

P-Δ 효과를 고려한 역 V형 철골 가새골조의 내진성능평가: 사례연구

Seismic Performance Evaluation of Inverted V Braced Steel Frames with Considering P-Δ Effects: A Case Study

이 철 호 김 정 재
Lee, Cheol-Ho Kim, Jeong-Jae

국문요약

철골 중심가새골조의 경우 접합비용의 절감을 위해 가새가 설치된 스패를 제외한 기둥들은 통상 중력기둥으로 설계된다. 따라서 중력기둥이 미치는 P-Δ 효과를 내진성능 평가에 적절히 반영할 필요가 있다. 본 연구에서는 철골 중심가새골조의 중력기둥이 유발하는 P-Δ 효과를 가상의 의지기둥(leaning column) 개념에 의해 간편하게 모델링할 수 있는 해석기법을 제시하였다. 역V형 가새골조를 사례로 하여 FEMA 273의 비선형정적해석법에 의한 내진성능평가를 수행하고 동적 P-Δ 증폭계수 적용에 있어서의 문제점을 지적하였다. 본 연구의 결과에 의할 때 P-Δ 효과는 중심가새골조의 내진성능평가에 무시할 수 없는 영향이 있는 것으로 밝혀졌다. 아울러 기존 연구에서 제시된 인장보강재에 의한 역V형 가새골조의 보강법은 내진성능향상에 매우 효과적임을 확인하였다.

주요어 : 철골중심가새골조, P-Δ 효과, 역V형 가새골조, 내진성능평가, 내진보강, 좌굴

ABSTRACT

Most of the columns in centrally braced steel frame buildings are usually designed as the gravity columns to reduce connection cost. For a rational seismic performance evaluation of centrally braced steel frame buildings, it is important to properly incorporate in the analysis the P-Δ effects arising from the gravity columns. An effective scheme for the P-Δ effects modeling due to the gravity columns was illustrated based on the concept of fictitious leaning column. Seismic performance evaluation of inverted V braced steel frames with or without P-Δ effects modeling was conducted by following the FEMA 273 NSP (Nonlinear Static Procedure). The problem in estimating dynamic P-Δ modification factor (C3) in FEMA 273 was discussed. The results of this study indicated that the P-Δ effects should be included in the seismic performance evaluation of centrally braced steel frames. This study also showed that the inverted V braced frames, retrofitted by applying the tie bars to redistribute the inelastic demand over the height of the building, exhibit significantly improved seismic performance.

Key words : centrally braced steel frames, p-δ effects, inverted v braced frames, seismic performance evaluation, seismic retrofit, buckling

1. 서 론

철골 중심가새골조 (Centrally Braced Frames, CBFs)는 가새의 축강성 및 축강도를 활용하기 때문에 건물의 횡하중에 대해 효과적인 시스템이다. 그러나, 중심가새골조는 원래 탄성거동을 전제로 풍하중에 대한 구조시스템으로 출현한 것으로서 비탄성거동을 수반하는 지진하중에 대해서는 최선의 선택이 될 수 없다. 지진하중 작용 하에서는 가새좌굴 이후의 열등한 에너지 소산능력, 구조물의 낮은 부정부조, 반복하중 하에서의 가새 및 접합부의 취성파단 가능성 등이 문제로 대두된다. 특히 일반적 중심가새골조의 치명적 결함은 건물에 가해지는 비탄성 변형을 건물의 높이 방향으로 분배할 구조요소가 결핍되어 있다는 점이다. 따라서 특정 층의 가새에 최초의 좌굴이 발생하면, 최초 좌굴층에 소성변형이 계속 집중되는 연약층 (soft story) 거동으로 인해 건물의 붕괴로 이어질 가능성이 매우 높다. 이런 점을 우려하여 뉴질랜드 기준⁽¹⁾은 중심가새골조의 경우 최대 8층을 넘지 않도록 제한하고 있다. 최근에 인장보강재 (tie bar)를 사용하여 역V형 가새골조의 연약층 거동을 효과적으로 완화시킬 수 있

는 효과적인 내진보강법이 제시된 바 있다.⁽¹⁾

철골가새골조는 통상 외부의 특정 공간에만 가새골조가 설치되고 나머지의 보-기둥 접합부는 비용절감을 위해 전단접합 (shear connection)으로 처리한다 (그림 1.a 구조평면도 참조). 전단접합된 기둥들은 소위 의지기둥 (leaning column)으로써 중력하중만 지지할 수 있으므로 횡력작용시 전체 건물시스템의 안정성은 가새가 설치된 스패에서 전적으로 확보되어야 한다. 다음에 논의하는 바와 같이 중심가새골조의 경우 특정 층에 좌굴이 발생하면 층의 횡강도가 급격히 저하한다. 횡변위 증대에 따라 중력기둥이 가새골조에 부과하는 P-Δ 효과가 좌굴층에 누가될 경우, 강도가 저하된 일방향으로 비선형 변형이 계속 누적되는 동적불안정현상 (crawling 또는 ratcheting)에 의해 그 층의 완전한 붕괴로 이어질 위험성이 매우 높다.⁽¹⁰⁾ 따라서 철골중심가새골조의 내진성능평가를 위한 해석에 있어서 P-Δ 효과를 적절히 반영하는 것이 중요한 사항 가운데 하나로 사료된다. 본 연구에서는 중심가새골조의 내진성능평가에 효과적으로 활용될 수 있는 P-Δ 모델링 기법을 제시하고, 가장 대표적인 중심가새골조 가운데 하나인 역V형 가새골조를 사례로 하여 내진성능평가에 P-Δ 효과가 미치는 영향을 고찰하고자 한다. 또한 최근에 제시된 인장보강재를 활용한 역V형 가새골조의 내진보강법의 효율성도 검토하고자 한다.

