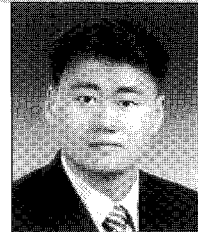


철골모멘트골조의 연쇄붕괴 거동 및 비선형 동적 해석법

Behavior of Double-Span Beams and Simplified Nonlinear Dynamic Progressive Collapse Analysis of Steel Moment Frames



김 선 응*

* 단국대학교 건축공학과 BK 연구교수

1. 서 론

기둥과 같은 수직부재의 국부손상의 확대로 인한 연쇄붕괴는 전체구조물의 붕괴 또는 비비례붕괴를 초래할 가능성이 있다(ASCE, 2005). 연쇄붕괴에 대한 가장 실용적인 설계 접근방안은 구조부재의 국부파괴로부터 구조물의 손상을 국한시킬 수 있도록 구조시스템에 충분한 부정정도와 연성을 부여하는 것이다. 이러한 점에서 연성철골모멘트골조는 연쇄붕괴에 훌륭하게 저항할 수 있는 구조시스템이다.

최근에 미국의 GSA(2003)와 DoD(2005)는 건물의 연쇄붕괴에 대한 잠재적 가능성에 대비할 수 있도록 상세한 가이드라인을 제시하고 있다. GSA(2003)와 DoD(2005) 가이드라인에서는 소위 기둥제거 시나리오(column removal scenario)에 기초한 대체경로법(alternate path method)을 택하고 있다. 이상극한하중에 의해 1개의 기둥이 손실되었다는 시나리오 하에 대체하중경로를 통하여 손실된 기둥에 작용하던 하중을 인접부재로 안전하게 전달할 수 있는지 여부를 검토하는 것이 핵심이다.

최근에 기둥제거 시나리오에 기초한 철골모멘트골조의 연쇄붕괴거동에 대한 다수의 실험 및 해석적 연구가 수행되었다. 예를 들면, Karns 등(2006)은 보-기둥 접합부의 연쇄붕괴 저항성능을 확인하기 위하여 철골모멘트골조의 실험대 2경

간 단순모델에 대한 의사정적실험을 하였다. Khandelwal과 El-Tawil(2007)은 수치해석을 통하여 철골모멘트골조의 현수작용 발현에 영향을 미치는 다양한 인자에 대해서 조사하였고, 내진설계된 특수철골모멘트골조 접합부의 연성과 현수영역에서의 변형능력을 확인하였다. Hamburger와 Whittaker(2004)는 현수작용의 발현을 무시하는 현재의 보수적 설계관행을 비판하고, 현수메커니즘의 잠재적 효율성을 활용할 것을 주장하였다. 그러나 이러한 연구에서도 용접철골모멘트골조에 대한 2경간 보의 모멘트-축인장력 상호작용 관계를 명확하고 포괄적으로 반영할 수 있는 방안을 아직 제시하지 못하고 있다. Marjanishvili와 Agnew(2006)는 연쇄붕괴와 관련된 거동을 실제에 가깝게 모사하기 위해서는 비선형동적 해석을 사용해야만 함을 잘 보여주고 있다.

기둥제거 시나리오 하에서 컴퓨터를 이용한 효율적이고 실용적인 비선형 동적해석을 위해서는 최대휨 이후의 거동과 모멘트-축력의 상호작용을 고려할 수 있는 소성힌지모델 즉, 매크로(macro) 모델이 보단부에 사용되어야 한다. 그러나 현재의 해석 및 설계법 대부분은 항복이후의 현수거동을 명확하게 고려하지 못하고 있다.

그림 1에서 보듯이 일반적으로 모멘트 힌지특성은 FEMA 356(2000)에 의한다. 그러나 FEMA 356의 모멘트 힌지특성은 휨모멘트와 축력간의 상호작용을 고려하지 않는다. FEMA

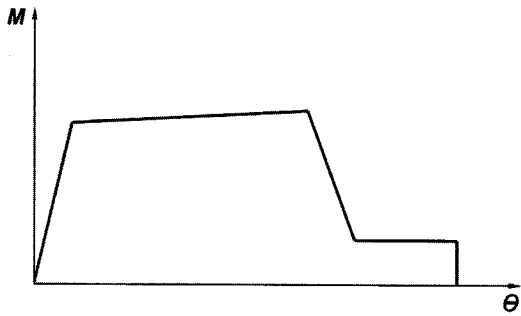


그림 1 보 모멘트소성힌지 모델(FEMA 356)

356과 설계 가이드라인에서는 축방향 힌지의 특성을 어떻게 정의할 것인지에 대한 정보가 거의 없다. 본 연구에서 보여 주듯이, 붕괴거동은 축인장력-모멘트 상호작용의 잠재적 효과를 해석에 포함시킬 수 있는지 여부에 따라서 달라지기 때문에 적절한 붕괴저항해석 및 설계를 위해서는 상호작용을 연쇄붕괴 저항매커니즘에 포함시키는 것은 매우 중요하다.

본 원고에서는 필자의 최근 연구결과(이철호 등, 2009)를 토대로 기둥이 손실된 철골모멘트골조의 2경간 보의 휨모멘트-축인장력 상호작용을 반영한 근사모델을 제안하고, 근사모델을 사용하여 구조해석 프로그램에 활용할 수 있는 효과적인 병렬소성힌지모델을 소개하고자 한다.

