

역량스펙트럼 방법을 이용한 철근 콘크리트 교각의 내진성능 평가

Evaluation of Seismic Performance for Reinforced Concrete Piers Using Capacity Spectrum Method

송 종 결* 장 동 휘** 정 영 화***
Song, Jong-Keol Chang, Dong-Huy Chung, Yeong-Hwa

Abstract

To evaluate seismic performance of reinforced concrete piers two procedures for capacity spectrum method are presented. The capacity spectrum procedures include the reduction factor-ductility-period($R_{\mu}-\mu-T$)relationship in order to construct the inelastic demand spectra from the elastic demand spectra. Application of the procedures are illustrated by example analysis. Maximum displacements estimated by the procedures are compared to those by inelastic time history analysis for several artificial earthquakes. The results show that the maximum displacements estimated by the procedures are, overall, smaller than those by the inelastic time history analysis.

키워드 : 역량스펙트럼 방법, 성능점, 비탄성 응답, 연성도, 성능-기반 설계, 응답스펙트럼, 감소계수

Keywords : capacity spectrum method, performance point, inelastic response, ductility, performance-based design, response spectrum, reduction factor

1. 서론

근대에 발생한 미국 서부의 1989년 Loma Prieta, 1994년 Northridge와 일본의 1995년 Hyogo-Ken Nanbu 지진에 대하여 기존 구조물들이 많은 손상을 입었기 때문에, 기존의 내진설계기법에 대한 변화가 필요하다는 인식이 확산되고 있다.

구조물의 변위와 손상은 상호 연관성이 있기 때문에, 지진하중에 대하여 구조물의 변위를 제어한다면 손상의 제어도 가능하다 이러한 배경으로부

터 성능-기반 설계개념(혹은 변위-기반 설계개념)이 기존의 하중-기반 설계개념을 대체할 새로운 방법으로 개발되고 있다. 성능-기반 설계개념은 ATC-40[3]과 FEMA 273[4]에 채택되어 있다. 이러한 성능-기반방법의 예로서 ATC-40 보고서에 소개된 역량스펙트럼 방법(capacity spectrum method)이 있다. 역량스펙트럼 방법은 비탄성 정적해석과 응답스펙트럼 방법의 조합에 의해 구조물의 비탄성 응답을 계산하는 방법이다. 비탄성 정적해석을 통하여 구조물의 힘-변위 관계인 역량곡선을 구하고 이를 가속도-변위 형식(A-D format)으로 전환하여 그래프에 나타낸다. 응답스펙트럼 또한 가속도-변위의 형식으로 역량곡선과 하나의 그래프에 나타낸다. 역량곡선과 응답스펙트럼의 교차점인 성능점을 구하는 방법은 여러가지 방법이

* 강원대학교 토목공학과 조교수, 공학박사

** 강원대학교 대학원 토목공학과 박사과정

***강원대학교 토목공학과 교수, 공학박사

있을 수 있다. ATC-40 보고서에 설명된 방법은 비탄성 시스템을 등가의 선형시스템으로 전환하여 등가 주기와 등가 감쇠비를 구한 후, 이 등가 감쇠비에 대한 응답스펙트럼을 작성하여 성능점을 구하는 방법이다. 이 방법은 비탄성 거동의 영향을 감쇠의 증가로만 반영하기 때문에 수렴성이나 정확성이 양호하지 못하다. 이러한 단점을 보완한 방법이 탄성 응답 스펙트럼으로부터 연성도 계수 값에 따른 비탄성 응답스펙트럼을 구하는 방법의 적용이다.

본 연구에서는 비탄성 응답스펙트럼을 역량 스펙트럼 방법에 활용하였으며, 이 방법을 통하여 설계지진에 대한 교각의 성능점을 구하는 방법을 제시하였다. 이 방법의 적용성은 예제해석을 통하여 설명하였으며, 정확성을 평가하기 위하여 역량스펙트럼 방법의 결과와 인공지진에 대한 시간이력해석 결과를 비교, 분석하였다.

