저항을 높이기 위하여 강재 단면의 강축방향을 면내 방향으로 일치시키거나 좌굴방지용 서브가새를 설치하기도 한다.

접합형식에 따라 Fig. 1과 같이 기존 RC골조와 보강부재를 모르타르,

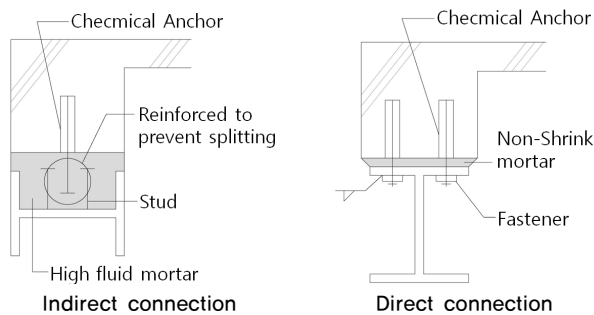


Fig. 1. Classification by type of junction

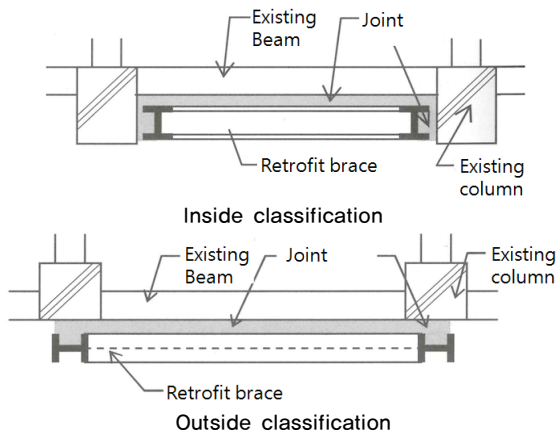


Fig. 2. Classification according to the installation Location

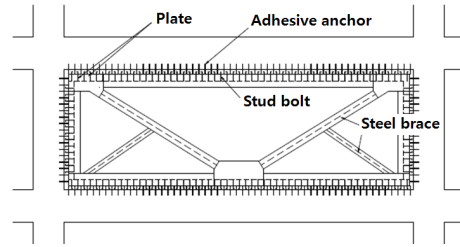


Fig. 3. Strengthening joint by indirect connection

후타설앵커, 쪼갬파괴 방지근을 매개로 접합하는 간접접합과 볼트나 용접 등에 의해 기존부재와 직접접합이 있으며, 설치 위치에 따라 Fig. 2와 같이 기존골조의 내부에 설치하는 경우와 기존골조의 외부에 설치하는 외부설치로 분류 할 수 있다.

보강효과의 관점에서 본다면 간접접합보다 직접접합이 유리하다고 볼 수 있으나 기존기둥과 보의 철근간섭의 문제 등 시공성에 의해 간접접합의 실적이 많은 편이고, 외부설치의 경우 공사 중에도 건물의 사용이 가능하고 이전 및 대체시설물이 요구되지 않는다는 이점으로 관리주체가 선호하여 최근 증가추세에 있으나 기존골조와 보강부재의 편심발생 및 접합부공사가 어렵다는 단점이 지적되고 있으며 기존건물의 내진보강의 역사가 상대적으로 긴 일본의 경우 보강실적이 내부설치 간접접합공법에서 외부설치 직접접합으로 증가추세이다. 따라서 본 연구에서는 Fig. 3과 같이 현재까지 사용실적이 많은 철골프레임틀이 부착되고 4면이 기존부와 접합된 간접접합에 의해 기존 RC조 가구부와 일체화된 내부설치 간접접합을 대상으로 서술하며 외부설치 직접접합공법의 과제에 대하여 논하기로 한다.

통상적으로 철골브레이스에 의한 보강은 거주자의 요구와 시공편의상 기존 RC골조의 외부부에 설치하며, RC조 가구부 전체 휨항복과 기초 회전 파괴의 경우에는 보강효과가 충분히 발휘되지 않는 경우도 있으므로, 보강 개소 선정이 중요하다. 또한 보강접합부는 철골브레이스보강에 있어서 가장 중요한 부분이므로, 응력이 원활하게 전달되도록 설계해야 한다. 철골브레이스보강부에 인접하는 기존 RC골조 부분도 충분한 검토가 필요하다.

2.2 보강부의 파괴, 저항형식

일본의 건축방재협회[8]에서 제시하는 철골브레이스보강과 관련된 사항은 다음과 같다. 철골브레이스보강은 기존 RC골조부, 신설되는 철골골조부 및 이를 매개하는 보강접합부 3가지 요소로부터 구성된다. 보강 후 저항형식은 각각의 구성요소 강도와 연성이 철골브레이스 보강부 전체의 강도·변형관계 및 파괴형식에 따라 강도저항형, 연성저항형 또는 강도·연성저항형이 되며 Table 1과 같이 4가지 타입으로 분류해서 고려할 수 있다. Fig. 4는 Type에 따른 파괴형식을 나타낸다. 철골브레이스 보강을 계획하는 경우에는 당연히 강도·연성저항형 (Type I) 보강을 목표로 하는 것을 권고하고 있으며 각각의 파괴형태는 다음과 같다.

Type I(철골 브레이스 또는 패널 파괴)은 보강접합부에 앵커가 충분히 배치되어 있어 전단력 전달능력이 크고 철골골조 부위의 브레이스는 인장 브레이스에 인장항복이 압축 브레이스에 좌굴이 일어나고 판넬의 경우 판넬에 전단항복이 일어나는 경우이다. 기존 RC골조부의 기둥주근량이 많고 띠근량이 적으면 전단파괴한다. 이 파괴형식이 되기 위해서는 보강접합부

Table 1. Steel braced frame's shear resistance mechanism

resistance type	existing RC frame	steel braced frame	joint
Type I Strength · ductility resistance (Steel braced or panel failure)	· Flexural failure (beam or column) · Shear failure (beam or column)	· Braced frame retrofit : braced frame yield or buckle · panel retrofit : shear yielding of panel or flexural yielding of flange	None failure
Type II Strength resistance (Joint failure)	· Tension column's punching shear failure and compression column's shear failure · Beam's punching shear failure	· none yielding and buckling	Shear failure
*Type III ductility resistance (Shear strength at failure of the entire)	· Tension column's flexural failure · compression column's compression failure	· none yielding and buckling	None failure
Type IV Strength resistance	· Brittle fracture of column	· Braced frame retrofit : braced frame yield or buckle	None failure

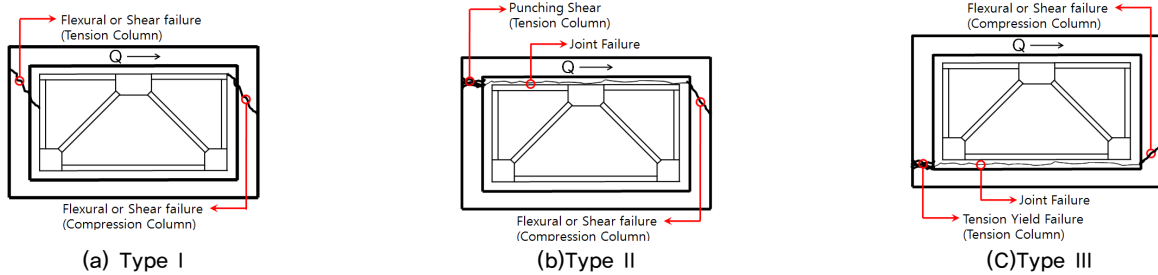


Fig. 4. Collapse types of steel braced joint

가 충분히 강하고 전단력 전달능력이 충분이 커야 한다.