2. 2경간 철골보 부재의 거동 및 모델링

2.1 유한요소해석 모델링

기둥이 손실된 2경간 내의 H형강 보의 휨모멘트-축인장력 거동을 파악하기 위하여 그림 2에 나타난 단순모델을 사용하여 살펴보고자 한다. 건물의 층슬래브와 인접구조부재에 의한 정착효과(anchorage effect)를 모사한 수평방향 구속효과(horizontal restraint effect)는 단순모델의 외부기둥에 반영되었다. 범용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS/Standard(HKS, 2006a)를 사용하여 재료적/기하학적 비선형 유한요소해석을 수행하였다. 본 연구의 주안점은 기둥이 손실된 2경간 내의

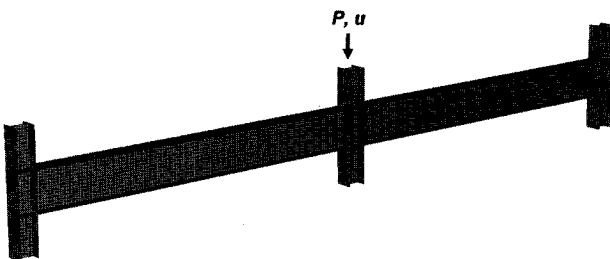


그림 2 기둥이 손실된 2경간 구조의 단순모델에 대한 유한요소해석 메쉬

보의 휨모멘트-축인장력 거동을 파악하기 위한 것이므로 용접부의 취성과파괴와 같은 접합부의 파괴가능성은 배제하였다. 즉, 접합부는 충분한 강도와 연성을 가지며 또한, 보단부의 소성힌지영역에서 비탄성변형이 발생하도록 패널존과 기둥은 충분히 강하게 하였다. 비선형 유한요소로는 ABAQUS의 4절점의 쉘요소인 S4R을 사용하였다. RIKS 알고리즘을 사용하여 변위제어 해석을 수행하였다.

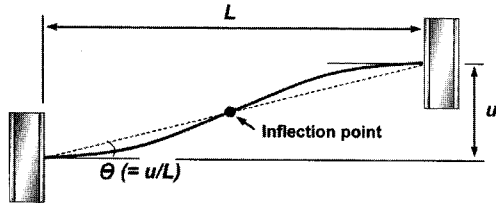
재료의 비선형거동은 폰 미세스 항복조건 및 등방성 경화 모델에 의하였다. 연쇄붕괴 가이드라인(GSA, 2003; DoD, 2005)은 내진설계의 기본개념을 채택하고 있으므로 내진설계용 구조강재 중에서 대표적인 ASTM A992 강재를 사용하였다(Iwankiw 등, 2002). 대변형까지의 하중-변형관계를 파악함에 있어서 재료의 파괴변형은 고려하지 않았다. 기둥이 손실되었을 때, 변형률효과에 기인한 항복강도와 인장강도의 증가는 크지 않으므로 구조적 거동에 대한 재료변형률의 효과는 본 연구에서 반영하지 않았다(Powell, 2004).

일반적으로 설계실무에서 널리 사용되는 철골보의 스패ん길이 대 보춤 비(span-to-depth ratio, 이하 L/D)는 10에서 20 사이의 범위에 있다. 본 연구에서는 이러한 점을 고려하여 L/D 를 각각 10, 15, 그리고 20의 3가지 경우를 대상으로 다양한 사이즈를 갖는 보에 대하여 해석을 수행하였다. 보 플랜지와 웨브의 조기 국부좌굴은 접합부의 응력집중을 유발하고 강도 및 에너지 흡수능력의 저하를 수반하므로 연쇄붕괴방지 설계 시에도 내진설계에서 요구되는 폭-두께비 제한 조건을 만족시킬 것이 요구된다(GSA, 2003; DoD, 2005). 이를 감안하여 보 단면은 보춤 500~900 mm의 범위로서 한계상태설계기준(AISC, 2001)에 규정한 내진설계용 폭-두께비 제한조건을 만족하도록 선정하였다.

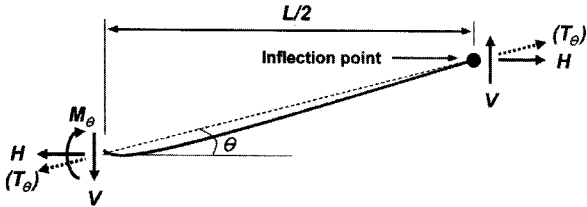
2.2 모멘트-축인장력 상호작용

본 절에서는 유한요소해석결과를 토대로 2경간 보의 전형적 거동을 살펴보고자 한다. 그림 3(a)는 본 연구에서 변형의 주요지표로서 사용하는 2경간 중앙부의 수직처짐(w)과 현회전각(beam chord rotation, θ)을 보여준다. 현회전각은 2경간 중앙부의 수직처짐을 스패ん길이(L)로 나눈 값으로서[곧, 라디안(radian)의 단위], 현재 내진설계에서 사용하는 보의 접합부 회전각의 정의와 동일하다. 보의 경간중앙에 변곡점이 위치하는 것으로 가정하고 변곡점에서 모멘트 평형방정식을 풀면(그림 3(b) 참조), 기둥면에서의 휨모멘트(M_0)는 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$M_0 = V\left(\frac{L}{2}\right) - H\left(\frac{L}{2}\right)\tan\theta \quad (1)$$