* 정회원 · 서울대학교 건축학과 부교수 (대표저자 : cheolee@snu.ac.kr)

** 학생회원 · 서울대학교 건축학과, 석사과정

본 논문에 대한 토의를 2004년 8월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다. (논문접수일 : 2004. 4. 10 / 심사종료일 : 2004. 4. 28)

2. 골조설계 및 해석모델링

2.1 골조설계

그림 1은 본 연구의 사례해석을 위해 설계된 6층 역V형 가새골조의 구조평면도와 구조입면도를 나타낸 것이다. 고정 하중과 적재하중은 각각 $500 \text{ (kgf/m}^2\text{)}$ 과 $250 \text{ (kgf/m}^2\text{)}$ 을 택하였다. 가새가 설치된 스패의 보-기둥 접합부만을 모멘트접합부로 설계하였고, 나머지는 전단접합으로 처리하였다. 따라서 모든 횡력은 가새가 설치된 공간에서 지지하도록 설계되었다. 건축물 하중기준⁽⁴⁾ 상의 지진구역I에 위치한 사무소건물을 대상으로 강구조 한계상태 설계기준에⁽³⁾ 따라 국내의 평균적 실무관행을 가정하여 설계하였다. 현행의 내진규준에서 요구하는 대로 중력하중과 등가정적하중의 조합효과에 강도요건과 층간변위 제한조건만 만족되도록 골조를 설계하였다. 6층 모델골조의 설계(계수)밀면전단력은 169.5 tf 로써 건물 자중의 7.75% 수준이다. 표 1에 부재치수 및 사용강종을 정리하였다. 가새로는 축력에 대한 이력거동이 가장 우수한 원형강관 단면을 채용하였다. 국내의 경우 내진성능확보와 관련된 가새부재의 세장비나 폭두께비 제한과 관련된 특별한 규정이 없다. AISC 내진규정을⁽⁵⁾ 참조하여 살펴보면, 가새의 세장비 (KL/r)는 64~91의 범위로서 AISC에서 요구하는 세장비의 한계치 171(연성가새골조) 및 123(보통가새골조)을 만족하고 있다. Khatib 등의⁽⁹⁾ 분류에 의할 때 6층 모델의 가새는 중간세장비 범위 (60~130)에 든다. 이 범위의 세장비를 갖는 가새에서는 국부좌굴보다는 비탄성좌굴이 선행하여 거동을 주도하는 것으로 알려져 있다.⁽⁶⁾ 또한 가새의 폭두께비 (D/t)는 27~38의 범위로서 AISC 1997에서 요구하는 원형강관의 폭두께비의 한계치 (38)를 만족하고 있다.

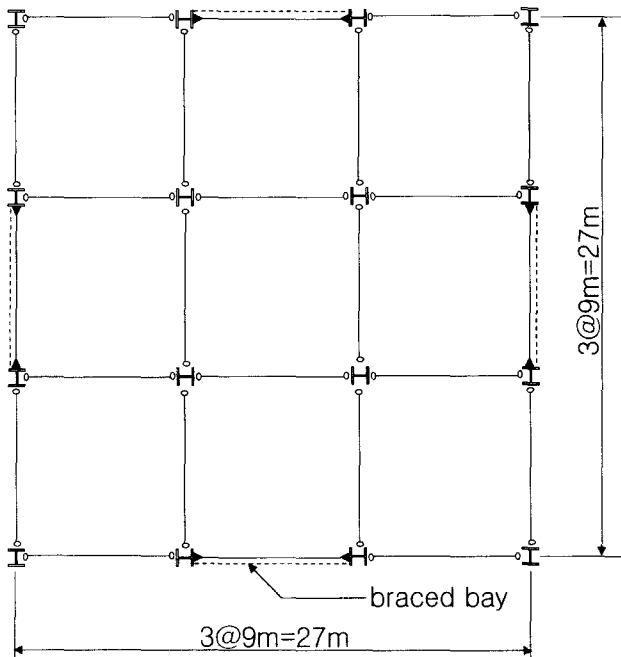
표 1 부재치수 및 강종

보	H-600×200×11×17 (SS400)	
기둥	H-350×350×10×19 (SM490)	
가새	BR1	∅267.5×7 (SPS400)
	BR2	∅216.3×8 (SPS400)
	BR3	∅190.7×7 (SPS400)