2. 예제교각의 특성 및 입력지진

2.1 예제교각의 비탄성 응답 특성

예제해석을 위하여 사용된 예제교각의 제원 및 형상을 그림 1에 나타내었다. 예제해석을 통하여 역량스펙트럼 방법의 정확성을 평가하기 위하여 4가지 형식의 예제교각을 사용하였다. 각 예제교각은 상부의 질량만 차이가 날 뿐 나머지 제원 및 조건은 그림 1에 나타낸 바와 동일하다. 각각의 예제교각의 명칭은 교각 A, B, C, D이며, 질량의 차이에 따른 고유진동주기는 각각 1 초, 1.5 초, 1.75 초, 2 초이다.

예제교각의 비탄성 거동의 특성을 규정하는데 중요한 물성치인 콘크리트와 철근의 응력-변형률 관계는 그림 2에 나타내었다. 콘크리트의 응력-변형률 관계는 구속철근에 의해 구속된 콘크리트와 피복 콘크리트의 재료성질을 구분하여 나타내었으며, 이 재료비선형 특성은 일반적으로 널리 사용되는 Prnstley[13]등이 제안한 식을 사용하여 구하였다.

원형의 교각단면에서 주철근의 배치는 SD40인 D41의 상용철근 24개를 그림 1에 나타낸 것처럼 배근하였으며, 주철근을 구속하기 위한 띠철근은 SD40인 D16의 상용철근을 9 cm 간격으로 배근하였다. 교각에 작용하는 상부구조물의 자중인 축하중은 907 ton으로 가정하였다. 교각 구조물의 비탄성 해석을 위해서는 IDARC2D 프로그램[6]을 사용하였다. IDARC2D

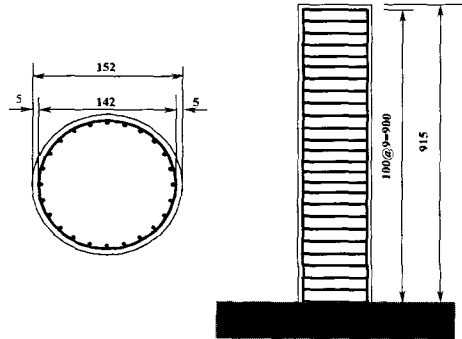
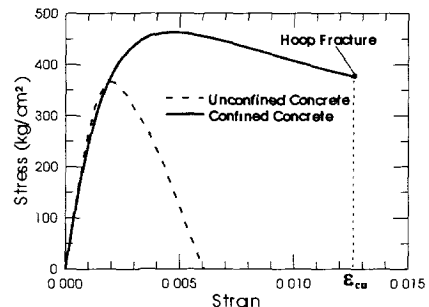
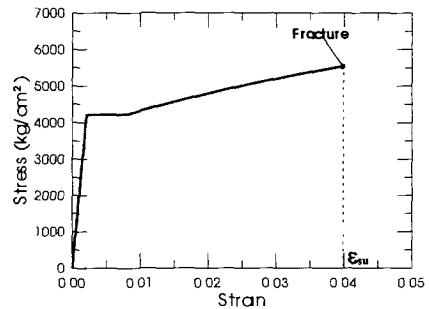


그림 1 예제교각의 형상 및 제원



(a) 콘크리트



(b) 철근

그림 2 재료의 응력-변형률 특성

프로그램에서는 재료의 비선형을 고려하여 단면의 형상에 따른 모멘트-곡률 관계를 구하고, 구해진 모멘트-곡률 특성을 소성힌지의 비탄성 거동 특성으로 반영하여 비탄성 응답을 구한다. 준정적(quasi-static) 해석에 의한 예제교각의 힘-변위 관계를 그림 3에 나타내었다. 이 힘-변위 관계에서 균열점, 항복점과 파괴점의 응답값을 구하여 표 1에 나타내었다. 균열점은 피복 콘크리트에 균열이 발생하기 시작하는 상태를 나타내며 항복점은 주철근에 항복이 발생하는 상태를 나타낸다. 파괴점은 구속콘크리트가 띠철근의 파괴에 의해 손상되는 상태를 의미한다.

