

지진공학에서의 미신과 오류

설계와 실제 사이의 모순



이 한 선*

1. 서 언

본 기사에서는 최근 ACI에서 가장 뛰어난 논문에 대해 수여되는 WASON 메달을 획득한 M. J. Nigel Priestley의 논문¹⁾에 대해서 소개하고자 한다. 이 논문은 내진 해석과 설계의 현재의 철학과 절차의 관점에 대해서 검토하였다는 점에서 수여된 것이다. 또한 Priestley는 수학적 해석과 대형 실험 연구에 근거하여 새로운 내진설계 철학을 수립하는데 기여한 점을 인정받아 별도로 Arther R. Anderson 상을 받기도 하였다.

2. 현 내진설계의 일반적인 현황

내진 설계기준에 접근방법에서의 예상되는 거동과 관련하여 상대적으로 불분명한 관계를 내포하고 있음을 우리는 오래 전부터 인식하고 있다. 동역학적인 거동을 정역학적인 한순간의 상태로 치환하여 설계하고 있을 뿐만 아니라, 중력하중이나 적절하다고 느

끼지는 접근방법으로 부터 유래된 방법을 사용하고 있다. 중력하중의 영향과 지진거동 사이의 가장 큰 차이점은, 중력하중하에서는 극한강도가 도달되는 일이 결코 일어나서는 안 되겠지만, 지진거동에 있어서는 지진 크기가 설계수준보다 낮을지라도 극한강도에 거의 확실히 도달하게 된다는 점이다. 또한 연성적인 (ductile) 지진거동이 힘보다는 변위에 더 크게 의존함을 의미하고 있지만, 전통적으로 주어진 하중 수준에 대해서 설계할 뿐이며 변위에 대해서는 비교적 피상적인 방법으로 다루고 있을 뿐이다. 최근에 New Zealand에서 개발한 능력설계법²⁾과 같이 설계법이 보다 주의 깊은 철학에 근거할 경우 이 설계된 구조물이 설계과장상 부여된 여러 가지의 가정에 대해 비교적 영향을 받지 않음으로 인해 훌륭한 결과를 기대할 수 있다. 그러나 최근의 경향은 내진 설계에 내포된 수많은 근사가정들에 대한 인식이 감소되는 한편, 보다 거창한 해석기법들이 설계기준에서 명시되고 있으며 일반적인 설계관행으로 받아지고 있다는 사실이다.

* 정회원, 고려대학교 건축공학과 부교수

이 사실은 설계와 해석의 기능이 분리되고 별도의 전문가에 의해 수행되는 경향을 초래하게 되었다. 이러한 설계와 해석의 분리의 결과는 해석이 설계과정을 주도하게 된다는 점이며 설계가 해석을 이끌어 나가야 한다는 보다 바람직한 현상에 대해 역행하는 것이다. 현재의 설계와 상세관행이 주로 중력하중의 고려에서부터 연유되었다는 것을 고려할 때 이들에 대한 검증이 또한 필요하다. 구조 거동의 주요 지침이 주기 반복적인 거동에서의 에너지 소산과 같은 순수한 동적 특성에 근거하여야 한다고 한다면 우리가 대체로 답습하고 있는 방향은 구조물의 붕괴방지와 피해 감소에 대해서 반드시 최적이라고 볼 수 없다. 현행 내진 설계방법론에 있어서 집착되고 있는 이상의 몇 가지 미신 또는 오류에 대해서 보다 자세하게 다음에서 언급하고자 한다.

3. 탄성 스펙트럼 해석의 오류

내진 설계의 기본 바탕은 탄성가속도 반응 스펙트럼이 한 구조물의 요구되는 거동을 제어하는데 가장 양호한 수단이라고 하는 가정이다. 이 접근 방법의 한계는 잘 알려져 있는 상태이며, 이러한 한계에도 불구하고 설계의 편의성과 대안의 부족에 의해 이 접근법이 수용되고 있는 실정이다. 이 접근법의 오류 또는 한계에 대한 설명과 대안이 있을 수 있음을 설명하겠다.