(a) 보의 변형형상



(b) 보 단부의 단면력

그림 3 2경간 보의 변형형상과 단면력

여기서, L 은 보의 순스팬길이, H 는 수평력, 그리고 V 는 수직력이다. 축인장력(T_θ)은 보의 현회전각에 따른 수평력 H 와 수직력 V 를 조합하여 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$T_\theta = H\cos\theta + V\sin\theta \quad (2)$$

그림 4는 유한요소해석에 의해 얻어진 현회전각의 증가에 따른 보작용 및 현수작용의 전형적 변화패턴을 보여주고 있다. 그림 4의 종축은 모멘트(M_θ)와 축인장력(T_θ)을 보의 소성 휨모멘트(M_p)와 보의 인장력(T_y)으로 각각 나누어 무차원화한 것이다. 2경간내 보의 휨모멘트와 축인장력의 상호작용은 기하학적/재료적 비선형성에 기인한 상당히 복잡한 문제임을 알 수 있다. 그러나 2경간 보의 거동은 다음과 같은 3단계의 응답으로 정의할 수 있다: (1) 초기변형상태에서는 보의 휨저항이 지배적이 된다; (2) 다음으로 보의 휨저항은 보의 축인장력이 빠르게 증가하는 동안 급속하게 감소하기 시작한다. 즉, 보의 휨저항과 보의 축인장력의 조

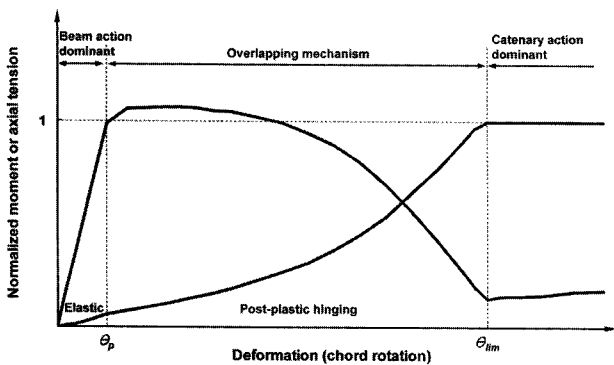


그림 4 전형적인 모멘트-축인장력 상호작용 관계

합에 의한 저항메카니즘이 동원된다; (3) 마지막으로 대변형영역에서는 보의 축인장력이 지배적이 된다. 그림 5는 유한요소해석으로부터 얻어진 보의 스펙 길이에 따른 폰 미세스 응력분포를 보여준다. 그림 5에서 보듯이 대변형영역에서의 2경간 보의 소성거동은 보의 단부 부근에 집중됨을 알 수 있다.

그림 6은 본 연구에서 사용된 표 1의 다양한 보사이즈에 따른 수치해석결과로부터 얻어진 모멘트-현회전각 관계와

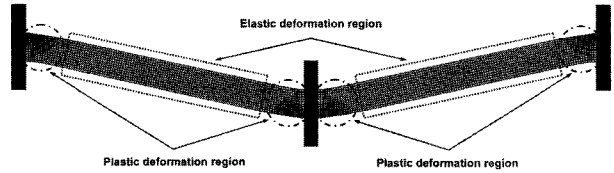


그림 5 보의 폰 미세스 응력분포

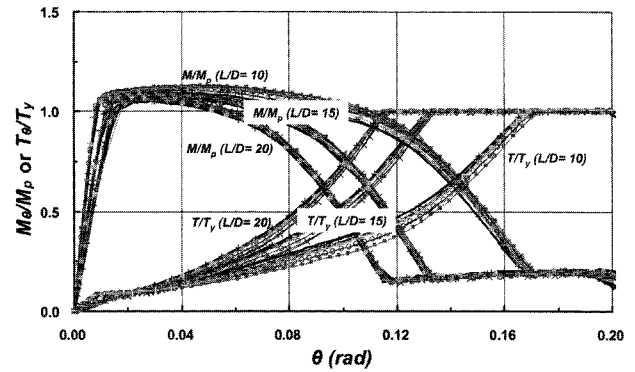


그림 6 모멘트-현회전각 관계와 축인장력-현회전각 관계에 대한 2경간 보의 L/D의 영향

표 1 제시한 모델의 무차원 변수값

(a) 현회전각의 무차원 값

L/D	θ_p/θ_p	θ_m/θ_p	θ_{ca}/θ_p	θ_{lim}/θ_p
10	1	6.00	15.71	24.57
15	1	3.00	6.64	12.00
20	1	1.86	4.29	8.28

(b) 모멘트의 무차원 값

L/D	M_p/M_p	M_m/M_p	M_{ca}/M_p	M_{lim}/M_p
10	1	1.18	0.95	0.30
15	1	1.12	0.98	0.34
20	1	1.07	1.00	0.29

(c) 축인장력의 무차원 값

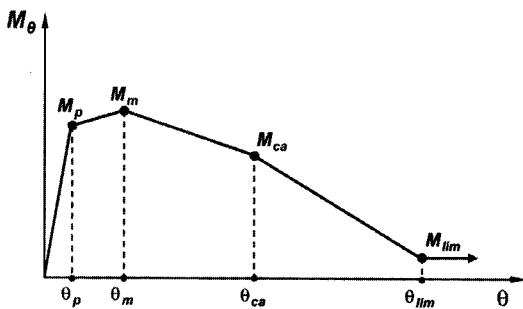
L/D	T_p/T_y	T_m/T_y	T_{ca}/T_y	T_{lim}/T_y
10	0.07	0.13	0.36	1
15	0.06	0.11	0.29	1
20	0.07	0.11	0.27	1