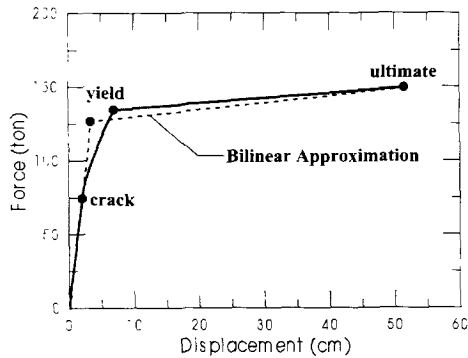


그림 3 예제교각의 힘-변위 관계 및 Bilinear 근사화

표 1 힘-변위 관계의 특성값

특성점	하중 (ton)	변위 (cm)
균열점	73.9	2.03
항복점	134.5 (128)	6.98 (3.5)
붕괴점	149.4	51.41

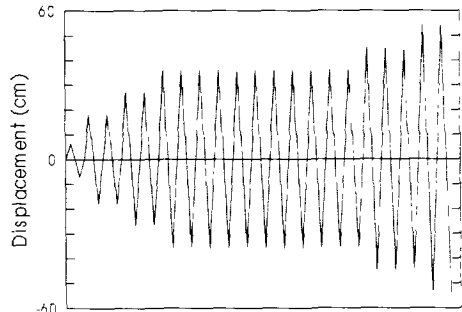
참고. ()안의 값은 Bilinear 근사화 경우

일반적으로 연성도 능력(ductility capacity)을 평가하기 위하여는 힘-변위 관계를 bilinear로 근사화하여 이 때의 항복변위(u_{yield})에 한 최대변위($u_{ultimate}$)의 비로서 구한다. 여기서 최대변위는 파괴점에서의 변위를 의미한다. 이 예제교각의 연성도 능력(μ_c)을 그림 3과 표 1로부터 구하면 다음과 같다

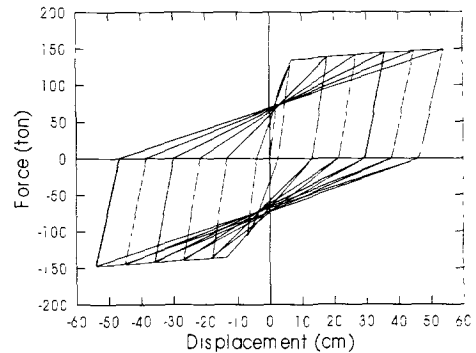
$$\mu_c = \frac{u_{ultimate}}{u_{yield}} = \frac{51.41}{3.5} = 14.7(1)$$

도로교설계기준[1]에서는 단일기둥에 대해서 응답수정계수를 3으로 사용하고 있기 때문에 이 예제교각의 연성도 능력은 3보다 큰 값을 가지므로 충분하다고 할 수 있다.

일반적으로 지진과 같은 반복하중에 대한 구조물의 비탄성 거동특성은 강성 및 강도의 저하(stiffness and strength degrading) 정도와 pinching이 많은 영향을 줄 수 있다. 이러한 저하특성을 정의하는 조합의 가지수가 무한하기 때문에 본 연구에서는 비탄성 거동시에 강성 및 강도의 저하현상이 발생하지 않고 pinching의 영향도 없다고 가정하여 비탄성 응답을 구하였다. 예제교각의 그림 4a)의 반복이력 하중에 대한 저하특성을



(a) 변위제어 이력



(b) 힘-변위 응답 특성

그림 4 Quasi-Static Cyclic 해석에 대한 변위제어 이력 및 힘-변위 응답 특성

반영하지 않은 힘-변위의 응답특성을 그림 4b)에 나타내었다.

2.2 설계스펙트럼과 인공지진

설계스펙트럼은 표 2에 나타난 바와 같은 생성 조건에 대하여 도로교설계기준[1]의 탄성지진 응답스펙트럼 기준에 의해 생성되었으며 이를 그림 5에 나타내었다. 역량스펙트럼 방법에 의한 비탄성 응답의 결과를 비탄성 시간이력 해석결과와 비교하기 위하여 설계스펙트럼에 대응되는 인공지진을 작성하였다. 인공지진의 생성을 위하여는 표 3에 나타난 바와 같은 4가지의 실제지진기록을 이용하여, 원래의 지진파형을 그림 5의 설계스펙트럼과 유사한 응답을 가지도록 주파수 성분과 가속도 크기를 변형하였다. 그림 6에는 생성된 인공지진가속도의 시간이력을 나타내었는데 이의 파형은 실제의 지진가속도 기록의 파형과 유사하다

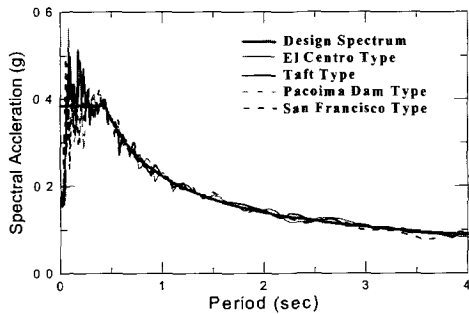
인공지진의 적합성을 평가하기 위하여 인공지진가속도 기록으로부터 탄성 응답스펙트럼을 구하여 설계스펙트럼과 비교를 하였다.