Type II(접합부파괴)는 철골가구부 전단강도는 높으나 접합부에 배치된 후타설앵커 및 두부스터드 개수가 부족하여 보강접합부가 전단미끄럼 파괴되는 경우이다. 철골브레이스에 전달되어야 하는 전단력의 일부가 인장측의 RC기둥 주두부에 직접 가해져 뚫림전단파괴를 일으킨다. 이때의 뚫림전단파괴는 통상 무량판구조의 슬래브의 2면전단파괴와 구별되는 “인장측기둥의 뚫림전단파괴”로 구분하기로 한다. 또한 변형이 증가하면 휨주근이 많은 압축측 RC기둥은 급격한 전단파괴가 형성되므로 이런 형태의 파괴는 가능한 한 피하라고 권고하고 있다.

Type III(전체 휨파괴)는 기존 인장측 기둥이 전도에 의해 인장항복해서 전체 휨파괴되는 경우로 접합부에 앵커가 많이 배치되어 전단전달능력이 커도 기존기둥의 주근량이 적고, 보강부 중력하중도 작을 때 이 파괴가 일어난다. 기존 RC기둥이 인장·압축의 반복하중을 받으면 후타설앵커가 휨균열의 영향으로 인발에 의한 파괴로 보강부 전체가 휨파괴 하는 경우이다. 이 파괴형식에서는 보강부나 접합부 강도를 높여도 전체의 휨파괴를 막는 것은 한계가 있으므로 기초회전에 의한 변형으로 지진 에너지를 흡수하는 연성저항형 보강으로 고려할 수 있다.

2.3 보강계산법, 저항형식 검토방법

2.3.1 보강계산의 개요

- 1) 각 저항형식 및 기초회전의 경우에 따라 철골브레이스 보강부의 강도를 구하고 강도값이 최소가 될 때의 저항형식을 철골브레이스 보강부의 최종적인 저항형식으로 한다.

- 2) 각 타입의 저항형식을 결정하며 철골브레이스로 보강한 부분의 수평강도는 매우 높으므로 전체의 휨, 전도와 기초 부상 등의 검토가 중요하다.
- 3) 철골브레이스 보강부의 전단강도는 기존 RC골조주부의 극한강도, 철골가구부 및 보강접합부 강도 중 가장 작은 값으로 한다.
- 4) 기존 RC골조의 각 기둥 극한강도는 원칙적으로 철골패널 및 모르타르 등의 보강접합부재를 무시한 기존단면에 대해서 구한다.
- 5) 기존 RC골조의 각 기둥의 극한강도는 특별한 경우를 제외하고, 철골 프레임 및 모르타르 등의 보강접합부재의 존재를 무시한 기존 단면에 대해서 구한다.

각각의 보유강도 산정식은 건축구조기준(KBC2009)[9]을 원칙으로 하고 일본 건축방재협회[8]의 내용을 참조한다.

2.3.2 보강계산

- 1) 철골브레이스 보강부의 수평강도는 기존 RC골조부, 철골보강부 및 보강접합부에서 각각의 파괴형태를 고려하여 아래식으로 계산한다.

$$\begin{aligned}
 {}_s Q_{su1} &= {}_s Q_u + Q_{c1} + Q_{c2} \\
 {}_s Q_{su2} &= Q_j + {}_p Q_c + Q_{c2} \text{ 중 작은 값}
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

여기서, ${}_s Q_{su1,2}$: 철골브레이스 보강부 1구면당 전단강도

${}_s Q_u$: 철골브레이스 (브레이스 또는 패널) 의 강도

Q_j : 보강접합부 (스터드 또는 후타설 앵커) 의 전단강도

Q_{c1} : 인장측 기존기둥의 전단강도

Q_{c2} : 압축측 기존기둥의 전단강도

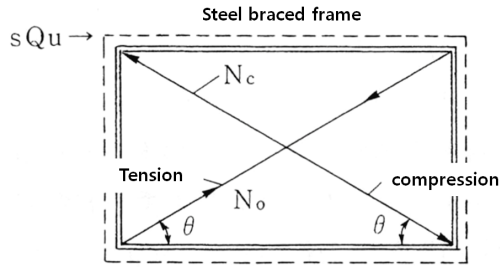


Fig. 5. Shear strength of steel brace

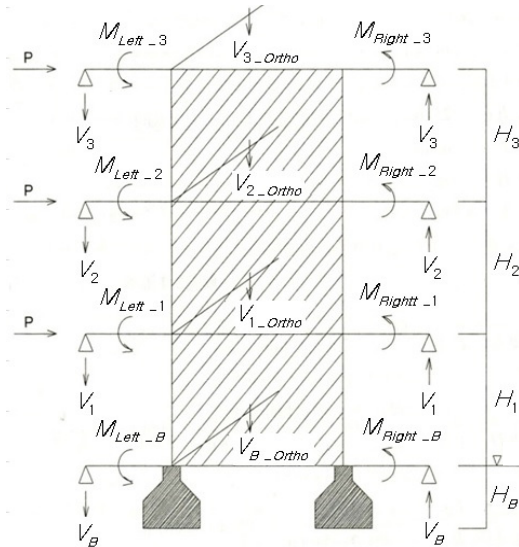


Fig. 6. Shear strength at failure of the entire

이 경우 기둥 1개당 전단강도 (Q_{c1}, Q_{c2})는 한국시설안전공단 요령[2]에 따라 주두·주각의 휨항복시 전단강도 cQ_{mu} , 와 전단강도 cQ_{su} 중 작은 쪽의 값으로 한다.

2) 브레이스 파괴시 수평강도 sQ_u 는 식(2)를 이용하여 Fig. 5와 같이 압축 및 인장 브레이스가 부담하는 축방향력으로 부터 계산 한다.

$$sQ_u = (N_c + N_o) \cos \theta \tag{2}$$

여기서, N_c : 압축 브레이스 좌굴강도
 N_o : 인장 브레이스 항복강도

3) 패널을 이용한 철골신설브레이스 경우의 강도는 원칙적으로 패널이 전단항복 하도록 단면설계를 한다. 그러기 위해서는 flange가 휨항복 하지 않고, 전단좌굴을 일으키지 않도록 일정 간격으로 스티프너를 배치 한다.