축인장력-현회전각 관계를 나타낸 것이다. 집합부가 파괴되지 않는 것으로 가정하고 대변형영역인 현회전각 0.2 rad까지의 거동을 나타내었다. 이 그림은 L/D 가 2경간 보의 모멘트-축인장력의 상호작용관계를 결정하는 주요변수임을 명백하게 보여준다. 보의 L/D 가 클수록 더욱 크면서도 조기에 현수작용을 발현함을 알 수 있다. 이러한 점은 특정스팬길이가 주어졌을 때, 수직저항력은 보춤이 클수록 현수작용보다는 휨저항에 의해 더욱 좌우된다는 것을 의미한다. 이것은 전형적인 H형강 보의 휨성능과 축성능의 상대적인 크기를 설명할 수 있다; 보춤이 클수록 휨성능(M_p) 대 축성능(T_y) 비는 더욱 커진다.

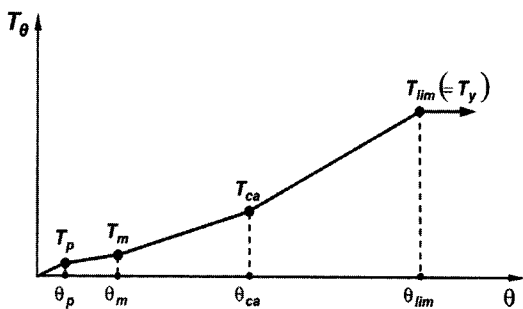
3. 병렬소성힌지 모델

3.1 2경간 보거동의 하중-변형관계의 근사적 모델링 방안

대부분의 컴퓨터용 구조해석프로그램에서는 소성힌지의 일반적인 하중-변형관계를 일련의 선형관계로 입력하도록 요구하므로, 본 절에서는 전 절의 결과를 토대로 그림 7과 같은 구조해석 프로그램에 응용할 수 있는 초기탄성거동에서 대변형 영역에 이르기까지의 휨모멘트-현회전각 관계와 축인장력-현회전각 관계를 다중 직선으로 근사하는 방안을 제안하고자 한다.



(a) 모멘트 대 현회전각



(b) 축인장력 대 현회전각

그림 7 모멘트-현회전각 관계와 축인장력-현회전각 관계의 근사모델

근사모델을 제안하기 전에 우선적으로 2경간 철골보가 완전 인장재가 되는 현회전각을 한계현회전각(limiting chord rotation, 이하 θ_{lim})으로 정의하였다(그림 4, 6 및 표 1 참조). 만약 집합부의 회전성능이 평가되었다면 제안한 관계곡선은 회전성능 제한값까지로 제한되어야만 한다.

그림 7(a)의 다중 선형 모멘트-현회전각 관계는 다음과 같이 유도된다. 소성힌지가 보의 양단부에서 발생하였을 때 보경간에 따른 비대칭 모멘트 분포를 가정하면 보소성모멘트(M_p)에 대응하는 현회전각은 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$\theta_p = \frac{M_p L}{6EI} \tag{3}$$

여기서, E 는 탄성계수이고 I 는 보의 강축에 대한 단면2차모멘트이다. 보의 최대모멘트(M_m)와 이에 대응하는 현회전각(θ_m)은 유한요소해석결과의 평균값을 사용하여 결정하였다. 게다가 θ_m 이후부터 θ_{lim} 까지의 이선형 근사직선은 모멘트-현회전각 관계 곡선에서 보의 휨저항이 감소하는 영역을 정의하기 위해 사용하였다. 두 개의 직선으로 모델링함에 있어서 나머지 변수 M_{ca} , M_{lim} 그리고 θ_{ca} 는 현회전각까지의 수치해석결과와 직선화한 근사모델간의 면적(곧 에너지)차가 동일해지는 지점으로서 정의하였다. 아울러 그림 7(b)에서 보듯이 축인장력-현회전각 관계 곡선은 모멘트값을 결정하는데 사용된 동일한 절차에 따라 유도되었다. 표 1은 제안한 근사모델의 무차원 변수값을 요약한 것이다. 다른 L/D 에 대한 값은 선형보간하여 근사할 수 있다.

3.2 소성힌지의 특성

위에 기술한 다중 선형 모멘트-현회전각 관계와 축인장력-현회전각 관계는 2경간내 보의 모멘트-축인장력의 상호작용을 반영할 수 있는 병렬소성힌지모델의 개발에 사용하였다. 그림 5에서 볼 수 있듯이, 비선형성은 보의 양단부에 집중되는 경향이 있다. 따라서 그림 8에서 보듯이 매크로 근사모델링

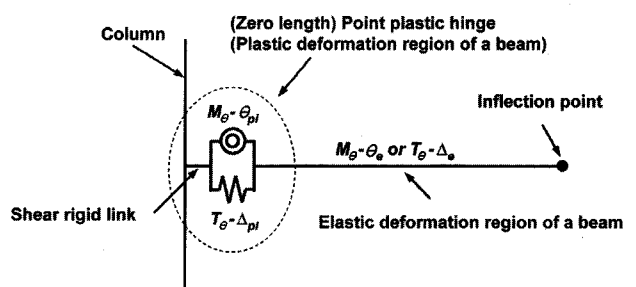


그림 8 제시한 병렬소성힌지모델

을 위해서 두 가지(휨과 축인장)의 비탄성 스프링을 사용하여 모든 비탄성 거동은 보의 단부 또는 기둥면에서 발생되는 것으로 가정하였다.