표 2 도로교 설계기준에 의한 설계스펙트럼의 작성조건

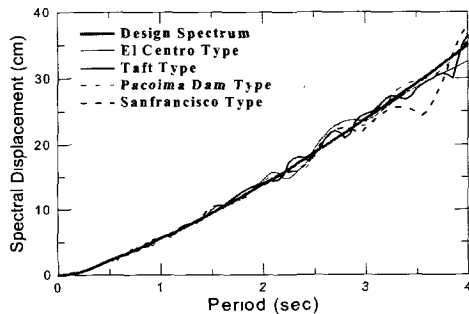
항목	기준
탄성지진응답계수 (C_p)	$1.2 \frac{AS}{2/3}$
내진등급	1등급
지진구역계수	0.11
위험계수(재현주기 1000년)	1.4
지반계수	II 등급 (1.2)
가속도계수 (A)	$0.11 \times 1.4 = 0.154$

표 3. 인공지진 생성에 사용된 실제 지진기록

지진 명칭	발생년도 및 관측성분
EI Centro	1940-S00E
Pacoima Dam (San Fernando)	1971-N76W
Taft	1952-S69E
San Francisco	1957-S09E

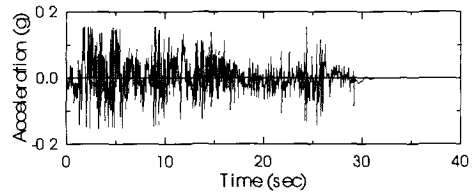


(a) 가속도 응답스펙트럼

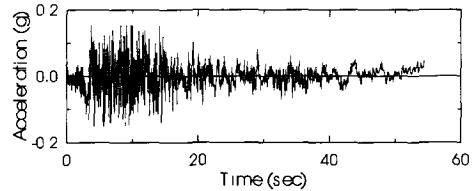


(b) 변위 응답스펙트럼

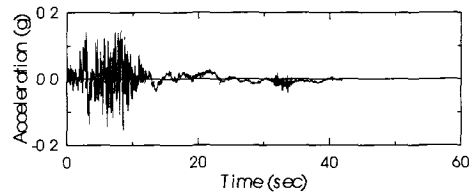
그림 5 설계스펙트럼과 인공지진의 응답스펙트럼의 비교



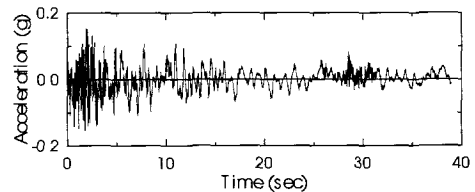
(a) EI Centro 파형의 인공지진



(b) Taft 파형의 인공지진



(c) Pacoima Dam 파형의 인공지진



(d) San Francisco 파형의 인공지진

그림 6 인공지진 가속도 기록

그림 5a)에는 가속도 응답을 비교를 하였는데 설계스펙트럼과 비교를 할 때 0.3초 이후의 주기영역에서는 인공지진의 응답스펙트럼이 설계스펙트럼과 비교적 잘 일치하고 있음을 알 수 있다. 교량의 주기는 일반적으로 0.3초 보다는 긴 주기를 가지게 되므로, 생성된 인공지진은 적합한 지진가속도 기록이라 할 수 있다. 최근의 내진설계기법에서는 변위를 기반을 둔 방법이 새로운 개념으로서 정립되어 가고 있는 실정이므로 가속도 응답과 같은 하중의 관점에 대한 평가보다는 변위응답에 대한 평가가 보다 더 중요하게 인식되기 시작하고 있다. 따라서, 그림 5b)에서는 변위응답에 대하여도 비교를 하였는데 긴 주기영역에서 약간의 차이가 있는 것을 제외하고는 설계스펙트럼과 잘 일치하고 있음을 알 수 있다. 위의 분석을 통하여 4개의 인공지진은 가속도 응답과 변위응답이 설계스펙트럼과 비교적 잘 일치하므로 역광스펙트럼 방법과 비교의 목적으로 시간이력해석에 사용하기에 적합하다고 할 수 있다.