4) 전체 휨파괴시의 강도는 Fig. 6과 같이 경계보와 직교보의 전단력과 모멘트·기초 자중 등을 고려하여 「전체 휨강도」를 산정하여 파괴시의 강도를 검토한다. 「전체 휨강도」는 식(3)과 같이 좌변의 외력에 의한 모멘트(M_{ov})와 우변의 내력모멘트의 평형관계로부터 휨강도를 구한다. 외

력에 의한 모멘트(M_{ov})는 식(4)와 같이 각 층의 지진력 P와 각 층의 높이를 곱한 합으로 구할 수 있다. ΣM_x 는 식(8)과 같이 경계보의 좌우 모멘트의 합과 전단강도에 기둥 중심간 거리 L_w 를 곱하여 더한 합으로 구할 수 있다.

$$M_{OV} = M_U + \Sigma M_x + \Sigma Q_y \times L_x \tag{3}$$

$$M_{OV} = \left(\sum_{i=1}^n H_i + \sum_{i=1}^{n-1} H_i + \dots + \sum_{i=1}^2 H_i + H_1 \right) \times P \tag{4}$$

M_{OV} : 외력에 의한 모멘트, H_i : i 층 높이

$$M_U = [a_t \times f_y + 0.5 \Sigma (T_a \times n) + 0.5 \times N] \times L_w \tag{5}$$

M_U : 1층 벽단부 휨강도
 ΣM_x : 경계보 휨강도
 $\Sigma Q_y \times L_x$: 직교보 휨강도
 T_a : 앵커인장강도
 Q_y : 직교보 전단강도

$$M_{OV} = \Sigma M_x + (\Sigma Q_y + N_F) \times L_x \tag{6}$$

N_F : 고정하중 + 기초자중 + 파일인발력

$$\Sigma M_x = \Sigma M_{\text{상}} + \Sigma M_{\text{하}} + \Sigma V \times L_w \tag{8}$$

5) 후타설앵커의 접합부강도(Q)는 다음 식에 따른다.

① 앵커의 전단강도

$$Q_a = \min [Q_{a1}, Q_{a2}] \tag{9}$$

$$Q_{a1} = 0.7 \cdot m \sigma_y \cdot s a_e \tag{10}$$

$$Q_{a2} = 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot s a_e \tag{11}$$

Q_a : 앵커 1개당 전단강도
 Q_{a1} : 강제 내력에서 정해지는 경우의 앵커 1개당 전단강도
 Q_{a2} : 콘크리트 지압강도에서 정해지는 경우의 앵커 1개당 전단강도
 $m \sigma_y$: 앵커의 항복강도
 $s a_e$: 앵커 단면적 (mm²)
 E_c : 콘크리트 탄성계수
 σ_B : 기준부 콘크리트 압축강도

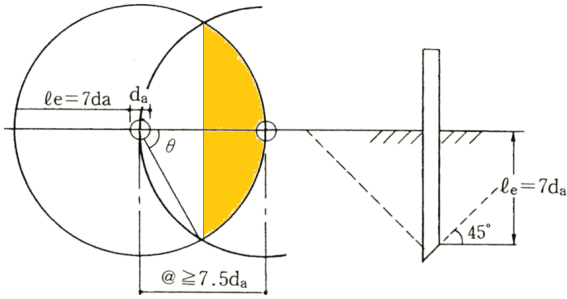


Fig. 7. Area of concrete at failure

② 앵커의 인장강도(접착계, $l_e = 7d_a$)

$$T_a = \min(T_{a1}, T_{a2}, T_{a3}) \quad (12)$$

$$T_{a1} = \sigma_y \cdot a_o \quad (13)$$

$$T_{a2} = 0.23 \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot A_c \quad (14)$$

$$T_{a3} = 10 \sqrt{\sigma_B/21} \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_e \quad (15)$$

$$A_c = \left(\pi - \pi \frac{\theta}{90} + \sin 2\theta \right) \times \left(l_e + \frac{d_a}{2} \right)^2 - \pi \left(\frac{d_a}{2} \right)^2 \quad (16)$$

T_a : 앵커 1개당 인장강도

T_{a1} : 강제 항복에 의해 정해지는 경우 앵커 1개당 인장강도

T_{a2} : 기존 콘크리트 구조체 콘상과괴에 의해 정해지는 경우 앵커 1개당 인장강도

T_{a3} : 접착계앵커 부착성능에 의해 정해지는 앵커 1개당 인장강도

σ_y : 철근 공칭항복강도

a_o : 앵커근 공칭단면적

σ_B : 기존 콘크리트 압축강도

A_c : 기존 콘크리트 구조체의 앵커 1개당 콘크리트파괴면적

식(14)에서 후타설앵커의 콘크리트파괴면적(A_c)은 Fig. 7에 나타난 것과 같이 45도 확장하여 원형 면적을 사용하는 AIJ Design Guideline[10]에서 제시하는 방법으로 앵커 지름 바깥으로 $l_e=7d_a$ 만큼의 면적에서 반지름이 $l_e+d_a/2$ 원형 면적과 인접 앵커의 원형면적이 겹치는 부분을 제외한 (16)식으로 구할 수 있으며 90도(1/4원)에서 θ 각도비만큼의 원호의 면적을 뺀 항에서 θ 인 삼각형의 면적을 더해 구한다.

2.3.3 뚫림전단강도 계산

기존 인장축기둥의 뚫림전단강도(pQ_c)는 스티드와 앵커에 대하여 식(17)과 같이 기둥 단면에 최소강도 저하계수(K_{min}) τ_0 (기본전단강도)를 곱

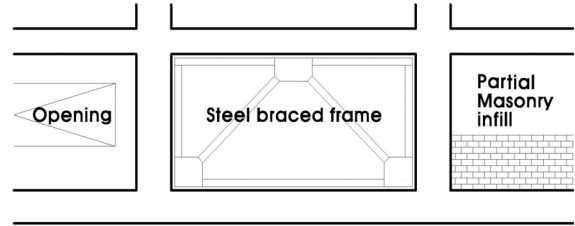


Fig. 10. Steel braced frame and around detail

하여 구한 후 최소값 $pQ_c = \min(Stud_pQ_c, Anchor_pQ_c)$ 을 적용한다.

최소강도 저하계수 K_{min} 은 식(18)에 의하여 구한다.

τ_0 는 식(19)로 구할 수 있는 σ 값의 범위에 따라,

$$\textcircled{1} 0 \leq \sigma \leq 0.33f_{ck} - 2.75, \textcircled{2} 0.33f_{ck} - 2.75 < \sigma \leq 0.66f_{ck}$$

$$\textcircled{3} \sigma > 0.66f_{ck} \text{ 으로 나누어 각각 식(20)~식(22)로 구할 수 있다.}$$

$$pQ_c = K_{min} \times \tau_0 \times b \times D \quad (17)$$

$$K_{min} = \frac{0.34}{0.52 + \frac{a}{D}} \quad (18)$$

$$\sigma = \frac{A_y}{bD} \times \sigma_y + \frac{N}{bD} \quad (19)$$

$$\tau_0 = 1.0 + 0.1f_{ck} + 0.85\sigma \quad (20)$$

$$\tau_0 = 0.22f_{ck} + 0.49\sigma \quad (21)$$

$$\tau_0 = 0.66f_{ck} \quad (22)$$

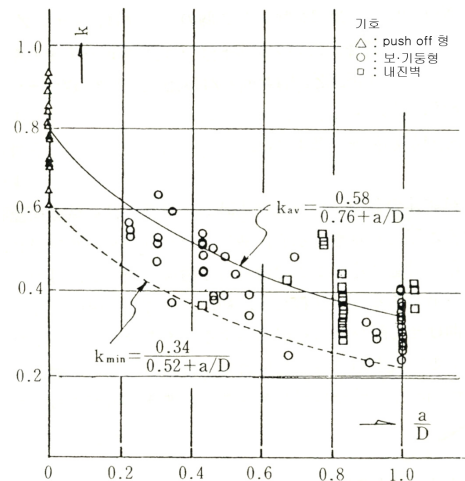


Fig. 8. $k \sim a/D$ relation graph($a/D \leq 1.0$)