휨스프링의 비탄성 특성은 표 1에 포함된 정보로 충분히 정의할 수 있다. 그러나 구조해석 프로그램을 실행하기 위해서는 일축스프링의 비탄성 특성은 축력 대 축변형 관계로 다음과 같이 정의되어야만 한다. 그림 3(b)의 기하학을 사용하면 반경간 보의 축변형(elongation, Δ)은 총 현회전각과 연계하여 다음과 같이 대략적으로 나타낼 수 있다;

$$\Delta \approx \sqrt{\left(\frac{L}{2} \tan \theta\right)^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2} - \left(\frac{L}{2}\right) = \frac{L}{2}(\sqrt{1 + \tan^2 \theta} - 1) \quad (4)$$

축력 대 축신장 관계를 정의하기 위해 요구되는 축방향 신장($\Delta_p, \Delta_m, \Delta_{ca}$, 그리고 Δ_{lim})은 표 1의 현회전각($\theta_p, \theta_m, \theta_{ca}$, 그리고 θ_{lim})을 식 (4)에 대입하여 얻을 수 있다. 더욱이 그림 8에서 보듯이 강재수직링크는 수직변위를 억제하고 보단부와 기둥면 사이의 전달력을 전달하기 위해 주어져야만 한다.

4. 연쇄붕괴 비선형동적해석의 응용 및 검증

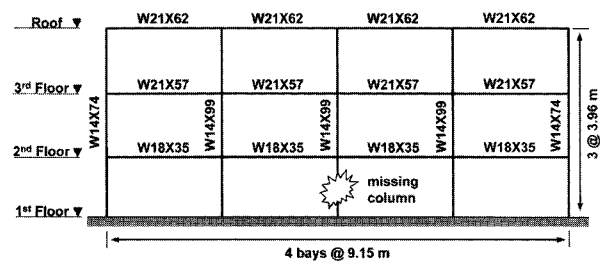
Hamburger와 Whittaker(2004) 그리고 다른 연구자들이 지적한 바와 같이, 실제 비선형거동을 근사한 탄성해석으로부터 얻어진 DCR(demand-to-capacity) 값을 사용하는 대체경로법은 근본적인 결점을 가지고 있고 수시로 부정확한 예측을 초래한다. Marjanishvili와 Agnew(2006)는 비선형동적해석만이 연쇄붕괴와 관련된 거동을 실제에 근접하게 재연할 수 있다는 것을 보여주었다. 한편, Khandelwal과 El-Tawil(2007)은 철골모멘트골조의 붕괴거동에 대한 직교보(orthogonal beam)의 면외방향 견인작용(pulling action)효과가 현저하지 않음을 수치적으로 살펴보았다. 본 연구에서는 바닥판(floor system)을 포함하지 않은 두 가지의 2차원 철골모멘트골조모델에 대해서 비선형 동적 유한요소해석을 수행하였다.

철골모멘트골조의 붕괴가능성을 평가할 때, 다른 주요 위치의 기둥손실 가능성을 고려하여 수회의 연쇄붕괴해석을 수행할 필요가 있다(GSA, 2003; DoD, 2005). 외부(코너)기둥 또는 외부기둥 다음의 내부기둥은 현수작용을 기대할 수 없으므로 비선형 동적 연쇄붕괴해석시에는 보단부에 휨소성힌지만을 적용하는 것이 적절하다. 한편, 이러한 조건의 기둥을 제외한 내부기둥이 제거되었을 때, 현수작용이 발생되므로 기둥제거 베이의 보의 단부에는 본 연구에서 제안한 병렬소성힌지를 적용하는 것이 효과적일 것이다.

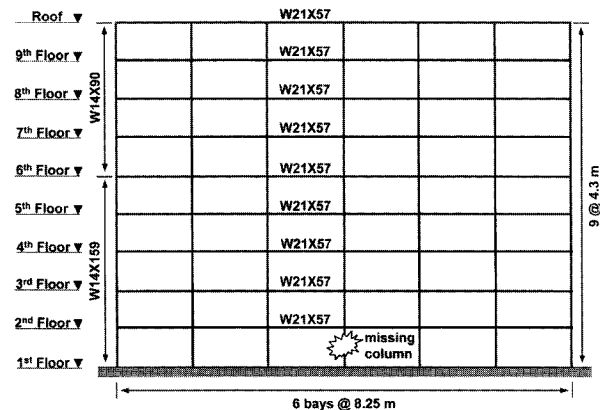
4.1 동적연쇄붕괴해석에의 적용

본 연구에서 제안한 현지모델을 응용한 비선형 동적 연쇄붕괴해석절차를 설명하기 위해 다음의 두 가지의 다층 철골모멘트골조를 사례를 들어 설명하고자 한다. 그림 9(a)의 Case A는 4베이(bay)로 구성된 3층 철골모멘트골조이다(Gupta 등, 1999). 기둥 간격은 9.15m(순스팬길이 8.79 m)이고, 층고는 3.96m이다. 그림 9(b)의 Case B는 6베이로 구성된 9층 철골모멘트골조를 보여준다(Marjanishvili 등, 2006). 기둥간격은 8.25m(순스팬길이 7.89m)이고, 층고는 4.3m이다. 부재사이즈는 그림 9(a)와 (b)에 각각 나타내었다. 모든 보와 기둥은 ASTM A992 강재로 가정한다. 예제구조물은 모두 완전 연성특수모멘트 접합된 것으로 가정하였다. 1층 기둥은 지반에 고정된 것으로 가정한다. 기둥제거 시나리오에 기초하여 그림 9에서 보듯이 1층의 내부기둥 하나가 제거된 것으로 가정하였다. 아울러, 슬래브에 의한 강한 정착효과를 모사하기 위해서 골조의 외곽기둥에 수평방향 구속효과를 반영하는 모델을 각각 Case A-R과 Case B-R로 명명하였다. 따라서 본 연구에서는 총 4개의 모델을 가정하였다.