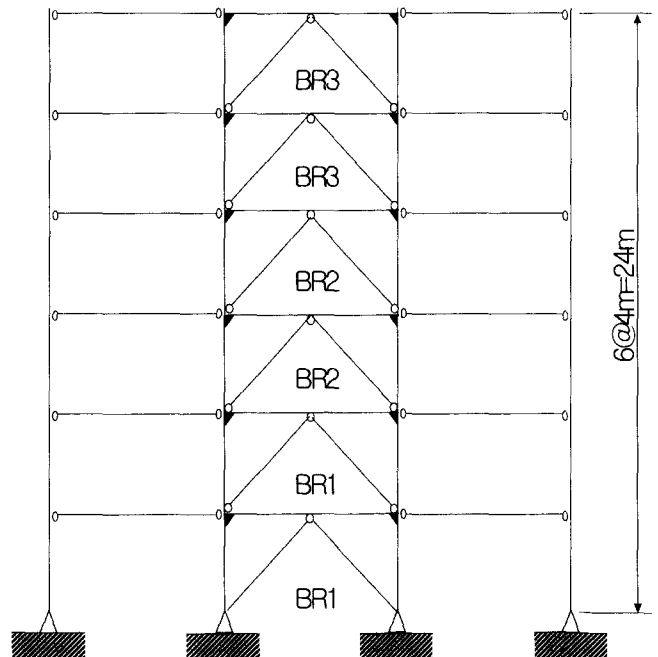
2.2 해석모델링

2.2.1 내진성능평가를 위한 해석법

내진성능평가를 위한 해석법으로는 선형정적해석 (Linear Static Procedure, LSP), 선형동적해석 (Linear Dynamic Procedure, LDP), 비선형정적해석 (Nonlinear Static Procedure, NSP), 비선형동적해석 (Nonlinear Dynamic Procedure, NDP) 등의 4 가지를 생각할 수 있다.⁽⁷⁾ 이 가운데 LSP와 LDP는 선형해석법으로써 강진 내습시의 비선형거동을 적절히 반영치 못하므로 적합성이 떨어진다. 반면 NDP는 이론상 가장 우수한 방법으로 거론될 수 있다. 그러나 실제로는 향후 발생가능한 지진동을 예측할 수 없다는 점, 그림에도 불구하고 다수의 지진기록을 사용하여 막대한 계산노력이 수반되는 비선형 시각력해석을 수행해야 한다는 점, 해석결과가 구조모델링 및 입력지진기록의 디테일에 예민하게 변동한다는 점 등 때문에 계산노력이나 이론상의 근거에 비해 NDP에 의한 해석결과를 정당화하기 어려운 문제점이 있다. FEMA 273에서도 NDP는 강진대 비정형 고층건물에 적용할 것을 권하고 있으며, 구체적 시행방법에 관해서는 매우 간략히 언급만 하고 있다. 반면 NSP의 적용법에 관해서는 가장 자세히 기술하고 있는데, 현재의 제반 기술수준에서 수용가능한 실용성



(a) 구조 평면도



(b) 구조 입면도

그림 1 6층 모델 골조의 구조 평면도 및 입면도

있는 방법으로 NSP를 권장하고 있는 것으로 사료된다. 특히 기본진동모드가 지배적인 중저층 건물의 경우는 등가단자유도계 (equivalent single degree of freedom system) 해석법을 보완한 FEMA 273의 비선형정적해석법은 이론적 타당성을 갖고 있다. 따라서 본 논문에서도 내진성능평가를 위한 해석은 FEMA 273의 NSP에 준하여 수행하고자 한다.

2.2.2 요소모델링

본 연구에서는 상용프로그램 ABAQUS를⁽⁸⁾ 사용하여 내진성능평가에 필요한 횡방향 비선형정적해석 (pushover analysis, 정적비탄성해석)을 수행하였다. 본 연구에서 사용한 요소 및 구조모델링 방법을 요약하면 다음과 같다. 보 및 기둥 부재는 FRAME 2D 요소로서 소성힌지는 축력과 모멘트의 상호작용이 반영되어 부재단부에 집중되는 것으로 모델링하였다. 원형단면을 갖는 가새요소의 탄소성좌굴거동은 Marshall의 스트럿이론에 의해 모델링하였다.⁽⁶⁾ 그림 2는 Marshall의 스트럿이론에 의한 축력-축방향 변형도 관계를 보여주고 있다. 인장력을 받는 경우 가새는 $P_y = A_g F_y$ ($A_g =$ 가새의 단면적, $F_y =$ 가새의 항복응력도)에서 항복하고 2% 변형경화를 갖는 것으로 모델링하였다. 반복하중을 받는 가새의 후좌굴 저항내력 (C_u')은 엄밀히는 가새의 비탄성변형량 및 세장비와 관련된다. AISC 내진규정의 경우 중간세장비를 갖는 가새의 경우 후좌굴 저항내력 (C_u')은 최초 좌굴강도 ($P_{cr} = A_g F_{cr}$, $A_g =$ 가새의 단면적, $F_{cr} =$ 가새의 좌굴응력도)의 30%선으로 제안하고 있다. 그림 2의 포락선도 이와 동등한 수준의 후좌굴 저항내력을 반영하고 있다. FEMA 273에서는 본 연구의 모델보다 단순화된 가새의 좌굴모델의 사용이 허용되고 있다.

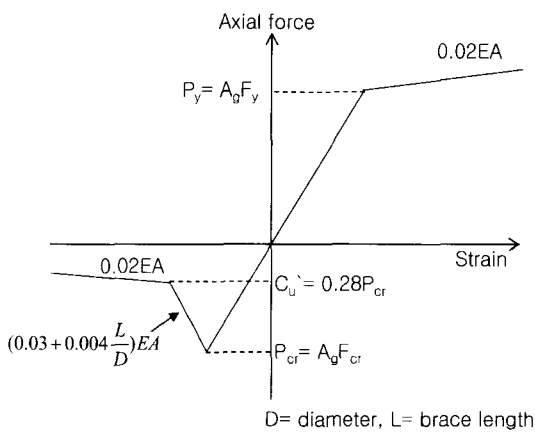


그림 2 Marshall의 스트럿이론에 의한 원형강관 가새의 좌굴포락선

2.2.3 P-Δ 효과 모델링 방안

가새골조의 횡변위의 증대에 따라 가새가 설치된 공간에 부과되는 중력기둥의 P-Δ 효과를 반영시키기 위하여 그림 3과 같은 모델링기법을 사용하였다. 그림 3.(a)에서 보는 바와 같이 가상의 의지기둥 (fictitious leaning column)을 설치하

고 주두의 수평자유도를 가새골조의 수평자유도와 같도록 강체링크요소로써 연결시킴으로써 바닥의 강막작용 (diaphragm action)이 반영되도록 한다. 여기서 가상의 의지기둥은 보와 전단접합된 모든 중력기둥을 집약하여 단일의 기둥요소로써 치환한 것이다. 이 기둥에 가해지는 수직하중 P는 FEMA 273의 권고대로 적재하중의 25% 및 바닥자중이 포함된 중력하중이다. 이러한 구조모델에 대하여 재료 및 기하학적 비선형해석 옵션을 적용하여 변형된 좌표계에 대하여 강성행렬이 매 단계마다 구성되도록 하여 그림 3.(b)와 같은 P-Δ 효과가 가새골조에 누가되도록 한다. 즉 횡변위 Δ, 가상의 중력기둥에 작용하는 하중 P, 그리고 층고 H인 경우 $(P \cdot \Delta)/H$ 에 해당하는 추가의 횡하중이 P-Δ 효과로써 가새골조에 작용케 될 것이다. 그림 4는 본 연구에서 사례해석에 사용된 6층 역 V형 골조에 P-Δ 효과를 구현하기 위한 해석모델을 보여준다.