- b : 풀림전단을 받는 기둥의 직교부재를 고려한 유효 폭
- D : 풀림전단을 받는 기둥의 축
- a : 증설벽판에서 기둥으로 전달되는 수평력이 집중적으로 작용한다고 가정했을 때의 작용점에서 주두 보 페이스 위치까지의 거리로 특별히 검토하지 않을 때에는 $a = D/3$ 으로 한다.
- f_{ck} : 기존구조체 콘크리트 설계기준강도 (N/mm²)
- σ : $P_g \cdot \sigma_y \cdot \sigma_0$
- P_g : $b \cdot D$ 에 대한 기둥의 전체 주근단면적 a_g 의 비
- σ_y : 기둥주근의 항복 강도 (N/mm²)
- σ_0 : $N/(b_e \cdot d)$, N 은 파괴시의 기둥축력(N)

보·기둥 및 내진벽의 강도저하계수(K)는 Fig. 8과 같이 전단스팬비(a/D)의 증가에 반비례하는 경향이 있다. 최소강도 저하계수 K_{min} 은 전단스팬비(a/D)가 0 ~ 1.0에 대한 실험결과 및 Mattock[11]로부터 얻어진 것이다. 축력을 더한 실험체의 경우에는 축력에 의한 마찰저항에 의해 전단력은 증가한다고 가정하였으며, 이 실험식은 전단스팬이 짧은 부재에 대한 유익한 추정식이라고 고려되지만, 후프나 스파이럴 등의 전단보강근의 영향은 무시하고 유도되었다.

3. 예제건물 내진성능평가

3.1 개요

본 장에서는 철골브레이스에 의한 강도상승형으로 계획, 설계되고 보강된 건물이 전장에서 서술한 각 타입별로 어떠한 보강효과가 있는지를 파악하기 위하여 예제를 선정, 한국시설안전공단 요령[2]과 일본건축방재협회[8]에 따라 평가에서 성능향상, 보강후 성능의 확인 과정에 대하여 서술한다. 한국시설안전공단 요령[2]의 내진성능 향상평에서 제시하는 내진성능 향상절차와 이를 토대로 보강부의 각 파괴형식을 고려한 설계방법을 Fig. 9에 수록한다. Fig. 9(좌)와 같이 기존 건축물의 평가결과 목표로 하는 성능수준을 만족하지 못함에 따라 결함부재 혹은 다른 부분을 보강하여 전체적

인 성능수준을 만족하도록 하는 경우 보강에 따른 강도, 강성, 변형능력의 변화를 고려하여 성능향상 이후의 구조물의 내진성능수준을 다시 평가하여야 하며 기존 구조물과 새로 설치되는 부분 사이의 접합부와 보강재 증설로 인한 중량 증가가 발생할 경우 등에 대하여 고려하라고 되어있으며 본 장에서는 기존연구고찰에서 제시된 방법에 따라 보강후 성능의 확인에 대하여 논한다. Fig. 9(우)와 같이 설계자는 보강이 필요한 건물에 대하여 개략적인 보강량(브레이스단면)을 산정하여 신설되는 보강부재주변의 개구부, 조적허리벽을 고려하고 후타설앵거 등 접합부 강도를 달리하여 파괴타입을 결정후 각 타입별 비선형모델을 작성하여 보강후 성능평가를 수행한다.

예제 건물로는 조적허리벽의 영향을 많이 A, B건물을 선정하였으며 A의 경우 전단벽이 존재하고 비교적 강도가 큰 경우이며, B의 경우는 순수골조로 구성된 비교적 강도가 작은 2가지 건물을 선정하였다. 조적 허리벽이 있는 건물을 선정한 이유는 학교를 포함하여 기존 국내 철골콘크리트 건물은 허리벽이 존재하여 그로 인해 기둥이 단주가 되어 하중지배형태인 전단 파괴가 일어나 대부분 성능수준이 좋지 않기 때문이다. 또한 철골브레이스를 시공과 용도를 고려할 때 외주부에 설치하는 경우가 대부분이며 이로 인해 보강부재도 기존의 허리벽으로 인해 하중지배형이 되기 때문이다.

Fig. 10과 같이 철골보강부의 위치는 건물의 사용성을 고려해 개구부와 조적허리벽이 설치된 경우를 상정하였으며 Fig. 11과 Fig. 12는 각각 기준층 구조평면도, 철골 브레이스의 위치이며 보강 철골 브레이스는 건축물의 성능을 목표수준 내로 증가시켜주면서 또한 각각 브레이스 성능수준도 건축물의 목표성능수준까지 만족하도록 적용하였다. 예제 건물의 위치는 지진구역I, S_b 지반이며 평가를 위한 구조해석은 MIDAS GEN[12] 프로그램을 사용하였고 해석모델은 Fig. 13과 같다.

3.2 보강부재 및 인접기존부재 강도계산

보강후의 성능평가를 수행하는 첫 단계로 보강부를 구성하는 기존부, 접합부, 보강부를 고려하여 파괴형식별 타입을 결정해야 한다. 보강 전(BF)과 보강 후 파괴타입 별 모델로 구분하였다. 예를 들어 ‘Type1’의 의미는 보강 후 파괴형식 Type I인 철골 브레이스, 패널 파괴형이다. 예제 건물의 건설연도는 A건물이 1999년이고 B건물이 1986년이다. A건물은 실측값인 콘크리트 강도 하한값 21 MPa, 평균값 25.2 MPa를 사용하였고 철근 강도는 한국시설안전공단 요령[2]의 ‘표 3.3.1’에 건설년도 1999년의 하한값 300 MPa, 평균값 375 MPa를 따랐다. B건물 또한 한국시설안전공단 요령[2]의 ‘표 3.3.1’에 건설년도 1986년일 때 콘크리트강도는 하한값 15 MPa, 평균값 18 MPa를 따랐고 철근의 항복강도는 하한값 240 MPa, 평균값 300 MPa를 따랐다. 성능평가 시 하한 값은 힘 지배거동에 평균값은 변위 지배 거동에 사용하였다.