하중조합은 ASCE 7-05(2005)와 DoD(2005) 가이드라인에서 규정하고 있는 고정하중의 120%와 적재하중의 50%를 고려하여 산정한다. Case A 구조물의 경우, 모든 층에서 적재



(a) 3층 철골모멘트골조



(b) 9층 철골모멘트골조

그림 9 해석 철골모멘트골조

표 2 예제구조물의 층별 기둥 중력하중

Case	일반층		지붕층	
	내부기둥	외곽기둥	내부기둥	외곽기둥
A	281.2 kN	140.6 kN	326.4 kN	163.2 kN
B	335.8 kN	167.9 kN	140.8 kN	70.4 kN

표 3 예제구조물(Case A)의 병렬소성힌지의 특성

층	지붕	3	2
부재	W21×62	W21×57	W18×35
θ_p (rad)	0.012	0.012	0.014
θ_m (rad)	0.031	0.031	0.027
θ_{ca} (rad)	0.069	0.069	0.061
θ_{lim} (rad)	0.128	0.128	0.117
M_p (kN·m)	942.9	844.7	435.5
M_m (kN·m)	1,040.0	931.7	466.6
M_{ca} (kN·m)	931.3	834.3	433.6
M_{lim} (kN·m)	308.1	276.0	128.3
T_p (kN)	273	249	170
T_m (kN)	534	487	295
T_{ca} (kN)	1,350	1,232	732
T_{lim} (kN)	4,249	3,877	2,436

하중은 2.40kN/m², 펜트하우스를 포함하는 지붕층의 고정하중은 5.55kN/m², 그리고 2층과 3층의 고정하중은 4.60 kN/m²을 사용하였다. Case B 구조물의 경우, 모든 층에서 적재하중 1.90kN/m², 지붕층의 고정하중은 2.12kN/m², 그리고 지붕층을 제외한 모든 층의 고정하중은 6.16kN/m²이다. 두 가지 (Case A와 Case B)의 경우에 대한 기둥중력하중의 산정값은 표 2에 요약하였다. 중력하중은 동적해석을 위해 유효질량으로 전환하였다.

기둥이 제거된 베이의 보단부에 모멘트-소성회전각 관계와 축인장력-소성축변형 관계의 두 가지 소성힌지는 제안한 다중 직선관계에 의하여 산정하였다(그림 7과 식 (4) 참조). 표 3은 Case A에 대한 병렬소성힌지의 특성을 요약한 것이다. 예제구조물의 보와 기둥은 탄성 보-기둥요소를 사용하였다. FEMA 356(2000)에 기술된 모멘트-소성회전각 관계를 포함하는 휨소성힌지 특성은 기둥이 제거된 베이의 보를 제외하고 모든 보에 지정하였다. 기둥이 제거된 베이의 보소성 힌지는 제안한 모멘트-축인장력 병렬소성힌지의 특성을 지정하였다.

예제구조물의 2단계 비선형 동적 연쇄붕괴해석은 OpenSees (Mazzoni 등, 2000)를 사용하여 수행하였다. 동적해석에서 감쇠효과는 고려되지 않았다. 2단계 비선형 동적해석은 아래에 기술된 절차에 따라 수행하였다(그림 10 참조):

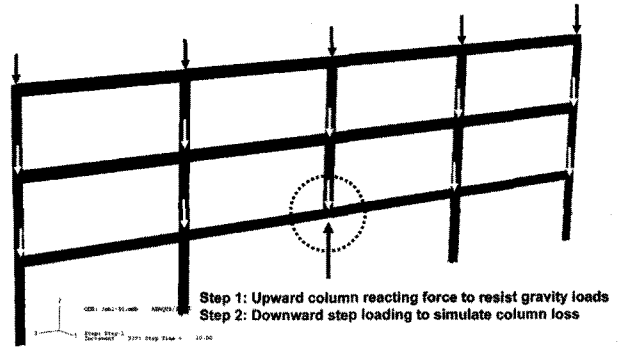


그림 10 기둥제거 시나리오에 기초한 비선형 동적 연쇄붕괴해석

1단계: 건물입면의 내부기둥을 제거하고 비손상 예비구조물의 해석으로부터 산출된 기둥반력으로 대체한 후, 기둥반력을 유지한 상태에서 중력하중해석을 수행하였다. 1단계의 정적해석에서는 Newton-Raphson 연산법이 사용되었다.

2단계: 1단계 해석결과를 초기상태로 설정하고 비선형 동적 시간이력해석을 수행하였다. 기둥손실의 동적효과는 급작한 기둥제거를 모사하기 위하여 기둥반력의 크기와 같은 연직방향 단계하중(step load)을 적용하여 모사하였다. 2단계의 동적해석에서는 Newton-Raphson 법과 연계된 Newmark 보간법(Newmark, 1959)을 사용하였다.