3.1 한 계

(1) 최대 밀면전단력의 발생과 같은 구조거동도 일순간의 상태 (snapshot)에 근거함으로써 지속시간 (duration)의 영향이 고려될 수 없다. 특히 단주기 구조물의 경우, 장주기 구조물에 비해 같은 지속시간에 훨씬 큰 수의 주기 반복거동을 겪게 된다는 점이 간과되고 있다. 또한 고차모드의 영향을 고려하기 위한 모드조합법의 장점이, 실제로 (능력)설계과정에서 주로 경험적인 법칙에 의해 크게 영향을 받을 때, 거의 무가치하게 된다.

(2) 탄성과 비탄성 시스템의 최대 변위사이의 관계는 매우 복잡하며 일반적으로 생각되고 있는 것보다 더 가변적이다. "등에너지" 혹은 "등변위" 법칙과 같은 여러 가지 법칙이 보편적으로 사용되고 있지만 일

관성이나 논리성에 있어서 상당히 미흡하다고 볼 수 있다. 그림 1 에서와 같은 전형적인 탄성가속도 스펙트럼을 볼 때, 4개의 확실한 구역을 지적할 수 있다.

① 주기에서는 탄성 및 연성 시스템의 변위가 서로 상관 지어질 수 없다. 이 경우 구조물은 최대 지반가속도 (Peak Ground Acceleration : PGA) 와 같은 가속도를 받게 된다. 따라서 PGA보다 낮은 강도를 가진 구조물인 경우 파괴될 것이다. 가속도 스펙트럼의 증가하는 부분에서는 비탄성 시스템의 변위는 탄성시스템의 변위보다 크게 나타나며 "등 에너지" 관계가 적용될 수 있다. 가속도 스펙트럼에서 가속도가 감소하는 부분의 초기에는 탄성 및 비탄성 변위 반응이 비슷하여 "등 변위" 법칙에 이르게 된다. 그러나 구조물의 軟性 (flexibility)이 증가함에 따라 즉 고유주기가 커짐에 따라 이 "등변위" 법칙은 보다 안전측의 결과를 가져오게 된다. 매우 큰 고유주기에서는 지반운동에 대해 구조물의 고유주기와 延性에 상관없이 일정한 변위를 가져오게 된다.

문제는 각기 다른 설계기준들이 이 탄성 및 비탄성 변위의 관계에 대해 놀랄 만큼 다른 수치에 근거를 두고 있다는 사실이다. 미국의 UBC의 경우 하중감소계수 (R_w), 지진하중계수 (1.4) 그리고 설계변위 ($\Delta_y \times \frac{3}{8} R_w$) 사이의 관계로부터 비탄성 변위는 등가탄성변위의 약 50%가 되는 것으로 해석할 수 있다. 반면 중앙 및 남 아메리카 설계기준에서는 기본연성비를 약 4로 보고 등에너지 접근법을 채용하고 있다. 이것은 곧 비탄성 변위가 등가 탄성변위의 약 150%에 해당한다는 것을 뜻한다. 지진거동에 있어서 변위능력이 강도보다도 더 근원적으로 필요하다는 사실을 인정하면서도 서로 다른 그룹의 전문가들이 주어진 탄성가속도 스펙트럼으로부터 부러 3배의 차이를 가지는 비탄성변위를 제시하고 있는 것으로

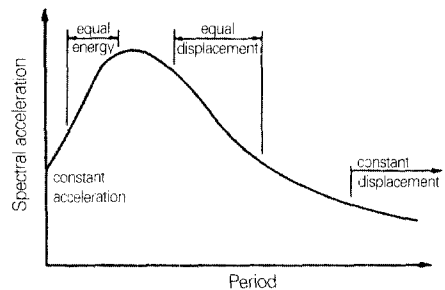


그림 1 설계 가속도 반응 스펙트럼

나타내고 있다.

3.2 설계대안—변위제어 설계법

탄성가속도 접근법은 구조물과 그 구성요소의 탄성강성 (elastic stiffness)을 지나치게 강조하고 있다. 다음에서 설명하겠거니와 이 강성을 결정하는데 있어서 설계자들은 대체로 마땅히 하여야 할만큼 보다 덜 주의를 기울이고 있는 것이 사실이다. 여기서의 문제는 대안이 있는가라는 것이다. 이 대안으로 변위제어 (displacement-based) 설계법을 설명하겠다. 그림 2와 같이 간단한 外柱 교량 피어를 예로 들어 변위제어 설계법을 보다 명료하게 보이도록 한다. 이를 위해서는 그림 3과 같이 다른 수준의 등가 점성 감쇠율을 가진 탄성변위응답스펙트럼이 요구된다.