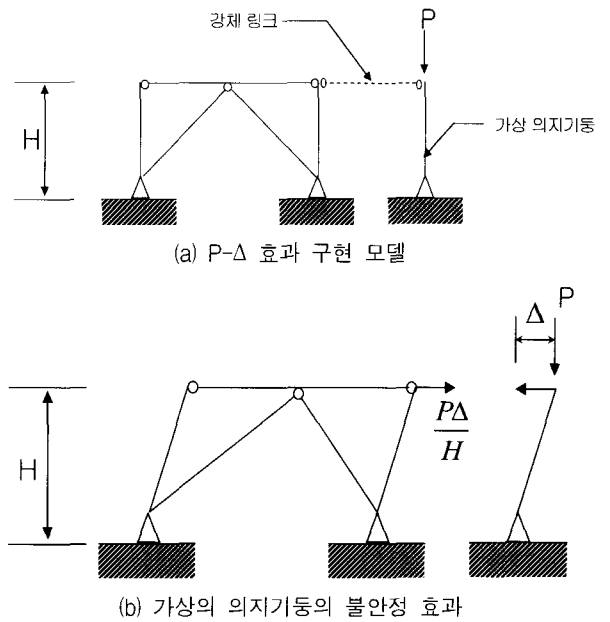


그림 3 가상의 의지기둥을 이용한 P-Δ 효과 모델링의 기본 개념

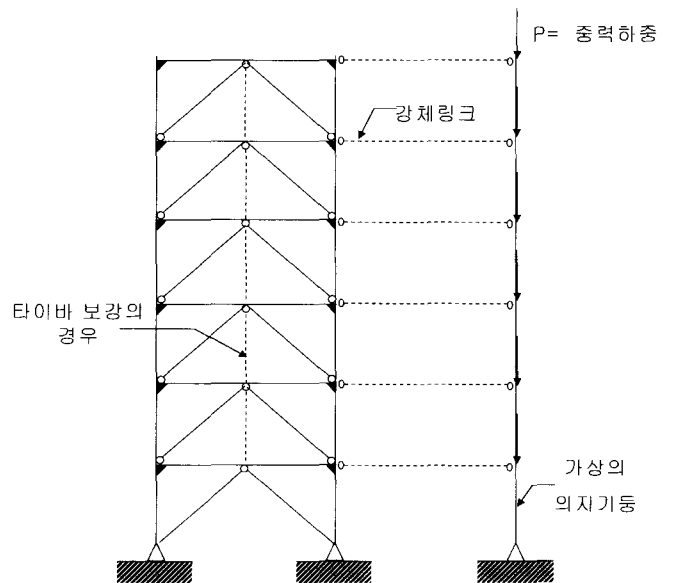


그림 4 6층 가새골조의 P-Δ 효과 구현 모델

3. 역V형 가새골조의 거동 분석

본 연구에서는 다음의 4가지 경우를 해석하여 비교/분석하였다. 두 가지는 기존 역V형 가새골조에 P-Δ 효과를 포함시킨 경우와 포함시키지 않은 경우이다. 나머지 두 경우는 기존 역V형 가새골조의 내진성능을 향상시킬 목적으로 인장보강재로써 보강한 다음 P-Δ 효과의 고려 유무에 따른 거동 차이를 분석하였다 (그림 4 참조). 인장보강재의 설계는 그림 5에서 보듯이 좌굴후의 압축력과 인장력의 차이로 인해 발생하는 수직불균형력을 인장보강재가 받아서 상층으로 전달하여 수개 층의 연쇄좌굴을 유도하여 연약층 형성을 약화시키는 개념에 기초한 것이다⁽¹⁾ (그림 5 참조). 수직불균형력 $V_u = (T_y - C_u') \sin \alpha$ 를 전달할 수 있도록 인장보강재의 단면을 한계상태기준에 의해 산정하였다. 표 2에 인장보강재의 선정 사이즈를 정리하였다. 골조설계시 사용된 등가정적횡하중 패턴을 사용하여 정적비탄성 해석을 수행하였다. 그림 6은 위에서 언급한 4가지 경우에 대한 정적비탄성해석에서 얻어진 결과를 비교하여 도시한 것이다.

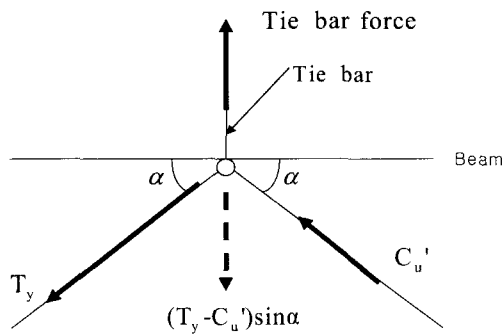


그림 5 인장보강재 설계 개념

표 2 인장보강재의 사이즈

층	인장보강재 사이즈
2~3	∅216.3×6 (SPS400)
4~5	∅190.7×5 (SPS400)
6	∅165.2×4.5 (SPS400)