철근콘크리트부재의 강도는 건축구조기준(KBC2009)[9]과 한국시설안전공단 요령[2]을 따르며, 여기에 없는 기준식은 일본 건축방재협회[8]를 따른다. 변형지배거동의 경우 공칭강도와 평균강도의 차이를 고려하여 철근의 항복강도 f_y 대신 $f_{ye} = 1.25f_y$ 와 콘크리트의 압축강도 f_{ck} 대신 $1.20f_{ck}$ 를 사용하여 강도를 산정한다. 또한 설계에서 사용되는 강도감소계수 ϕ 는 기존건물의 평가 및 보강에서는 적용하지 않는다. 후타설앵거와 보강구면의 중력하중을 달리 상정하여 얻은 각 타입에 따른 예비 강도계산값

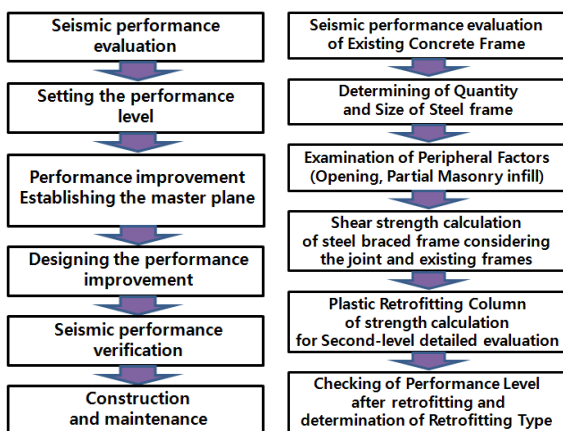


Fig. 9. Flow chart of seismic performance enhancement procedure and Design process

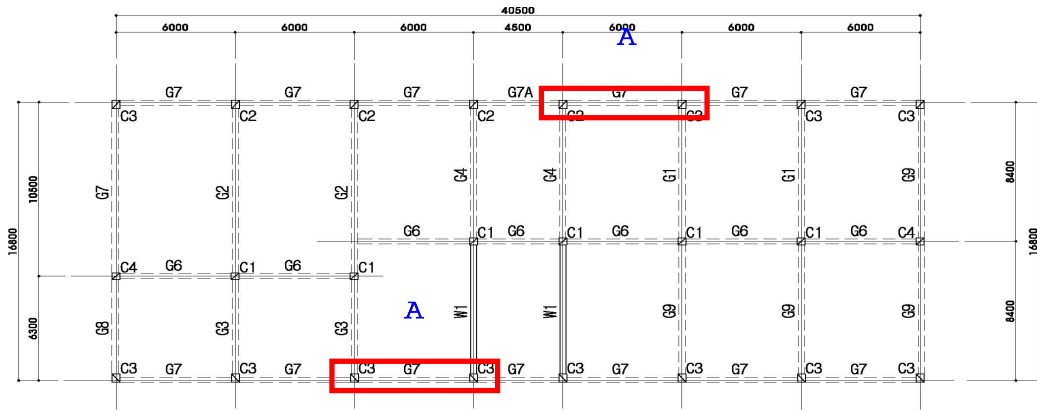


Fig. 11. Construction plan and location of steel braced frame (A)

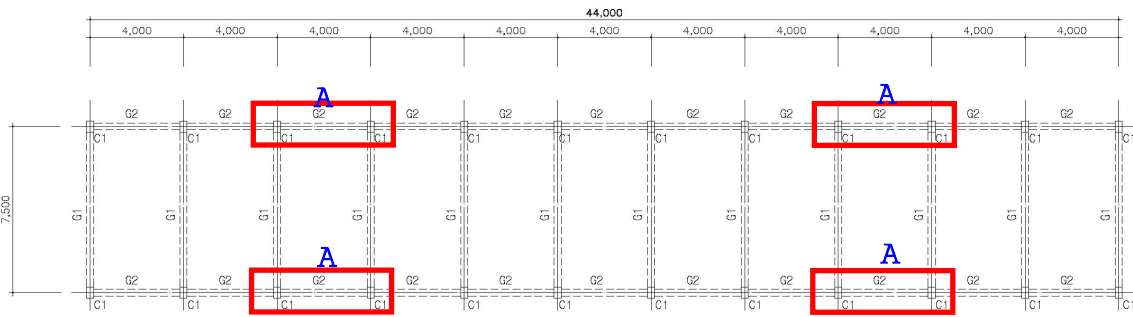


Fig. 12. Construction plan and location of steel braced frame (B)

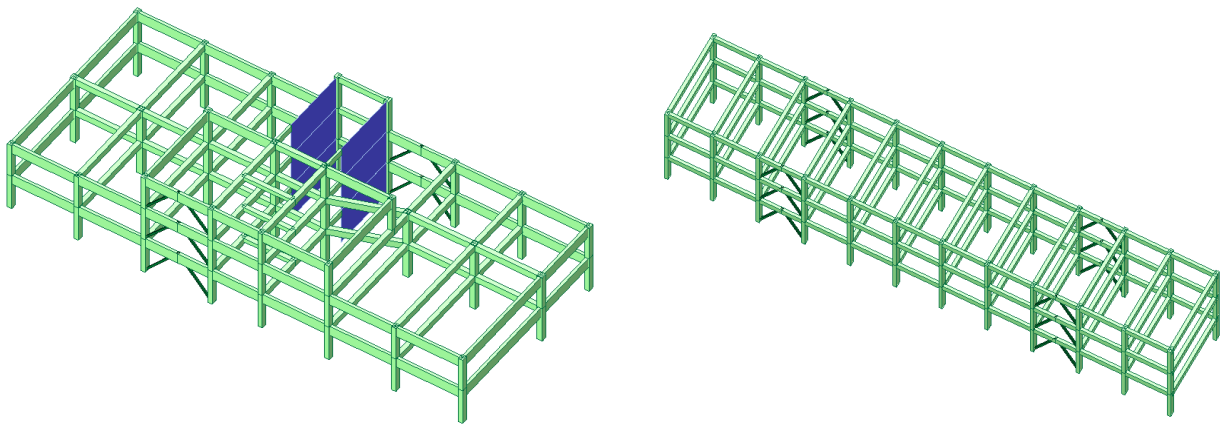


Fig. 13. Midas gen Modeling (example : A, B)

은 Table 2, 3과 같다.

Type I의 경우는 기존골조와 보강부재의 접합강도가 충분하여 Table 2, 3과 같이 sQ_{su1} (보강브레이스와 기존기둥의 전단강도의 합)으로 결정되어 기존부재의 파괴나 접합부의 분리없이 철골브레이스의 항복 및 좌굴에 의한 파괴가 선행되는 경우이다.

Type II의 경우는 후타설앵커수가 Type I보다 부족하여 인장측 기둥상부에 풀림전단파괴와 접합부의 분리가 선행되어 sQ_{su2} (기존인장측 기둥의 풀림전단강도와 접합부전단강도의 합)으로 결정되어 보강브레이스가 강도를 발휘하지 못하는 경우이다.

Type III의 경우는 접합부강도가 Type I보다 부족하고 보강부위의 중력하중이 Type I, II보다 상대적으로 낮아 wQ_{nu} (보강부 전체 회전에 의한 전단강도)으로 결정되어 보강부의 전체회전에 의하여 인장측 기둥의 인장항복이 선행되어 역시 보강브레이스가 강도를 발휘하지 못하는 경우이다.

3.3 비선형모델 작성

전절에서 보강에 따른 파괴타입이 결정되면 설계자는 이를 근거로 보강 후 성능평가를 수행하기 위한 비선형모델을 작성해야 한다.