설계절차는 다음과 같다.

① 구조물의 항복변위 Δ_y 에 대한 초기치를 예상한다. 최종결과는 이 초기치에 특별히 민감하지 않기 때문에 Δ_y 는 보통의 횡처짐 (Drift) 角 약 $\theta_y = 0.005$ 에 해당하는 값을 택하면 될 것이다.

② 주요 힌지의 허용 소성회전각의 한계를 결정한다. 이것은 구조물의 중요도, 단면의 형상, 그리고 허용할 수 있는 수준의 횡보강근의 함수이다. 그림 2의 교량 구조물에서는 힌지가 기둥의 상·하부에 발생하는 것으로 가정한다.

③ 지진관성력의 중심에서, 가장 위험한 힌지의 소성회전각 한계에 상응하는 구조물의 최대 허용 소성변위 Δ_p 를 메카니즘 변형을 고려함으로써 구한다.

④ 따라서 구조물의 전체 허용변위는 $\Delta_m = \Delta_y + \Delta_p$ 가 된다.

⑤ 주어진 변위 연성비 $\mu_s = \frac{\Delta_m}{\Delta_y}$ 로부터 구조물

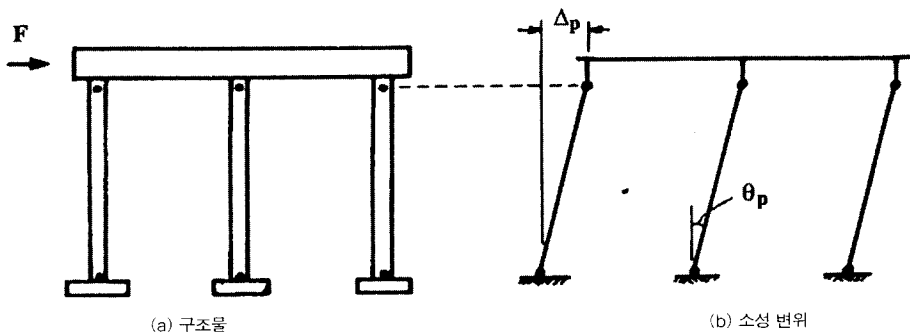


그림 2 교량 구조물의 예

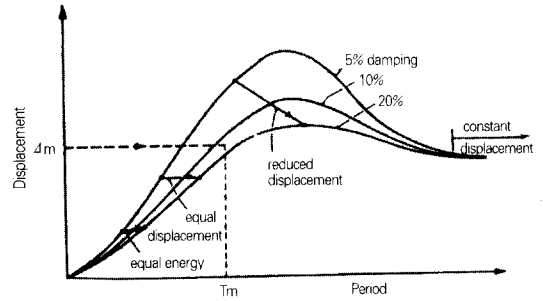


그림 3 설계 변위 스펙트럼

의 유효감쇠율의 산정이 그림 4에서와 같이 이루어진다. 이 그림에서는 구조물에서 보에 힌지가 발생하는 경우와 기둥에 힌지가 발생하는 경우의 각각에 대한 전형적인 이력 특성에 근거하여 곡선이 주어져 있다.

⑥ 그림 3과 같은 탄성 반응스펙트럼과 관련하여 유효반응 주기가 산정될 수 있다. 최대 변위에서의 대체 구조물 (substitute structure) ⁽³⁾의 유효강성은 다음과 같다.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

여기서, $K = \frac{4\pi^2}{T^2} M$

요구되는 구조물의 항복강도 즉 밀면 전단강도는 $V_b = K\Delta_m$ 이다.

⑦ 요구되는 전단강도를 알고 나서, 각 부재의 크기를 정하고 철근의 초기산정이 가능하게 된다. 이렇

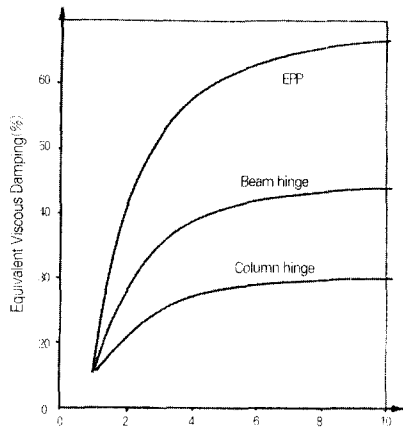


그림 4 등가 점성감쇠와 변위 연성비

게 하여 탄성강성이 계산되고 항복변위에 대한 보다 정밀한 계산이 가능하다.