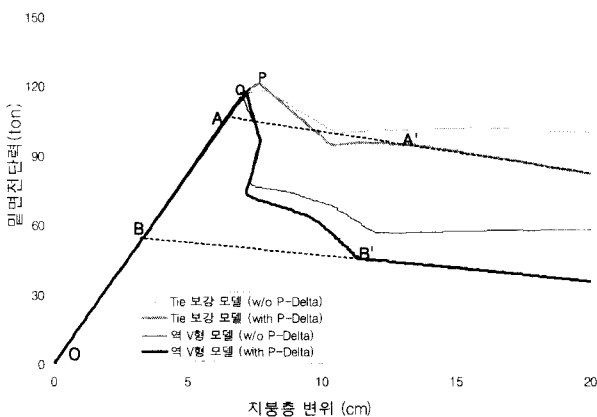


그림 6 지붕충변위 대 밀면전단력 관계도

골조시스템의 최대 횡강도에 관한 한, 기존의 역 V형 모델과 인장보강재 보강모델 사이에 큰 차이를 보이지 않는다. 그러나 좌굴 후에는 기존의 역 V형 모델은 급격한 시스템의 횡강도 저하가 발생하는 열등한 거동을 보임을 알 수 있다. 특히 P-Δ 효과가 추가될 경우 시스템의 횡강도는 더욱 저하한다.

3.1 내진성능평가를 위한 목표지붕충변위 산정

그림 7은 지진구역 I 의 단단한 토사지반에서의 500년 및 2400년 재래기 지진에 대한 설계스펙트럼을 나타낸 것이다 (건설교통부 1997).⁽²⁾ FEMA 273에 의할 때, 500년 재래기 지진은 소위 DBE (Design Basis Earthquake)에 상당하고 재래기 2400년 지진은 MCE (Maximum Considered Earthquake)에 해당하는 지진으로서 일반건물의 경우 각각의 지진에 대해 LS (Life Safety), CP (Collapse Prevention) 성능수준을 요구하고 있다. 고유치해석에 의해서 얻어진 6층모델의 기본진동 주기는 1.05초로 얻어졌다. 표 3은 FEMA 273의 방안에 따른 목표지붕충변위 (target roof displacement) 산정과정을 요약한 것이다.

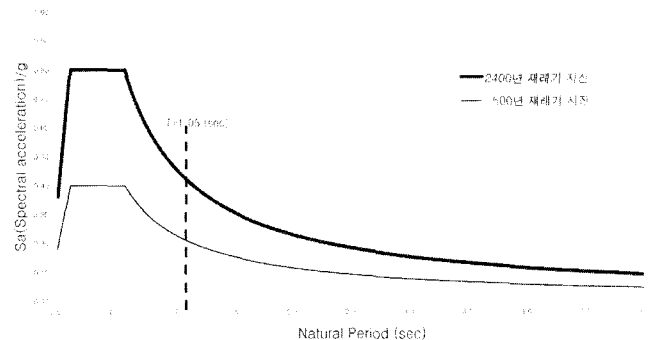


그림 7 재래기 500년 및 2400년 지진에 대한 스펙트럼(건설교통부 1997)⁽²⁾
(지진구역 I, 단단한 토사지반 Sd 가정)

표 3의 계수산정과 관련된 고려사항을 요약하면 다음과 같다. C₀: 정적비탄성해석의 기본이 되는 등가단자유도계의 변위와 실제 구조물의 지붕충변위를 매개하는 계수로서 본질적으로 제1차 모드 참여계수에 상당한다. C₁: 최대탄성응답 변위와 최대소성응답변위의 차이를 보정하는 계수로서 본 연구의 모델과 같이 기본 진동 주기 T가 스펙트럼의 속도영역에 속할 때 최대변위일정설이 일반적으로 인정될 수 있다. 따라서 C₁= 1.0으로 택할 수 있다. C₂: 중심가새골조의 이력곡선이 보이는 편칭, 강성 및 강도저하를 반영하는 보정계수로서 1.2를 택한다 (FEMA Table 3-1). C₃: 동적 P-Δ 효과에 의한 변위증폭을 반영기 위한 보정계수로서 입력지진동의 파라미터에서 구조시스템의 파라미터에 이르기까지 상당히 많은 변수가 복잡하게 관련되어 있다. 단일의 보정계수로서 동적증폭효과를 반영하는 것이 매우 어렵지만 그 영향을 무시할 수 없으므로, FEMA 273에서는 표 3의 (*)식으로 단순화하여 근사적으로나마 이를 반영하고자 한 것이다. 원래