Table 2. Shear strength calculation of steel braced frame considering the joint and existing frames(A), (kN)

Decision (Number, Interval)	$s Q_u$	Q_{c1}		Q_{c2}		$s Q_{su1}$	Q_j	$p Q_c$	Q_{c2}		$s Q_{su2}$	$w Q_{mu}$	Failure type	Resistance type
		Q_{mu}	Q_{su}	Q_{mu}	Q_{su}				Q_{mu}	Q_{su}				
BF (None retrofit)		261	205	340	295	-	-	-	340	295	-	-	-	-
Type1 (Anchor : 30, D19@200)	2210	379	268	493	369	<u>2847</u>	1899	829	493	369	3097	3305	Type I braced frame buckling	Strength, Flexural resistance
Type2 (Anchor : 20, D19@300)	2210	379	268	493	369	2847	1266	829	493	369	<u>2464</u>	2562	Type II joint failure	Strength resistance
Type3 (Anchor : 20, D19@300)	2210	379	268	493	369	2847	1266	829	493	369	2464	<u>2229</u>	Type III up lift of tension column	Strength, Flexural resistance

Brace : H-200×200×8×12

Table 3. Shear strength calculation of steel braced frame considering the joint and existing frames(B), (kN)

Decision (Number , Interval)	$s Q_u$	Q_{c1}		Q_{c2}		$s Q_{su1}$	Q_j	$p Q_c$	Q_{c2}		$s Q_{su2}$	$w Q_{mu}$	Failure type	Resistance type
		Q_{mu}	Q_{su}	Q_{mu}	Q_{su}				Q_{mu}	Q_{su}				
BF (None retrofit)		141	140	202	142	-	-	-	202	142	-	-	-	-
Type1 (Anchor : 20 , D19@200)	1048	274	183	336	201	<u>1432</u>	1170	370	336	201	1741	1904	Type I braced frame buckling	Strength, Flexural resistance
Type2 (Anchor : 14 , D19@300)	1048	274	183	336	201	1432	758	370	336	201	<u>1329</u>	1412	Type II joint failure	Strength resistance
Type3 (Anchor : 14 , D19@300)	1048	274	183	336	201	1432	758	370	336	201	1329	<u>1287</u>	Type III up lift of tension column	Strength, Flexural resistance

Brace : H-150×150×7×10

$$s Q_{su1} = s Q_u + Q_{c1} + Q_{c2}, \quad s Q_{su2} = Q_j + p Q_c + Q_{c2}, \quad s Q_{su} : \text{Steel braced frame's shear strength}$$

$s Q_u$: Shear strength of steel braced frame (brace or panel)

Q_j : In the end beam the shear strength of retrofit joints (Stud or after placement the anchor)

Q_{c1} : Tension column's shear strength, Q_{c2} : Compression column's shear strength, $p Q_c$: The top of the column punching shear strength

$$Q_{c1,c2} = k_1 \frac{A_c f_y d}{s} + \lambda k_2 \left(\frac{0.5 \sqrt{f_{ck}}}{M/(Vd)} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f_{ck}} A_g}} \right) 0.8 A_g,$$

$w Q_{mu}$: Shear strength at failure of the entire

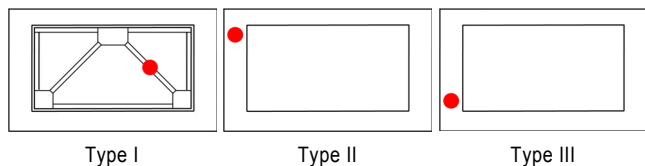


Fig. 14. Location of Plastic hinge

보강후 성능평가를 위한 비선형모델의 작성은 내진성능평가와 동일하게 한국시설안전공단 요령[2]의 내진성능평가방법으로 성능평가 수행을 한다. 보강 후의 성능은 기존RC 부재와 보강접합부의 조건에 따른 보강부의 파괴 형태에 따라 좌우되며 기존 연구고찰을 통해 3가지 유형의 철골브레이스보강골조의 파괴형태에 따라 건물 전체의 성능수준의 차이에 대한

관계를 파악하기 위하여 Fig. 14와 같이 각 Type별 파괴형태의 특성이 반영된 비선형모델의 작성에 대하여 논한다.

Type I의 경우는 기존 연구고찰과 같이 철골브레이스 보강골조와 기존 부재와의 접합강도가 충분한 경우이며 가장 바람직한 파괴양상으로 충분한 강도와 어느 정도의 변형능력 상승효과를 얻을 수 있는 경우로 Table 2, 3과 같이 $s Q_{su1}$ (보강브레이스와 기존기둥의 전단강도의 합)으로 결정되고 변형지배형으로 판정되어 Table 4, 5와 Fig. 14와 같이 신설된 철골브레이스에 소성힌지특성을 부여한다.

Type II의 경우는 Table 2, 3과 같이 $s Q_{su2}$ (기존인장측 기둥의 풀림전단강도와 접합부전단강도의 합)으로 결정되고 하중지배형으로 판정되었다. 따라서 Fig. 14와 같이 기존인장측 기둥상부에 전단파괴에 의한 소성힌

Table 4. Plastic Retrofitting Column of strength calculation for Second-level detailed evaluation(A), (kN,m)

Decision (number , interval)	Failure Type	Behavior of members	Plastic hinge model in executive pushover analysis(shear failure)		Plastic hinge model in executive pushover analysis(flexural failure)	
			Q_y		M_y, P_n	
Type1 (Anchor : 30EA, D19@200)	Braced frame buckling	Strain domination model			$P_{nt} = F_y \times A_y$	$P_{nc} = F_{cr} \times A_g$
Type2 (Anchor : 20EA, D19@300)	Joint failure	Load domination model	$Q_{y1,mod} = \frac{1}{2} Q_j + p Q_c$ = 1462	$Q_{y2,mod} = \frac{1}{2} Q_j + Q_{su}$ = 1002	-	-
Type3 (Anchor : 20EA, D19@300)	Up lift of tension column	Strain domination model	-	-	$M_{y1,mod} = \frac{1}{2} Q_j \times h + M_{y1}$ = 796	$M_{y2,mod} = \frac{1}{2} Q_j \times h + M_{y2}$ = 793

Table 5. Plastic Retrofitting Column of strength calculation for Second-level detailed evaluation(B), (kN,m)

Decision (number , interval)	Failure Type	Behavior of members	Plastic hinge model in executive pushover analysis(shear failure)		Plastic hinge model in executive pushover analysis (flexural failure)	
			Q_y		M_y, P_n	
Type1 (Anchor : 30EA, D19@200)	Braced frame buckling	Strain domination model			$P_{nt} = F_y \times A_y$	$P_{nc} = F_{cr} \times A_g$
Type2 (Anchor : 20EA, D19@300)	Joint failure	Load domination model	$Q_{y1,mod} = \frac{1}{2} Q_j + p Q_c$ = 749	$Q_{y2,mod} = \frac{1}{2} Q_j + Q_{su}$ = 580	-	-
Type3 (Anchor : 20EA, D19@300)	Up lift of tension column	Strain domination model	-	-	$M_{y1,mod} = \frac{1}{2} Q_j \times h + M_{y1}$ = 482	$M_{y2,mod} = \frac{1}{2} Q_j \times h + M_{y2}$ = 482

Q_y : Shear yield strength of the existing frames

$Q_{y1,mod}$: Modified shear yield strength of the existing tension column, $Q_{y2,mod}$: Modified shear yield strength of the existing compression column

M_y : Flexural yield strength of the existing frames, P_{nt} : Tension strength of the brace to be established

P_{nc} : Compression strength of the brace to be established, $M_{y1,mod}$: Modified flexural yield strength of the existing tension column

$M_{y2,mod}$: Modified flexural yield strength of the existing compression column

지의 발생이 예상되며 이후 브레이스는 강도를 발휘하지 못하므로 이를 반영하기 위하여 브레이스가 배제되고 기존 부재에 Table 4, 5와 같이 기존강도보다 상승된 수정된 전단항복강도로 소성힌지특성을 부여한다.