⑧ 전체 변위, 구조물의 연성 (ductility), 그리고 이에 따른 유효구조 감쇠율 등이 수정되며 4~7 단계 과정이 단정되고 만족스러운 답이 얻어질 때까지 반복된다. 소성현저 부분에 대한 개별적인 휨 강도 요구량이 정역학에 의해 최종 결정된다.

위에서 언급된 방법은, 소성 한지의 회전각 능력이 횡보강 철근의 양에 관련되어 있고, 설계가 하중감소 계수의 임의적인 결정에 지배를 받지 않는다는 이유에서 상당한 융통성을 발휘하고 있다. 이 변위제어설계법 (Displacement - based Design)은 약간의 추가적인 가정만 더해진다면 고층골조나 전단벽 건 축물에도 적용될 수 있다¹⁾.

4. 정밀한 해석에 대한 미신

설계목적을 위한 구조해석이 근래에 보다 큰 발전을 이루고 있으며, 따라서 해석과 설계기능이 분리되고 별도의 사람에 의해 수행되는 결과를 가져왔다고 언급한 바가 있다. 해석에 대한 이러한 발전의 이유는 기존의 보다 단순한 해석 기법이 부적절했기 때문 이라기 보다 강력한 컴퓨터의 출현에 주로 관계가 있다. 특수한 형태를 가진 구조물에 대한 3차원 (3-D) 모드 해석은 분명히 유용하지만, 예를 들어 가정된 휨력분포에 근거한 정적 해석과 같이, 그러나 보다

단순한 방법에 의해 얻어진, 결과보다 더 나은 결과를 얻었다고 보는 것은 의심스러운 일이다. 즉 여기에서의 미신은 해석의 정교성이 보다, "정확한" 결과를 가져온다고 하는 것이다. 이러한 해석과정의 정교성에도 불구하고 근사적인 가정이 여전히 남아 있다는 사실을 고려하는 것이 적절하다.

하나의 예를 들면, 탄성모드해석은 기본적으로 등 변위 가정에 근거하고 있다는 사실을 알아야 한다. 왜냐하면 탄성반응에서 다른 모드에 대해 각기 다른 하중 감소계수를 적용하는 것이 불가능하기 때문이다. 그림 1에서 보는 바와 같이 이 가정은 비교적 좁은 범위의 고유주기 영역에만 적용이 가능하다는 것을 알 수 있다.

또 다른 예를 들어 보겠다. 탄성해석은 일반적으로 탄성거동 범위에서조차 부재강성은 단면이 무균열 무철근 (gross)이라는 가정에 근거를 두고 있다. 예로서 2경간 · 5층 골조의 최하층 기둥으로 60 cm × 60 cm 크기와 철근은 8 - D28 을 사용한다고 가정 하자. 이 때 철근항복 강도는 455 MPa, 콘크리트 강도는 $f_c = 31$ MPa이다. 중앙기둥이 보다 큰 축하중에 의해서 보다 큰 강성을 가질 수 있음에도 불구하고 해석에서 세 개의 기둥이 같은 강성을 가진다고 가정하는 것이 해석상 보편적이다. 또한 복수-모드 반응을 고려할 때 외부 2개 기둥에 다른 강성을 부여 한다는 것이 불가능하다.

여기에서 외부기둥이 $P_{(0+1)} = 0.2f_c A_g$ 라는 중력하중을 받는 동시에 지진에 의한 축하중이 $P_E = \pm 0.2f_c A_g$ 로 변하고 있다고 가정해 보자. 그림 5는 밀면 전단력이 증가함에 따라 축력이 변하는 경우와 $P = 0.2f_c A_g$ 의 고정된 축하중을 가진 경우의 모멘트-곡률 관계를 나타내고 있다. $P = 0.2f_c A_g$ 곡선에 대해 bilinear 가정을 할 경우의 항복점은 0.0084/m의 곡률이 되며, 이것으로 부터 압축기둥의 유효강성은 인장기둥의 것에 비해 두배가 넘는 것을 발견할 수 있다. 따라서 저층부의 탄성력의 분포는 "정밀" 탄성해석에 의해 주어졌 것과 근본적으로 다를 수가 있다. 그러나 이러한 영향을 등가 횡하중법에서 고려하는 것은 비교적 쉽다는 사실을 유의해야 한다.