4.2 비선형 동적해석에 의한 검증

제안한 모델의 검증을 위해, ABAQUS/Explicit 프로그램 (HKS, 2006b)을 사용하여 전 절의 2단계 해석절차와 동일한 기둥제거 시나리오에 기초한 비선형 동적 유한요소해석을 수행하였다. Explicit 시간적분법은 과도해석(transient analysis)을 효과적으로 수행하기 위해 채택되었다. 해석을 위한 시간 증분은 수치해석상의 안정성을 만족하도록 ABAQUS/Explicit에 의해 자동적으로 결정된다. 본 절의 비선형 동적유한요소 해석에서는 전 절의 수치해석과 동일한 요소, 재료 및 기하학적 비선형성을 사용하였다. 중력하중과 기둥반력은 정적응답을 얻기 위해 구조물에 천천히 적용하였다. 참고로, ABAQUS/Explicit 사용자 설명서(HKS, 2006b)에서는 1단계의 정적해석 시간을 고유치해석으로부터 얻어진 기본진동주기의 10배가 되도록 권장하고 있다. 다음 단계로 급격한 기둥손실을 모사하기 위하여 중력하중이 유지된 상태로 작용반력을 급작스럽게 제거하였다.

그림 11은 병렬소성힌지를 사용한 수치해석과 유한요소해석을 통해 얻어진 예상 최대현회전각의 비교결과를 보여준다. 비교결과를 살펴보면, 제안한 모델로부터 얻어진 예상결

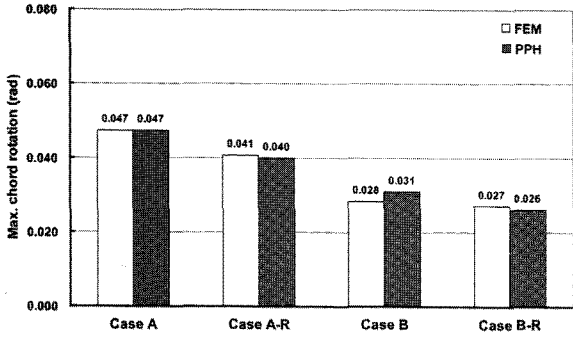


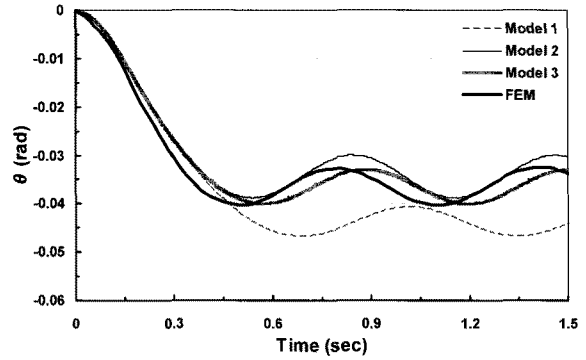
그림 11 최대현회전각의 비교

과가 유한요소해석결과와 상당히 잘 일치함을 알 수 있다. 인접한 구조부재가 이미 충분한 구속효과를 제공하기 때문에 Case B와 Case B-R에 대한 해석결과는 층슬라브에 의한 정착효과를 모사한 수평방향 구속효과는 거의 없음을 보여 준다. “1 베이”의 인접구조물은 상대적으로 약하기 때문에 Case A와 Case A-R의 차이는 결국에는 인접한 기둥이 제거된 베어로 향하는 “bowing effect”의 존재여부이다. 제안한 모델을 사용한 예제구조물의 해석시간은 2GB RAM/2.4GHz CPU 사양의 컴퓨터를 사용하면 몇 분이 소요되었다. 반면에 ABAQUS를 이용한 유한요소해석은 동일한 컴퓨터를 사용하여 수일이 소요되었다. 이렇듯 제안한 모델은 많은 수치해석적 노력을 줄일 수 있을 뿐만 아니라 비교적 정확한 결과를 예상할 수 있다.

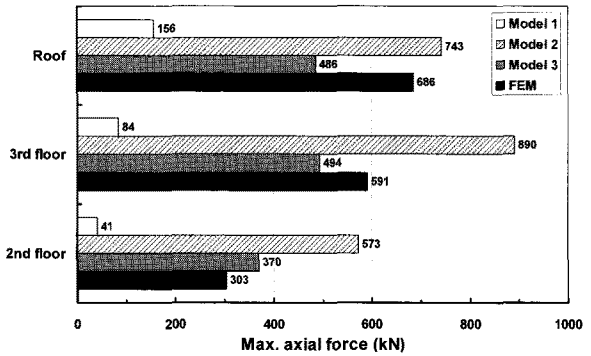
5. 소성힌지 모델링의 주요 논의

Case A-R모델을 대상으로 하여 수치해석상의 모델링 효과를 살펴보기 위하여 세 가지의 수치해석모델을 사용하였다. 모델 1은 FEMA 356(2000)에 기술된 모멘트-소성회전각 관계의 휨소성힌지만으로 지정하였고 기하학적 비성형성(또는 대변형 효과)은 고려하지 않았다. 즉 해석과정 중에 보의 현수작용은 거의 발생하지 않는다는 것을 의미한다. 모델 2는 모델 1의 휨소성힌지에 대변형해석에 의한 보의 탄성 축인장력-축변형 관계의 거동을 고려하였다. 모델 3은 붕괴부위의 2경간 보에 본 연구에서 제안한 병렬소성힌지를 적용하였다.