Type III의 경우는 Table 2, 3과 같이 $w Q_{mu}$ (보강부 전체 회전)에 의한 전단강도)으로 결정되고 변형지배형으로 판정되었다. 따라서 Fig. 14와 같이 기존인장축 기둥하부에 휨파괴형 소성힌지의 발생이 예상되며 이후 브레이스 또한 강도를 발휘하지 못하므로 이를 반영하기 위하여 브레이스가 배제되고 기존 부재에 Table 4, 5와 같이 수정된 휨항복강도로 소성힌지특성을 부여한다. Type II, III의 경우는 Type I만큼 횡하중을 분담하기 위하여 Type I을 기준으로 기둥의 횡강성을 증가시켰다. 각 Type별 파괴형태의 특성이 반영된 보강후 건물 전체의 성능곡선을 구한다. 기타 보강재의 모델링 파라미터와 허용기준은 한국시설안전공단 요령[2]에 따른다.

3.4 구조해석 및 성능평가

예제건물에 대한 보강후 성능평가는 선형정적해석(1단계)과 비선형정적 푸시오버해석 수행(2단계)로 평가하며 비선형정적 푸시오버해석은 김태완[13]의 방법을 참고한다. 선형정적해석에 의한 평가를 위하여 모든 부

Table 6. Decision on performance level

performance level	Indication standard
Immediate occupancy level (IO)	The member of performance level Immediate Occupancy structural performance level of vertical load distribution ratio are more than 80%
Life safety Level (LS)	The member of performance level Immediate Occupancy, Life Safety structural performance level of vertical load distribution ratio are more than 80%
Collapse prevention level (CP)	The member of performance level Immediate Occupancy, Life Safety, Collapse Prevention structural performance level of vertical load distribution ratio are more than 80%
Collapse level (CL)	The member of performance level Collapse structural performance level of vertical load distribution ratio are unsatisfied the level of Collapse Prevention

재의 거동은 변형지배거동 혹은 하중지배거동으로 구분하고 그에 맞게 하중조합을 다르게 해주어야 한다. 평가방법은 한국시설안전공단 요령[2]의 기준에 따른다. 2개의 예제건물 모두 1차모드의 질량참여율이 75%이상인 저층 건물인 경우로 비선형정적 푸시오버해석에 의한 평가를 수행하며 구

조부재의 소성힌지 특성의 정의 등은 역시 한국시설안전공단 요령[2]의 제 5장을 따랐다. 선형정적해석(1단계) 결과와 비선형정적 푸시오버해석(2단계) 결과를 이용하여 보강후의 개별 부재의 성능을 평가한 후 전체 건물의 성능 수준은 Table 6과 같이 거주가능(IO), 인명안전(LS), 붕괴방지(CP), 붕괴위험(CL)의 4가지로 정의된다. 두 건물은 건축구조기준(KBC 2009) [9]에서 중요도 II에 해당하므로 목표 성능 수준이 붕괴방지(CP)이다. 따라서 성능수준이 거주가능(IO), 인명안전(LS), 붕괴방지(CP)이면 목표성능을 만족한다.

3.5 보강후 성능평가 결과 및 분석

1단계 상세평가결과와 성능수준을 아래 Table 7과 Table 8에 제시하였고 보강이 필요한 장면방향에 대한 성능평가결과만 제시하였다. Table 7, Table 8에서도 A 건물과 B 건물 모두 보강 전에는 모두 붕괴위험(CL)으로 목표성능을 만족하지 못하였으며 이는 조적허리벽의 영향으로 성능이 좋지 않은 것으로 판단된다. 그러나 두 건물 모두 보강 후에는 성능수준이 인명안전(LS)으로 목표성능에 만족하는 것을 알 수 있다.

2단계 상세평가결과와 또한 장면방향으로 보강을 하므로 두 건물의 장면 방향 성능 수준을 Table 9와 Table 10에 제시하였다. Fig. 15에서 볼 수 있듯이 두 건물 모두 보강 전에는 성능점을 구할 수 없었지만 보강 후에는 철골보강부로 인해 강성과 강도가 증가하여 성능점을 산정할 수 있었다. 성능점의 산정여부에 따라 보강 전 두 건물의 성능 수준은 붕괴위험(CL)으로 목표성능수준을 만족하지 못한다. 하지만 Type I을 상정한 보강 후에는 산정되는 성능점에서의 성능수준이 두 건물 모두 거주가능(IO)으로 목표성능을 만족하였다.

A 건물의 Type별 성능수준은 Type I이 거주가능(IO), Type II, Type III가 인명안전(LS)으로 목표성능수준을 만족하였다. 따라서 A 건물의 목표성능이 인명안전(LS)이라면 세 가지 Type으로 보강이 가능하나 목표성능이 거주가능(IO)라면 재검토가 필요하다. B 건물의 경우 Type I에서는

Table 7. first-level detailed evaluation result (A)

	None retrofit			Retrofit		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
1 F	0.448	0.592	0.789	0.614	0.969	1.000
2 F	0.565	0.633	0.856	0.743	1.000	1.000
3 F	0.513	0.774	1.000	0.616	0.873	1.000
Final	CL			LS		

Table 8. first-level detailed evaluation result (B)

	None retrofit			Retrofit		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
1 F	0.000	0.071	0.552	0.524	1.000	1.000
2 F	0.821	0.821	1.000	0.310	1.000	1.000
3 F	0.821	1.000	1.000	0.491	1.000	1.000
Final	CL			LS		

거주가능(IO)으로 목표성능을 만족하였지만 Type II, Type III에서는 붕괴위험(CL)으로 목표성능을 만족하지 못하므로 Type I으로만 보강이 가능하여 후타설앵커를 포함한 접합부의 강도가 충분하고 보강부위의 전체 회전에 의한 전도의 경우도 충분히 고려해야 한다.

위의 결과에서 알 수 있듯이 보강부의 Type별 파괴형태에 따라 보강후의 성능평가 결과가 달라질 수 있으므로 각각의 파괴형태를 결정하는 요소인 보강부재가 설치되는 주변의 개구부와 조적허리벽의 유무, 후타설앵커를 포함한 기존부재와 보강부의 접합부강도, 기존부재의 콘크리트강도, 보강부의 중력하중을 충분히 고려하여 보강후 성능평가를 수행하여 목표성능을 만족시켜야 하고 설계자는 이를 사전에 충분히 감안하여 보강설계를 수행, 보강후 목표성능이 의도한대로 되는지 확인하여야 한다.