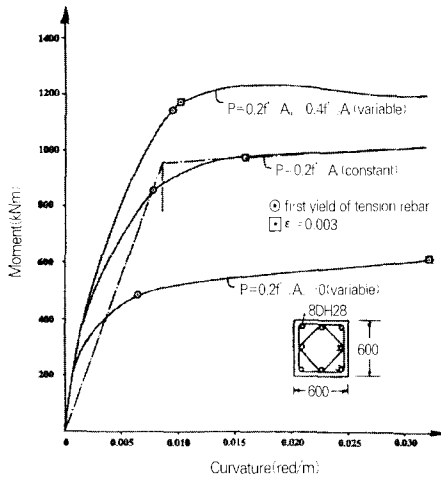


그림 5 장방형 기둥에서의 모멘트-곡률 관계에 대한 축력의 영향(1kNm = 8.85 kip-1n.)

5. 강도와 연성(ductility)의 상관관계에 관한 오류

일반적인 등변위가정(Equal displacement approximation)과 더불어 현재 사용되고 있는 하중-제어 설계법은 요구되는 강도, S ,와 변위연성비 μ_d 가 주어진 구조물이나 주요부재에 대하여 다음과 같은 관계가 성립됨을 내포하고 있다.

$$S \cdot \mu_d = \text{일정한 값}$$

그러나 이 식은 단주기 구조물에 대해서는 적절하지 않다. 이러한 관행의 오류는 이 논리를 역으로 전개해 볼 때 명확해진다. 예를 들어, 교각기둥을 설계한다고 하고, 설계된 것으로 연성능력이 부적절한 것으로 판명되었다고 하자. 따라서 연성능력에 대한 요구량을 감소시키기 위해 강도를 증가시키기로 하였다. 보통 이는 단면크기는 일정하게 유지하는 가운데 주철근비를 증가시킴으로써 달성될 수 있다. 그러나 이렇게 함으로써 상황이 개선되었다고 할 수 있을까? 이마도 그렇지 않다고 말할 수 있을 것이다. 왜냐하면, 등변위가정은 연성의 요구량을 감소되었을 지라도 여전히 같은 크기의 최대 변위능력(연성능력이 아닌)을 요구하고 있기 때문이다.

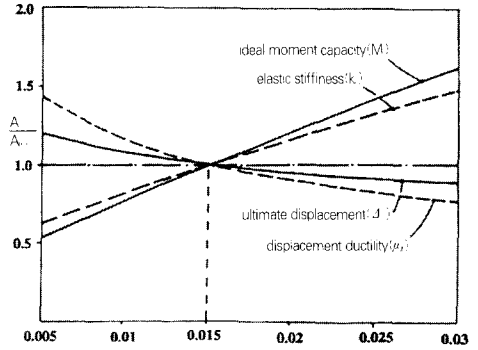


그림 6 주철근 비의 관계로 본 캔틸레버 교각 피어의 응답의 변화

또한 주철근비를 증가시키는 것이 최대변위를 증가시키는 지는 명확하지도 않다. 사실은 이와 반대의 현상이 일어나고 있다. 그림 6은 축하중비 $0.1f'c A_g$ 가 일정한 가운데 원형기둥의 주철근비를 변화시켰을 때, 나타난 결과이다. 즉, $\rho = 0.015$ 를 기준으로 하였을 때, 모멘트 능력, 강성, 연성 그리고 최대변위 등을 부차원으로 나타내고 있다. 이 그림으로부터 ρ 이 증가됨에 따라 극한모멘트능력(M_u)은 거의 비례적으로 증가하나, 최대변위능력은 다소 감소하는 것(=0.03일 때 10%정도 감소)을, 그리고 연성비는 더 크게 감소하는 것을 발견할 수 있다. 물론 여기에는 강성(K) 또한 강도만큼 증가하고 있고, 따라서, 고유주기도 변하기 때문에 이러한 논의 자체가 하나의 잘못이라고 말할 수 있다. 그럼에도 불구하고 이러한 강성의 변화가 관계산에 포함되지 않았을 수 있을 뿐만 아니라, 최대변위의 증가는 분명히 성취되지 않았다. 만약 연성이나 변위능력이 문제가 되었다면, 오히려 주철근비 즉, 강도를 낮추는 것이 더 나았을 것으로 보는 것이 합리적인 주장이 될 것이다.