표 3 목표지붕층변위 산정요약

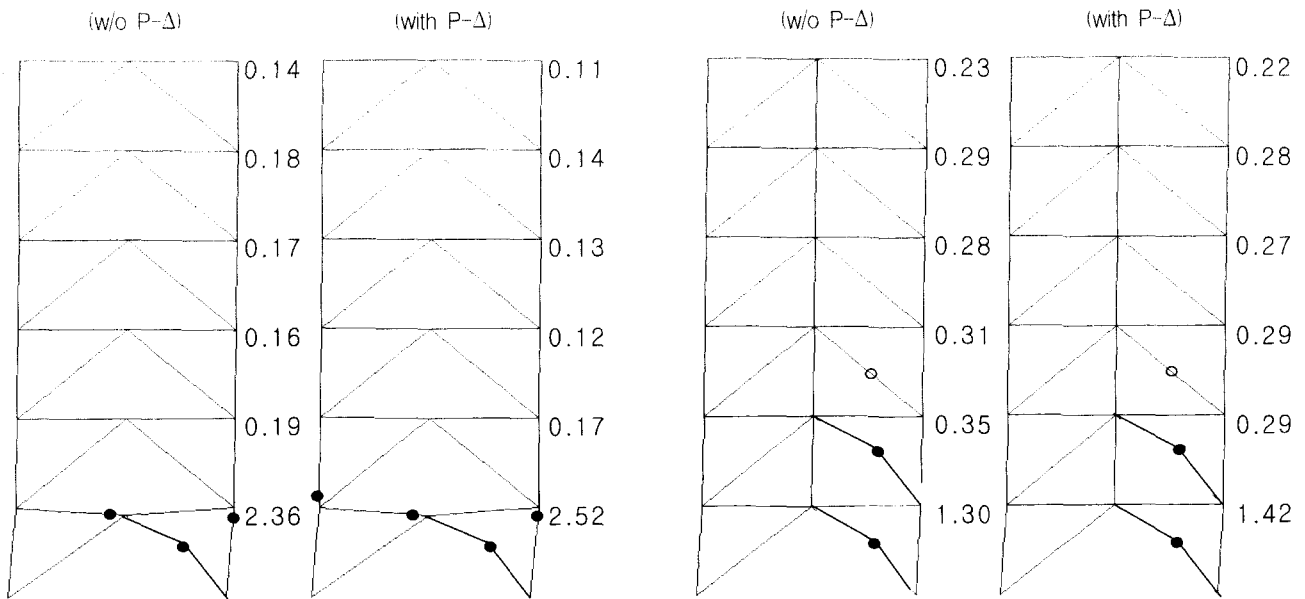
지진주기	500 년		2400 년		비 고
	역V형	인장보강재보강	역V형	인장보강재보강	
C ₀	1.42		1.42		5층 1.4 10층 이상 1.5
C ₁	1.0		1.0		T>T ₀
C ₂	1.2		1.2		T>T ₀ 중심가새골조의 이력곡선이 갖는 핀칭, 강도저하 반영
S _a	0.219		0.438		그림 7 참조
R	3.75	1.88	7.52	3.76	$R = \frac{S_a}{V_y/W} \frac{1}{C_0}$
C ₃	1.25	1.08	1.92	1.45	$1.0 + \frac{ a (R-1)^{3/2}}{T} \dots\dots\dots(*)$
δ _i (cm)	12.78	11.04	39.26	29.65	$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$

FEMA 273의 C₃ 산정식은 이직선 (bilinear) 또는 Clough타입 (peak-oriented) 이력곡선을 전제로 항복후의 음강성을 제한된 범위 내에서 변경하여 얻어진 단자유도계 수치해석결과를 근거로 제시된 것이다. 따라서 본연구의 대상인 가새의 좌굴이 포함된 이력거동까지를 고려하여 제시된 것이 아니므로 중심가새골조에 이를 적용하는 것은 무리가 있다. 중심가새골조의 경우 좌굴 이후 강성 및 강도저하가 매우 급격한 특징을 갖는다. 그림 6의 $\overline{QB'}$ 기울기를 α (= 좌굴후 음강성/ 초기 탄성강성) 값으로 취한 후 목표지붕층변위를 산정하면 무려 220 (cm)에 이르는 물리적으로 의미가 없는 큰 값이 나온다. 원칙적으로 FEMA 273 C₃ 산정식을 중심가새골조에 적용하는 것은 무리가 있지만, 본 연구에서는 FEMA 273의 2-13절 및 'engineering judgement'에 의해 C₃계수를 산정하여 보았다. FEMA 273의 2.13절에서는 그림 6에서와 같이 최대 내력 도달 후 급격한 강도저하를 거쳐서 내력이 안정되는 경우 $\overline{OAA'}$ 또는 $\overline{OBB'}$ 로 이어지는 이직선 응답으로 근사적으로 처리하는 것을 허용하고 있다. 이를 참고하여 표 3의 목표지붕층변위를 산정함에 있어서, 타이보강모델의 항복점은 A, 항복후 강성의 기울기는 $\overline{AA'}$, 역V형 골조의 항복점은 B, 항복후 강성의 기울기는 $\overline{BB'}$ 로 취하였다.