3. 비탄성 응답스펙트럼을 이용한 역량스펙트럼 방법

3. 감쇠계수-연성도-주기($R_\mu - \mu - T$) 관계를 이용한 비탄성 응답스펙트럼의 작성

힘-변위 관계가 bilinear인 비탄성 단자유도계에 대하여 가속도 스펙트럼(S_a)과 변위 스펙트럼(S_d)은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (2)$$

$$S_a = -\frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = -\frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3)$$

여기서, μ 는 항복변위에 대한 최대변위의 비로서 결정되는 연성도 계수이며, R_μ 는 연성도에 따른 즉, 연성구조물의 비탄성 변형에너지에 의한 감소계수이다 S_{ae} 와 S_{de} 는 구조물의 고유진동주기 T 에 대응하는 탄성 가속도 스펙트럼과 변위 스펙트럼의 값이다 이러한 탄성 응답스펙트럼은 5% 감쇠비에 대한 값을 일반적으로 사용한다

감쇠계수 R_μ 에 대해서는 몇 개의 제안식이 있으나 Miranda와 Bertero[14]가 제안한 식이 간단하면서 널리 사용되므로 이를 사용한다. 이러한 제안식은 bilinear 시스템에 대하여 구해진 것이기 때문에 구조물의 거동이 bilinear와 유사할수록 정확성이 우수하다고 할 수 있다

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (4)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c \quad (5)$$

여기서 T_c 는 지반운동의 특성주기로서 응답스펙트럼상에서 가속도응답 상수영역(짧은주기영역)에서 응답스펙트럼의 속도응답 상수영역(중간 주기영역)의 사이의 전이 주기로서 개념적으로 정의된다. 또한, 지진가속도 기록의 입력에너지 스펙트럼을 5% 감쇠비에 대하여 작성한 후에 이 스펙트럼의 최대값에 대응하는 주기를 구하여 특성주기로 정의하기도 한다[7, 11]. 실제 지진기록에 대하여 입력에너지 스펙트럼을 이용하여 T_c 를 구하는 예를 나타내면 그림 7과 같다 이 그림에서 입력에너지(E_I)는 $\sqrt{(2E/M)}$ 로 정의되는 등가 속도(equivalen velocity)로 나타내었다.

식 (3)과 식 (5)로부터 특성주기 T_c 보다 긴 주기영역의 구조물에서는 동일변위법칙(equal

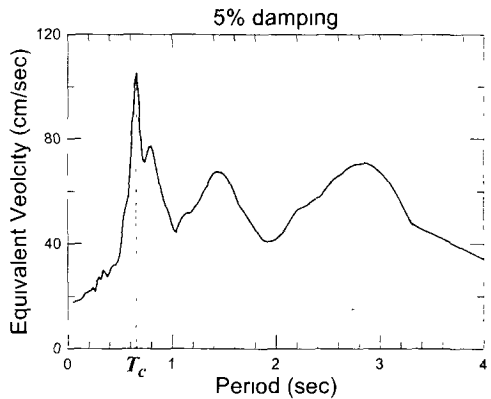


그림 7 실제지진기록에 대한 특성주기 T_c 의 산정 예

displacement rule)이 적용됨을 알 수 있다. 즉, 비탄성 거동을 하는 구조물의 변위는 같은 주기의 탄성거동을 하는 구조물의 변위와 동일하다는 것이다 이는 에너지 스펙트럼을 이용한 특성주기 T_c 의 산정 예를 나타낸 그림 7을 분석할 경우에 설명이 가능하다. 즉, T_c 보다 긴 구조물의 주기에서는 비탄성 거동에 의해 구조물의 고유주기의 증가현상이 발생하더라도 주기의 증가에 따르는 에너지 스펙트럼은 감소하기 때문에 변위의 증가현상이 발생하지 않기 때문이다 반면에 T_c 보다 짧은 주기영역에서는 비탄성 거동에 의해 주기의 증가현상이 에너지 스펙트럼의 증가를 유발하므로 증가된 지진에너지를 소산시키기 위해서는 변위의 증가현상이 동반된다.