6. 에너지에 대한 미신

지진공학에 있어서 보다 널리 퍼져 있는 미신중의 하나는 최적 지진거동을 나타내기 위해서는 에너지 소산량이 최대가 되어야 한다는 논리이다. 이 미신에서 설계자는 가능하면 탄성-완전소성(elastic/perfectly plastic : EPP)거동을 닮도록 변위이력특성

을 얻기 위해 노력하고 있다. 그러나, 사실 외견상 보다 덜 바람직한 이력현상을 가지고 보다 양호한 지진 거동을 나타낸 경우가 많은 것을 발견할 수 있다.

그림 7은 세가지 이상화된 이력루프(loop)현상을 나타내고 있다. : 탄성/완전소성(EPP), 철근콘크리트 기둥 힌지에서 전형적으로 발견되는 강성저하모델, 그리고, 부착이 되지 않은 프리스트레스 텐돈을 가진 소성힌지에서 이론적으로 가능한 bilinear(이중직선) 탄성모델.

우선 P- Δ 효과를 고려하지 않은 지진반응을 생각해 보자. 만약, 지진반응이 그림 1의 "등변위영역"에 있다면, 이 세 개의 시스템의 최대변위변위는, 각각 초기강성이 같을 경우 매우 비슷하게 나타날 것이다. 사실 EPP시스템의 변위는 평균 잡아 다른 두 시스템보다 약간 작게 나타나지만, 그 차이는 별로 크지 않다. 2% 최대 층변위율과 이에 상응하는 변위연성비 $\mu_s = 5$ 를 얻었다고 가정하자. 지진 이후에 EPP시스템의 잔류 층변위율은 1.6%, RC 기둥의 경우 0.9%, 그림 7c의 이중직선모델시스템의 경우 원위치에 되돌아 와 있다. 어떤 시스템이 가장 양호한 거동을 나타내었다고 말할 수 있을까? 지진 후 굽혀진 건물을 바로잡기가 매우 어렵다는 것을 고려할 때, 잔류변위가 최대변위보다 궁극적으로 더 중요하다는 것은 최소한 억지라고 말할 수만은 없을 것이다.

P- Δ 효과를 고려한 경우, 탄성지진거동현상이 그림 7에서 점선으로 나타나 있다. 그림 7a의 EPP루프에 있어서 지진반응의 어떤 주어진 순간에서의 거동이 점 B에 상응하는 잔류변형률을 남기게 되었다고 하자. 이 구조물은 항복강도에 도달하기에 충분한 반응가속도가 발생할 때까지 이 점을 중심으로 탄성

강성을 가지고 진동하게 될 것이다. 그림 7a에서 이 시스템의 상부 항복선에 도달하는 것이 하부 항복선에 도달하는 것보다 훨씬 작은 가속도가 필요하다는 것을 발견할 수 있다. 따라서 소성변형은 잔류변위가 줄어들기 보다 증가하는 방향으로 발전하게 될 가능성이 높다.

긴 지속시간과 EPP이력모델에 있어서 이 시스템은 P- Δ 효과를 고려할 경우 원초적으로 불안정하다고 할 수 있다. 그림 7b의 강도저하모델과 점 B에 해당하는 잔류변형의 경우에는 하부 항복선이 0가속도선에 더 가깝게 위치하고 있으며, 따라서, 상부 항복선보다 도달하기가 더 쉽다. 즉, 비탄성변형의 경향이 잔류변형을 감소시키는 방향이기 때문에 이 시스템은 근본적으로 안정하다고 할 수 있다. 또한, 그림 7c의 시스템은 탄성이면서 비선형이므로 잔류변위에 대한 우려는 없으며, P- Δ 효과에 대해서 안정적이다.

이력에너지흡수 (hysteretic energy absorption)의 가치를 무시해서는 안될 것이다. 그러나, 이력곡선형상에 대한 현재의 선택경향은 지나치게 편향된 것으로 보인다. EPP이력현상을 닮은 변형특성을 가진 철골구조물은 철근콘크리트구조물에 비해 바람직스럽지 못한 변형거동의 경향을 더 크게 가지고 있다고 볼 수 있다.