예제건물의 분석으로 볼 때 보강부는 되도록 강도가 충분히 상승되고 어느 정도의 연성도 증대되는 Type I의 경우를 목표로 하는 것이 바람직하나

Table 9. Second-level detailed evaluation result (A)

	None retrofit	Retrofit		
		Type1	Type2	Type3
1 F	0.000 (CL)	0.802 (IO)	0.774 (IO) 1.000 (LS)	0.710 (IO) 1.000 (LS)
2 F	0.000 (CL)	0.802 (IO)	0.951 (IO) 1.000 (LS)	0.951 (IO) 1.000 (LS)
3 F	0.000 (CL)	0.802 (IO)	0.895 (IO) 1.000 (LS)	0.792 (IO) 1.000 (LS)
Final	CL	IO	LS	LS

Table 10. Second-level detailed evaluation result (B)

	None retrofit	Retrofit		
		Type1	Type2	Type3
1 F	0.000 (CL)	0.974 (IO)	0.000 (CL)	0.000 (CL)
2 F	0.000 (CL)	0.974 (IO)	0.000 (CL)	0.000 (CL)
3 F	0.000 (CL)	0.974 (IO)	0.000 (CL)	0.000 (CL)
Final	CL	IO	CL	CL

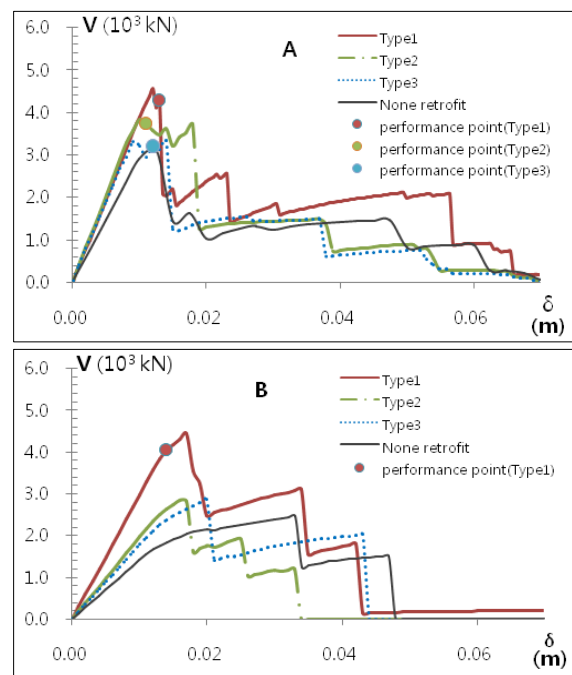


Fig. 15. Capacity curve and performance point

국내 기존건물의 현황을 볼 때, 기존부재의 콘크리트강도가 13Mpa를 하회하는 경우를 배제할 수 없고 후타설앵커와 기존철근의 간섭위험 등의 문제로 접합부강도의 상향이 어려운 경우도 있다고 판단되므로 Type II, III도 고려할 수 있으나 반드시 적절한 보강 후 성능평가가 수반되어야 한다.

5. 결론

한국시설안전공단 요령[2]에 따라 예제건물 2동에 대한 내진성능 평가에서 현재 실무에 가장 많이 사용되는 철골브레이스신설에 의한 강도상승형 내진보강의 사례를 서술하였다. 이를 통해 2가지 유형의 건물을 선정하여 선형, 비선형해석에 의한 내진성능 평가에서 조적허리벽 및 기존부재, 접합부의 강도 등에 따라 보강 후의 성능에 차이가 있는 것을 확인하였으며, 이를 정리하면 다음과 같다.

- 1) 보강부재가 접합되는 기존부재의 강도와 접합부의 강도에 따라서 Type I(강도·연성저항형), Type II(강도저항형), Type III(연성저항형), Type IV(극취성단주형)으로 분류되며, 각각의 경우에 따라 목표성능이 달라지므로 설계자는 이를 사전에 충분히 감안하여 보강설계를 수행, 보강후 목표성능이 의도한대로 되는지 확인하여야 한다.
- 2) 보강 후 파괴 및 저항형식은 Type I의 강도 및 연성이 동시에 증대되는 형태를 기대하기 위해서는 기존부재의 강도와 접합부의 강도설계 및 보강부 전체회전여부 등에 주의하여야 한다.
- 3) 보강은 되도록 Type I(강도·연성저항형)으로의 설계가 바람직하나, 기존부재의 국내실정을 감안하면 과도한 앵커 등의 접합에 따라 보강효과를 충분히 기대할 수 없는 경우가 있으므로 설계자는 Type II, III의 설계도 고려할 수 있으나, 반드시 보강 후의 목표성능을 확인하여야 한다.
- 4) Type I을 위한 접합부설계의 후타설앵커는 최소간격과 최대간격 및 유효물림깊이에 대한 제한값이 있으므로 설계자는 반드시 기존부재의 콘크리트강도와 기존철근의 배근상태를 충분히 조사하여 설계에 반영하여야 한다.
- 5) 보강부재는 건물용도의 편의를 위해 외주부에 설치, 접합되는 경우가 많으므로 기존부재의 상태(주변에 개구부 또는 조적허리벽의 유무)를 확인하여 단주화 된 기둥의 전단파괴가 발생하는 지 유무를 평가와 동일하게 확인할 필요가 있다.
- 6) 철골브레이스가 설치되는 기존부재의 영향을 반드시 고려하여 보강후 성능평가를 수행하여 보강효과를 확인하여야 한다.
- 7) 기존부재의 콘크리트강도가 13.0 MPa이상의 강도를 기대할 수 없을 때의 기존기둥 뿔림전단강도식 제안과 최근 국내에서 요구되는 외부설치 직접접합에 의한 철골브레이스 강도상승형 보강법에 대한 연구가 필요하다.

/ 감사의 글 /

본 논문은 한국시설안전공단의 “기존건축물 내진성능평가 활성화를 위한 연구”의 일환으로 수행되었음.

/ REFERENCES /

1. KISC. Guidelines for seismic performance evaluation and rehabilitation of existing buildings, Kyeonggi-do, Korea: Korea Infrastructure Safety Corporation; c2004. 224p.
2. KISC. Guidelines for seismic performance evaluation and rehabilitation of existing buildings, Kyeonggi-do, Korea: Korea Infrastructure Safety Corporation; c2011. 115p.
3. KEDI. Guidelines for seismic performance evaluation and rehabilitation of school buildings, Seoul, Korea: Korean Educational Development Institute; c2011. 112p.
4. NEMA. Guidelines for seismic performance evaluation of buildings, Seoul, Korea: National Emergency Management Agency; c2012. 150p.
5. ASCE41. Seismic rehabilitation of existing buildings, Reston, VA: American Society of Civil Engineers; c2006. 411p.
6. JBDPA. Standard and commentary for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings, Tokyo, Japan: Japan Building Disaster Prevention Association; c2001.
7. FEMA356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings: Federal Emergency Management Agency; c2000.
8. JBDPA. Standard and commentary for seismic retrofit of existing reinforced concrete buildings, Tokyo, Japan: Japan Building Disaster Prevention Association; c2001.
9. KBC 2009. Korean building code—structural, Seoul, Korea: Architectural Institute of Korea; c2009. 772p.
10. AIJ. Design Recommendations for Composite Construction(AIJ Design Composite Construction 1985): Architecture Institute of Japan; c1985.
11. Mattock A. H. et al. Shear Transfer in Reinforced Concrete, ACI Journal, 1969;66:119-128.
12. MIDAS GEN User's Manual, ver 800: MIDAS IT; c2012.
13. Kim TW, Min CG. Analytical Study of the Effect of Full and Partial Masonry Infills on the Seismic Performance of School Buildings, Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2013 Sep; 17(5):197-207.