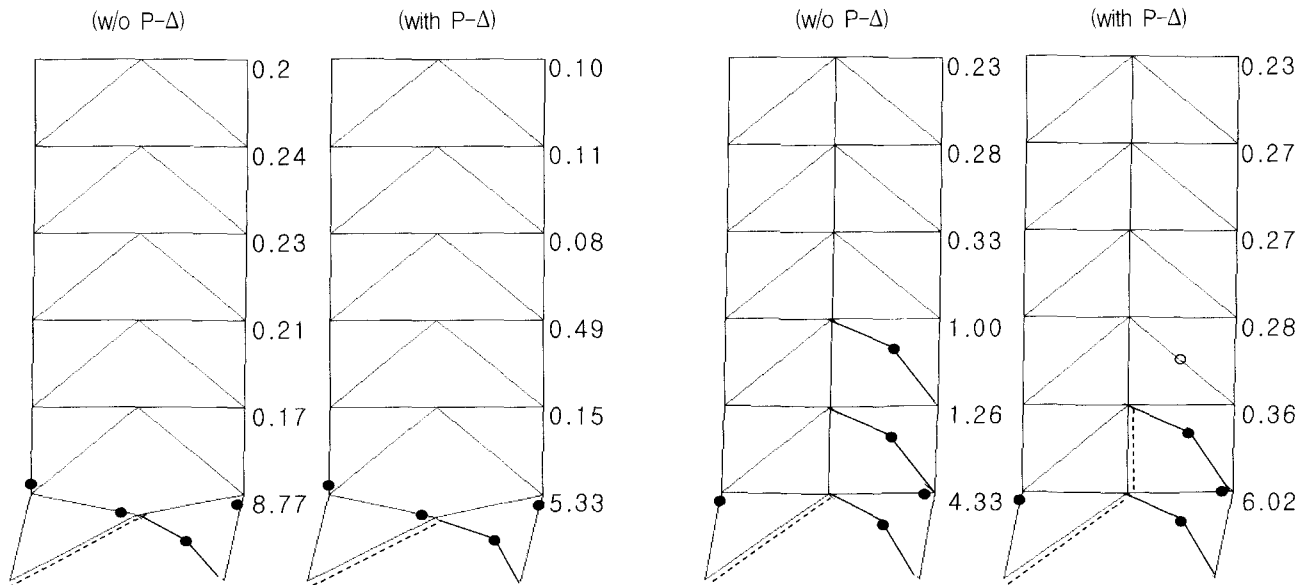
3.2 시스템 레벨의 성능 평가

그림 8은 표 3의 목표지붕층변위까지 정적비탄성 해석을 통하여 얻어진 각 층의 층간변위비 분포를 도시한 것이다. FEMA 273은 매우 주관적이고 정성적임을 전제하고 층간변위비가 각각 0.5%, 1.5%, 2%일 때, Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS), Collapse Prevention (CP)의 한계로 제한하였다. 각층의 층간변위비를 보면 기존의 역V형 가새골조의 경우 1층 부분에서 모두 연약층 (soft story)이 형성됨을 알수 있다. 반면 인장보강재로 보강했을 경우는 하부 3개

층에 걸쳐서 가새가 좌굴하여 1층의 연약층 현상이 대폭 완화되는 바람직한 거동을 볼 수 있다. 결과적으로 500년 재래기의 지진하중 하에서 역V형 가새골조 모델은 1층에서 CP레벨을 초과하지만, 인장보강재 보강 모델은 1층에서도 CP레벨 이하의 응답을 보이며 좀더 균등한 층간변위분포를 보인다. 500년 재래기 지진하중 하에서 P-Δ 효과를 고려함으로 인해 1층의 층간변위비는 10%정도의 증가한다. 참고로 국내의 내진설계기준연구(II)에²⁾ 의할 때 사무소와 같은 일반건물의 경우 500년 재래기 지진에 대한 성능수준은 붕괴방지 (CP)를 목표로 하고 있다. 반면 FEMA 273의 경우는 500년 재래기 지진에 대해서는 LS, 2400년 주기의 지진에 대해서는 CP레벨의 한층 높은 성능수준을 요구하고 있다. 500년 재래기 지진에 대해 인장보강재로 보강한 모델만이 FEMA 273의 성능수준을 만족시킴을 알 수 있다. 참고로 국내의 내진설계기준연구(II) (건교부 1997)에 의할 때 사무소와 같은 일반 건물의 경우 500년 재래기 지진에 대한 성능수준은 붕괴방지(CP)를 목표로 하고 있다. 반면 FEMA 273의 경우 500년 재래기 지진에 대해서 LS, 2400년 재래기 지진에 대해서는 CP를 만족할 것을 요구하여 더욱 높은 내진 성능수준을 목표로 하고 있다. 500년 재래기 지진에 대해 인장보강재로 보강한 모델만이 FEMA 273의 내진성능수준까지 만족시킴을 알 수 있다. 2400년 재래기의 지진에 대해서는 네 경우 모두 1층에서 CP레벨을 상회함을 알 수 있다. P-Δ 효과를 고려하지 않을 때, 1층의 층간변위비는 역V형 가새골조 모델에서 CP 레벨의 4배를 초과했지만, 인장보강재 보강 모델은 2배 정도로서 상대적으로 우수한 내진성능을 보인다. 2400년 재래기 지진의 경우, P-Δ 효과에 의해 인장보강재 보강 모델의 1층 층간변위가 무려 37%까지 증가하는 거동을 보인다. 보강 인장보강재가 2400년 주기의 지진에 대해서는 P-Δ 효과로 인하여 항복했음을 알 수 있다. 본 연구의 해석 모델의 경우 가새가 지지하는 경간수가 3개로써 그다지 많지 않은 경우이다. 경간수가 증가하면 할수록 P-Δ 효과도 더욱 현저해 질 것이다.



(a) 500년 재래기 지진하중



(b) 2400년 재래기 지진하중

(*)구조물의 불안정 심화로 $\delta_r = 25.3\text{cm}$ 이상 해석불가

그림 8 500년 및 2400년 재래기 지진에 의한 층간변위 분포

3.3 부재레벨의 내진성능평가

표 4는 부재레벨에서의 내진성능을 평가한 것이다. 가새골조의 특성상 가장 문제가 되는 압축가새를 위주로 분석하였다. FEMA 273에 따르면 원형강관의 지름-두께비 $\frac{d}{t} \leq \frac{1500}{F_y}$ 일 경우, Δ_r/Δ_c (= 가새 최대 축변형 / 좌굴시 가새 축변형)가 0.8, 5, 7일 때 각각 IO, LS, CP레벨의 한계로 규정하였다. 여기서의 결과도 시스템 레벨의 성능평가와 유사하게 1층에 소성변형이 집중되는 현상이 보인다. 기존의 역V형 가새골조는 500년 재래기의 지진하중 하에서 1층에서 가새 부재의 변형량이 이미 CP레벨의 3배가 넘는다. 인장보강재 모델의 경우는 1층에서 CP레벨을 약간 초과하는 정도이다.

이는 인장보강재가 가새부재 간의 수직불균형력을 상부층 분산시키는 기능을 하기 때문이다. 기존 연구에서 제시한 인장보강재에 의한 내진보강 방안이 효과적으로 반영되고 있음을 알 수 있다. 2400년 재래기의 지진의 경우 역V형 가새골조의 1층 압축 가새가 CP레벨의 11배에 달하여 완전히 내력을 상실하는 것으로 일어졌다. 특히 P-Δ 효과를 고려하면 건물의 완전한 붕괴로 인해 지붕층변위비 1.0% 이상을 푸쉬오버할 수 없다. 반면 인장보강재로 보강하면 CP레벨의 4배 미만으로 줄어든다. 또한 2400년 재래기 지진하중에 의한 2, 3층의 성능평가결과에서 보듯이, P-Δ 효과의 고려 유무에 따라 부재레벨의 내진성능평가가 완전히 달라 질 수 있음을 알 수 있다.