7. 전단에 대한 미신

철근콘크리트의 전단설계는 미신과 오류 그리고, 모순으로 넘쳐 있어서 흰 전단설계를 검토함에 있어서 어디서 시작해야할지 모를 지경이다. 아마도 전단설계에 있어서 비 일관성의 핵심적인 미신은 전단 그

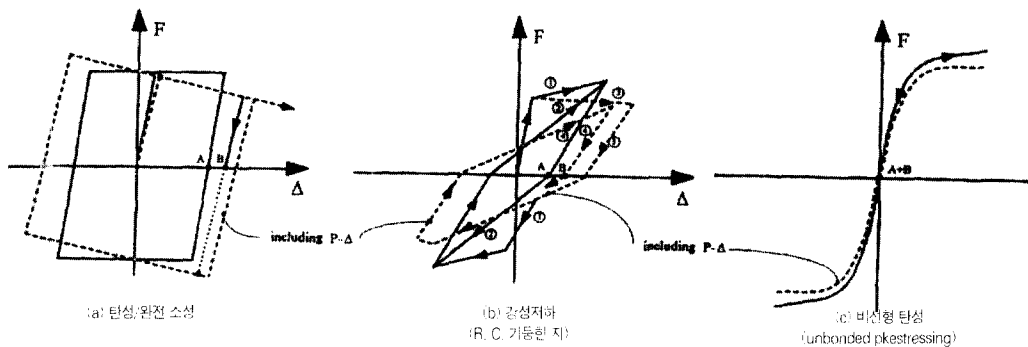


그림 7 P- Δ 효과를 고려한 상이한 이력 모델의 반응

자체이다. 문체의 발달은 휨과 전단을 분리시키며 이들을 근본적으로 독립된 개체로 봄으로써 우리가 우리 자신을 知的인 매듭으로 묶아매어 두고 있다는 것이다. Collins “등에 의해 제시된 압축장 이론은 이러한 거동을 통합하고자 하는 시도의 일종이다. 그러나, 사실은 휨과 전단거동을 분리시키는 것이 매우 편리하다는 점이다. 보다 근본적인 접근법은 설계의 관점에서 볼 때 불편할 뿐만 아니라, 실험결과와 비교해서 볼 때 눈에 띄게 더 양호한 일치를 보여주지도 못하고 있다. - 특히, 골조구조물에서의 연성선형부재의 전달력과 관련하여 더욱 그렇다.

소성힌지 영역에서의 전단력 전달 메카니즘에 대한 우리의 이해는 특별히 취약한 것으로 보인다. 그림 8에서처럼 기둥에 인접한 보의 힌지를 고려해 보면, 골재의 맞물림, 장부작용 및 압축영역의 전단력 전달과 같은 콘크리트 전단메카니즘이 보의 전체춤에 걸쳐 관통된 휨균열의 존재가능성으로 인해(그림 8a) 믿을 수 없게 되었다는 것이다. 따라서 전단력은 전적으로 횡보강철근을 포함하여 이루어진(그림 8b) 45° 트러스메카니즘에 의해서 전달되어야 한다.

생각해보면, 이 두 개의 가정(전축을 관통한 균열

: 트러스메카니즘)은 상호보완되고 있다. 45°나 다른 각도로 가정되어 있든, 그림 8b의 트러스메카니즘은 대각선의 압축스트럿의 성립에 의존하고 있으며, 이 스트럿은 스테럽 또는 타이에서의 수직력과 “절점(Node)”에서 보의 길이방향 인장 및 압축력의 변화에 의해 평형을 유지하고 있다(이 “절점”은 타이와 대각선힘의 교차점에서 형성된다.). 만약, 어떤 임의의 위치에서 수직단면이 취해진다면, 단면을 따라 연속된 대각방향압축력의 수직성분은 트러스메카니즘에 의해서 전달되는 전단력의 크기와 같아야 한다. 기둥과 집합부분의 위험단면에는 두 개의 반대방향으로 발생한 비탄성거동에 의해 전체보춤을 관통하는 휨균열이 존재한다. 따라서, 이단면을 가로지르는 대각선방향의 압축력은 있을 수 없으며, 이 트러스메카니즘에 의해 전달되는 전단력은 역시 0 이 되어야 할 것이다.

이 그림 듯 하면서도 명확한 딜레마는 대각균열의 교차(그림 8a)는 보단면의 중간부분에서의 균열이 벌어지기도 하고, 오무라지게도 하므로써 대각선방향의 압축스트럿이 가능하도록 한다는 주장에 의해 해결되어 왔다. 이러한 해결법을 채용함에는 두 가지의 우려할 사항이 있다. 첫째, 만약 이 균열을 가로질러 대각방향의 압축이 발생할 수 있다면 $V_c = 0$ 이라는 가정도 또한 포기되어야 할 것이다.