그림 5a)에 나타낸 탄성설계 스펙트럼을 식 (2) ~ (5)를 이용하여 연성도 계수 μ 에 대한 가속도-변위 형식의 비탄성 응답스펙트럼으로 나타내면 그림 8과 같다 이 그림에서 방사선 방향의 직선이 주기 T 를 나타내며 이는 식 (3)으로부터 구할 수 있다.

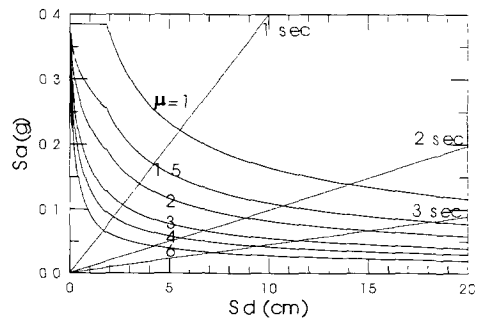


그림 8 연성도 μ 에 따른 비탄성 응답 스펙트럼(가속도-변위 형식)

3.2 역량스펙트럼 방법을 이용한 비탄성 응답의 평가

준정적 해석에 의해 구한 구조물의 힘-변위 관계인 역량 곡선(capacity curve)과 설계 스펙트럼 혹은 요구도 곡선(demand curve)을 가속도-변위의 형식으로 하나의 그래프에 나타내어 성능점(performance point)을 구하는 방법을 일반적으로 역량스펙트럼 방법이라고 한다. 설계지진하중에 대한 구조물의 비탄성 응답을 구하기 위해서는 성능점을 적절히 평가하는 것이 가장 중요하다. 성능점은 역량 곡선과 요구도 곡선의 교차점으로서 비탄성 거동시의 구조물의 최대 응답값을 나타낸다. 이러한 성능점을 평가하는 방법은 세계적으로 많은 연구자에 의해 연구가 진행되고 있는 상황이며 어떠한 방법도 정확한 비탄성 응답을 평가하기에는 아직 부족하다. 그러나, 역량스펙트럼 방법은 구조물의 내진성능에 대한 설계지진의 요구도 정도를 하나의 그래프에 의미 있게 나타내는 방법이고, 성능기반 방법(혹은 변위기반 방법)이 내진설계 기법의 주류로서 인식되어 가고 있는 현실에서 설계자에게 유용한 정보를 간편하게 제공하는 방법으로 많은 활용이 있으리라 예상된다.

역량스펙트럼 방법의 개발 초기에는 구조물이 비탄성 거동을 하면 구조물의 고유주기가 증가하고 감쇠가 증가한다는 개념을 적용하여, 비탄성 응답의 증가에 따른 감쇠비의 증가를 구한 후에 증가된 감쇠비에 따른 탄성 응답스펙트럼을 구하여 성능점을 구하는 방법을 사용하였다. 이러한 방법은 현재 SAP2000 프로그램[15]에도 채택이 되어 있는 실정이다. 그러나, 이 방법은 비탄성 거동의 영향을 감쇠비의 증가로만 반영하기 때문에 정확성은 떨어진다. 이러한 단점을 보완하기 위하여는 탄성 설계스펙트럼으로부터 비탄성 거동의 영향을 반영한 비탄성 설계스펙트럼을 효과적으로 작성하는 것이 필요하다. 본 연구에서는 비탄성 응답스펙트럼을 이용하는 두 가지의 역량스펙트럼 방법을 사용하였다.

방법 A

비탄성 구조시스템의 최대변위 S_d 를 산정하기 위한 성능점은 다음의 절차에 의해서 구하며 그림 9a)와 그림 11a)에 적용예를 나타내었다.