그림 12(a)는 세 가지 모델의 해석결과와 유한요소해석결과로부터 얻어진 예상 최대현회전각의 비교결과를 보여주고, 그림 12(b)는 최대축하중의 비교결과를 보여준다. 모델 1은 보의 현수거동을 동원하고 있지 않기 때문에 정해로 볼 수 있는 유한요소해석결과(0.041 rad)에 비해 과대평가된 최대현회전각 0.047 rad을 나타낸 반면에 최대축력은 과소평가되었다. 한편, 그림 12(a)에서 보듯이 모델 2와 3은 각각 유한요소해석결과에 매우 근접한 최대현회전각 0.039 rad과



(a) 최대현회전각의 비교



(b) 보의 최대축력의 비교

그림 12 Case A-R에 대한 세가지 모델의 최대응답 비교

0.040 rad을 각각 나타내었다. 그림 12(b)에서 보듯이 본 연구에서 제안한 병렬소성힌지를 적용한 모델 3의 최대축력은 유한요소해석결과에 근접한 결과를 나타내었다. 그러나 모델 2의 최대축력은 유한요소해석결과에 비해서 현저히 크다. 예를 들면, 동일한 변형수요가 예측되었다고는 하지만 2층 보의 축력수요는 모델 2가 573kN, 유한요소해석은 303kN이다. 이러한 결과는 현수작용을 유발하는 부적절한 대변형해석이 부정확한 결과를 초래할 수 있음을 의미한다. 그러므로 본 연구에서 수행한 것과 같이 비선형 동적해석에서는 현수작용의 잠재적 효과가 적절히 고려되어야만 한다. 아울러 이러한 결과는 접합부와 인접부재에 대한 연성과 강도수요를 매우 조심스럽게 평가해야만 한다는 것을 의미한다. 모델 1에서 볼 수 있듯이, 휨거동만을 통해서 하중의 재분배가 발생한다는 전통적인 가정은 변형수요 관점에서는 너무 보수적이다. 더욱 효율적인 설계방안은 2경간 보의 현수작용의 전개를 통해서 얻을 수 있을 것이다.

6. 결 어

본 원고에서는 필자의 최근 연구를 토대로 기둥제거 시 나리오에 기초한 용접 철골모멘트골조의 비선형 동적 연쇄

붕괴해석에 활용될 수 있는 보의 근사모델을 소개하였다. 아울러, 제안한 근사모델을 전산구조해석 프로그램에 활용하면 단시간에 비선형 동적 연쇄붕괴해석 및 설계에 편리하면서도 정확한 결과를 도출할 수 있음을 예시였다. 연쇄붕괴해석시 현수메커니즘을 적절히 고려하는 것이 정확한 해석과 경제적 설계 모두에 매우 중요한 요소임을 보여줌으로써 일반 구조설계 실무자에게 도움을 주고자 하였다.

참 고 문 헌

1. 이철호, 김선용, 이경구 (2009), “용접 철골모멘트골조의 비선형 동적 연쇄붕괴해석을 위한 병렬 소성인지 모델의 개발”, 제21권, 제2호, pp.155-164.
2. American Institute of Steel Construction (2005), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Draft of ANSI/AISC 341-05.
3. American Society of Civil Engineers (ASCE) (2005), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-05.
4. Department of Defense (DoD) (2005), Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03, approved for public release, distribution unlimited.
5. Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2000), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356), FEMA, Washington, D.C.
6. General Services Administration (2003), Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects, Washington, D.C.
7. Gupta, A., and Krawinkler, H. (1999), Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures, John A. Blume Earthquake Engrg. Ctr, Rep. No. 132, Dept. of Civ. Engrg., Stanford University, Stanford, Calif.
8. Hamburger, R.O. and Whittaker, A.S. (2004), Design of Steel Structures for Blast-Related Progressive Collapse Resistance, March 2004, Modern Steel Construction, pp.45-51.
9. HKS (2006a), ABAQUS/Standard User's Manual version 6.6, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., Pawtucket, Rhode Island.
10. HKS (2006b), ABAQUS/Explicit User's Manual version 6.6, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., Pawtucket, Rhode Island.
11. Iwankiw, N. and Zoruba, S. (2002), Steel Moment Frames: Resolution of Recent Seismic Detailing and Material Shape Issues, Journal of Constructional Steel Research, Vol.58, No.5, pp. 495-510.
12. Karns, J.E., Houghton, D.L., Hall, B.E., Kim, J. and Lee, K. (2006), Blast Testing of Steel Frame Moment Connection Assemblies, Proceeding of the 19th International Symposium on Military Aspects of Blast and Shock (MABS), Defense Research & Development Canada (DRDC), Suffield, Calgary, Alberta, Canada.
13. Khandelwal, K. and El-Tawil, S. (2007), Collapse Behavior of Steel Special Moment Resisting Frame Connections, Journal of Structural Engineering, Vol.133, No.5, pp.646-655.
14. Marjanishvili, S. and Agnew, E. (2006), Comparison of Various Procedures for Progressive Collapse Analysis, Journal of Performance of Constructed Facilities, ASCE, pp. 365-374.
15. Newmark, N.M. (1959), A Method of Computation for Structural Dynamics, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, pp. 67-94.
16. Powell, G. (2004) Progressive Collapse: Case Studies Using Nonlinear Analysis, Proceedings of 2004 SEAOC Annual Convention, Monterey. 

[담당 : 유은종, 편집위원]