둘째, 대각방향의 압축력은 단면의 휨강도의 감소를 의미하기 때문이다. 그러나, 이러한 거동은 실험결과 명확히 드러난 사실이 아니기 때문에 다른 메카니즘에 의존하는 것이 필요하게 되어진다.

만약 전체춤을 관통하는 균열이 발생한다면 모든 전단력이 장부작용에 의해서 전달되어야만 한다는 결론을 피할 수 없을 것이다. 만약 이것이 사실이라면 소성힌지영역에서의 횡보강철근의 주된 전단력 전달기능은 주근의 장부작용이 될것이다. 따라서, 치간 길이(unsupported length)를 단축시켜줌으로써, 전단능력을 증가시켜주는 것이 될 것이다. 요구되는 주철근의 양을 결정하는데 필요한 합리적인 모델은 트러스모델과 판이하게 다르게 될 것이다. 주요한 사항은 주철근의 직경에 귀결될 것이며, 기둥표면으로부터의 최초 스테럽위치가 될 것이다.

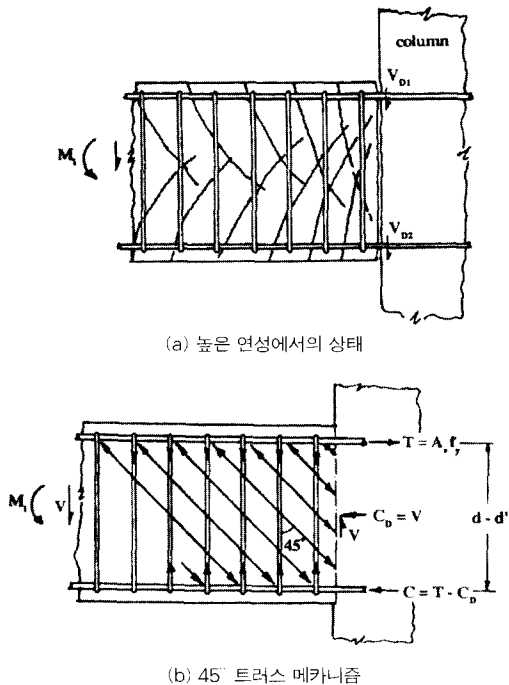


그림 8 보 소성힌지에서의 전단력의 전달

이상 내진해석과 설계의 관점에 대한 다소 무례한 검증은 제시하였다. 설계전문가들에 의해 통상 범해 지고 있는 모순과 부정확성을 드러내 보이기 위해서 많은 예들을 의도적으로 과장해서 표현한 면도 있다. 그러나 이것은 현재의 내진설계관행이 불안전하다는 뜻은 아니다. 다만, 여기에서 주장하는 바는 해석상의 증가되는 추세에 있는 복잡성에 대한 경고성 주의를 환기하는 것이라고 할 수 있다.

즉, 첫째 내진설계의 고유한 넓은 영역 및 때로는 전체를 보고 이루어지는 가정과 근사식에 비추어 볼 때 설계와 해석과정을 보다 충분히 단순화시킴으로써 우리가 무엇을 행하고 있는지 알고 있을 정도가 되어야 한다는 것이다. 둘째, 보다 중요한 것은 변위 제어설계법이다. 만약 변위가 하중보다 더 중요하다 는 것을 인정한다면, 바로 지금이 가속도스펙트럼이 아닌 변위에 근거한 설계를 시작할 때이다.

1. Priestly, M.J. Nigel, "Myths and Fallacies in Earthquake Engineering -Conflicts between Design and Reality." Concrete International, ACI, Feb, 1997.
2. New Zealand Standard NZS 4203, Code of Practice for General Structural Design and Loadings for Buildings, Standards Association of New Zealand, 1984
3. Shibata, A., and Sozen, M.A., "Substitute-Structure Method for Seismic Design in Reinforced Concrete." Journal of the Structural Division, ASCE, V. 102, No.ST1, 1976, pp.1~8
4. Collins, M.P., and Vecchio, F.J., "Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear using the Modified Diagonal Compression Field Theory," ACI Structural Journal, V. 85, May/June 1988. 