1. 구조물의 역량곡선과 5% 감쇠비에 대한 탄성 설계 스펙트럼을 가속도-변위의 형식으로 작성한다.
2. 탄성설계 스펙트럼으로부터 몇 개의 가정된 연성요구도 μ 에 대응하는 비탄성 설계스펙트럼을 식 (2) ~ 식 (5)를 이용하여 작성하여 역량-요구

도 그래프에 나타낸다

3. 역량 곡선과 μ 에 따라 작성된 비탄성 설계스펙트럼들과의 교차점들을 구한다. 교차점에서 역량 곡선에 대하여 구한 연성도와 비탄성 설계스펙트럼의 연성도의 일치정도를 파악한다. 연성도의 값이 서로 일치하는 교차점이 구조물의 성능점이 되며 이 때의 변위값이 구조시스템의 구하고자 하는 최대변위이다. 만약, 일치하는 정도가 만족할 만한 정도가 아니라면 일치정도가 가장 근접한 연성요구도의 값에 약간의 가감을 가하여 2단계과정부터 다시 수행한다.

방법 B

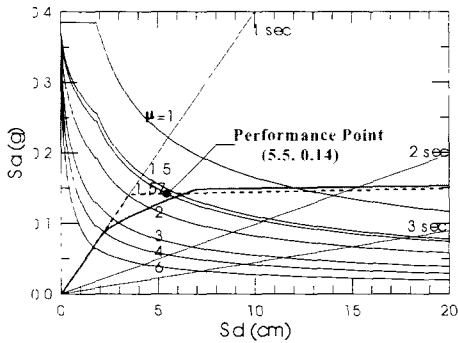
이 방법은 비탄성 설계 스펙트럼의 그래프로 작성하는 번거로움을 피하기 위하여 방법A를 개선한 방법이며 그림 9b)와 그림 11b)에 적용예를 나타내었다.

1. 구조물의 역량곡선과 5% 감쇠비에 대한 탄성 설계스펙트럼을 가속도-변위의 형식으로 작성한다.
2. 예상되는 연성요구도를 가정한다. 일반적으로 연성요구도 μ 는 1부터 시작한다.
3. 식 (2)로부터 μ 에 대한 S_a 를 구한다. 또한, 식 (3)으로부터 S_d 를 구한다. 식 (2)와 식 (3)에서 감소계수 R_μ 는 식 (4)와 식 (5)에 의해 구한다.
4. S_d 와 S_a 의 좌표값을 역량-요구도 그래프에 나타낸다. (적용 예제에서는 가는 점선으로 표시)
5. 4단계에서 구한 좌표값의 연결선이 역량 곡선과 교차하는지를 체크하여 만약 교차하지 않는다면 연성요구도 값을 증가시켜서 3 단계와 4 단계를 반복한다. 교차한다면 6단계로 간다.
6. 지진하중에 의해 유발되는 비탄성 변위는 교차점의 변위좌표로 구한다. 즉, 이 교차점이 구조물의 성능점이다.

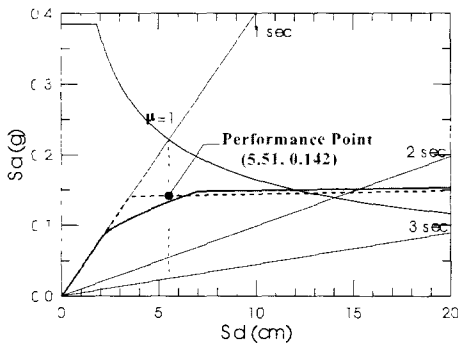
4. 역량스펙트럼 방법과 비탄성 시간이력해석과의 비교

역량스펙트럼 방법에 의한 교각 A의 성능점의 평가결과를 그림 9에 나타내었다. 방법 A와 방법 B의 성능점의 평가결과는 동일하며, 방법 B가 비탄성 응답스펙트럼을 그래프로 작성하지 않아도 되기 때문에 보다 간편하다. 성능점의 산정을 위해서는 역량 곡선을 bilinear로 근사화하는 과정이 필수적이다. 이는 비탄성 응답스펙트럼의 작성을 위하여 사용된 $R_\mu - \mu - T$ 관계가 bilinear 모델에 관한 식이기 때문이다. 만약, bilinear 근사화 과정을 사용하지 않고 실제의 역량곡선을 이용하여 성능

점을 산정한다면 방법 A와 방법 B의 결과가 많은 차이가 날수도 있다 실제 역량곡선의 항복점과 bilinear 근사곡선의 항복점이 다르기 때문이다 특히 방법 A의 경우가 항복점의 값의 차이에 따른 성능점의 평가 결과가 상당히 차이가 날 수 있다. 방법 B는 실제 역량곡선을 이용하는 경우나 bilinear로 근사화 한 곡선을 사용한 경우나 그림 9b)의 비탄성응답 스펙트럼의 좌표값들을 연결한 곡선이 교차하는 좌표 값의 차이를 통해서 볼 때 성능점의 평가차이는 크지 않음을 알 수 있다. 두 방법에 의한 교각 A의 성능점의 좌표값이 (5.5 cm, 0.14g)로서 평가되었다