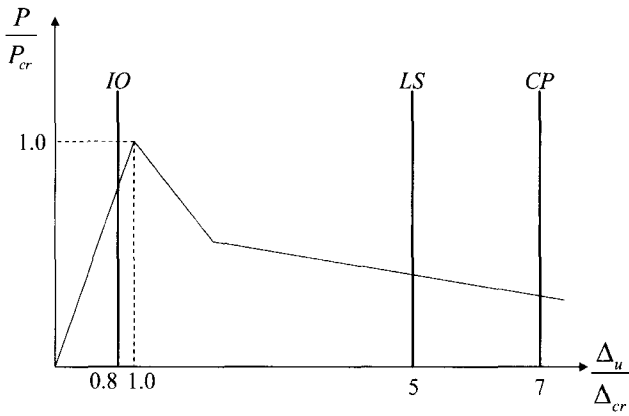


그림 9 FEMA 273의 압축가새부재의 내진성능평가기준

표 4 부재 레벨의 내진성능평가

(a) 500년 재래기 지진에 대한 성능평가

P-Δ 효과	역V형 모델		인장보강재 보강 모델	
	w/o	with	w/o	with
6층	IO	IO	IO	IO
5층	LS	LS	IO	LS
4층	IO	IO	IO	IO
3층	LS	LS	LS	LS
2층	LS	LS	LS	LS
1층	3.3×CP	3.6×CP	1.05×CP	1.11×CP

(b) 2400년 재래기 지진에 대한 성능평가

P-Δ 효과	역V형 모델		인장보강재 보강 모델	
	w/o	with (*)	w/o	with
6층	IO	IO	IO	IO
5층	LS	LS	LS	LS
4층	IO	IO	LS	LS
3층	LS	LS	1.1×CP	LS
2층	LS	LS	1.4×CP	LS
1층	11×CP	7.9×CP	3.9×CP	4.7×CP

(*) 구조물의 불안정 심화로 δ_s = 25.3cm 이상 해석불가

4. 결 론

P-Δ 효과를 고려한 역 V형 철골가새골조의 내진성능평가와 관련된 본 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 철골 중심가새골조 건물의 경우 접합비용의 절감을 위해 가새가 설치된 스패를 제외한 기둥들은 통상 중력기둥으로 설계된다. 따라서 중력기둥이 미치는 P-Δ 효과를 내진성능평가에 적절히 반영할 필요가 있다. 본 연구에서는 가상의 의지기둥 (fictitious leaning column) 개념을 도입하여 가새가 설치된 스패에 부과되는 중력기둥의 P-Δ 효과를 간편하게 모델링할 수 있는 기법을 제시하였다. 본 연구의 결과에 의할 때 P-Δ 효과는 중심가새골조의 내진성능평가에 무시할 수 없는 영향을 미치는 것으로 밝혀졌다. 즉 P-Δ 효과의 고려 유무에 따라 시스템 또는

부재레벨의 내진성능평가가 완전히 달라질 수 있다.

- (2) FEMA 273의 등적 P-Δ 효과를 반영키 위한 증폭계수 (C₃)는 이직선 또는 Clough 타입 이력곡선을 사용한 단자유도계 해석결과에 기초하여 제시된 것이다. 본 연구와 같이 좌굴이 수반되는 이력거동이 포함된 구조시스템의 경우, FEMA 273의 C₃계수는 물리적으로 의미가 없는 과도한 증폭값을 주는 경향이 있다. 중심가새골조의 내진성능평가에 활용키 위한 새로운 등적 P-Δ 증폭계수가 제시될 필요가 있다.
- (3) 본 연구를 통하여 선행연구에서 제시된 인장보강재를 활용한 역V형 가새골조의 내진보강법의 타당성을 확인하였다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 목적기초 연구사업 (과제번호: R01-2002-000-00025-0)에 의한 것으로 연구비 지원에 감사드립니다.

참고 문헌

1. 김남훈, 이철호, "역V형 철골 가새골조의 비탄성거동 및 내진보강 방안에 관한 연구", 강구조학회, 제 15권, 제 5호, pp. 571-578, 2003.
2. 건설교통부, "내진설계기준연구(II)", 보고서, 한국지진공학회, 한국건설기술연구원, 1997.
3. 대한건축학회, "강구조 한계상태 설계기준 및 해설", 대한건축학회, 서울, 1998.
4. 대한건축학회, "건축물 하중기준 및 해설", 태림문화사, 서울, 2000.
5. American Institute of Steel Construction Inc.(AISC), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings," AISC, Chicago, IL, 1997.
6. Bruneau, M., Uang, C.-M., and Whittaker, A. (1998), "Ductile Design of Steel Structures," McGraw-Hill, New York, NY, 1998.
7. FEMA 273, "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings," prepared by the ATC for the BSSC, published by FEMA, Washington, DC, 1997.
8. Hibbit, Karlson & Sorenson Inc. (HKS), ABAQUS User's Manual, Version 5.8., 1998.
9. Khatib, I. F., Mahin, S. A., and Pister, K. S., "Seismic Behavior of Concentrically Braced Steel Frames," Report, UCB/EERC-88/01, CA, 1998.
10. Robert Tremblay, "Achieving a Stable Inelastic Seismic Response for Multi-Story Concentrically Braced Steel Frames," Engineering Journal, Vol. 40, No. 2, pp. 111-130, 2003.
11. SNZ, NZS3404: Part1 : Steel Structures Standards, Standards New Zealand, Wellington, New Zealand, 1997.