(a) 방법 A



(b) 방법 B

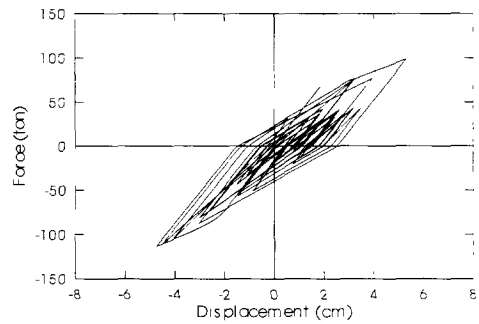
그림 9 교각 A에 대한 성능점의 계산

이는 실제지진하중에 대한 교각 A의 최대변위응답은 5.5 cm로서 연성요구도로는 1.57이므로 연성도 능력인 147에 비해서는 상당히 작은 값이므로 내진안전성이 충분하다는 것을 의미한다.

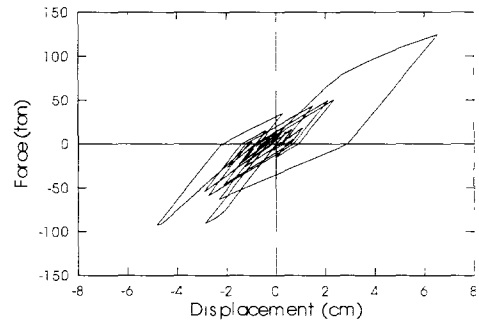
역량스펙트럼 방법의 정확성을 평가하기 위하여 그림 6에 나타난 인공지진들에 대하여 비탄성 시간이력 해석을 수행하여 힘-변위 관계를 구하였는데 그림 10에는 교각 A에 대한 결과를 나타내었다 인공지진의 파형의 차이에 따라서 비탄성 거동이 차이를 나타내고 있음을 알 수 있다 이 거동의 차이를 최대변위의 값으로 평가한다면 49

~ 6.5 cm의 분포를 나타낸다 역량스펙트럼 방법으로부터 추정된 최대변위값은 5.5 cm로서 비탄성 시간이력해석 결과와 비교적 잘 일치함을 알 수 있다

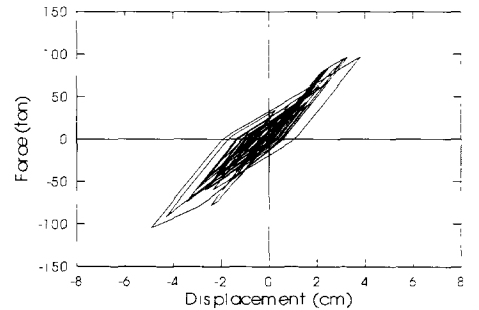
그림 11에는 주기가 2초인 교각 D에 대한 역량스펙트럼 방법의 결과를 나타내고 있다 교각 D에 대해서도 역량스펙트럼의 두 방법의 결과가 일치하며, 질량이 교각 A보다 4배 증가하였기 때문에 지진하중의 크기가 4배 증가한 것과 동일한 효과에 의하여 비탄성 응답이 증가하였다.



(a) El Centro



b) Pacoima Dam



(c) San Francisco

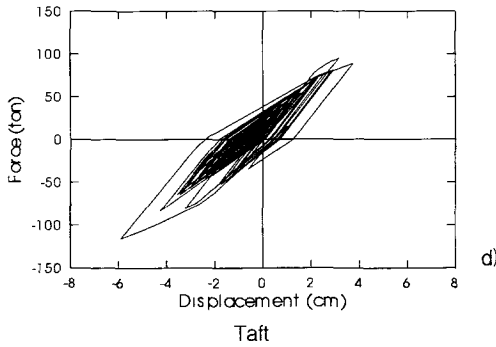


그림 10 인공지진에 대한 교각A의 비탄성 힘-변위관계

역량스펙트럼 방법에 의한 비탄성 변위응답은 13.9 cm로 평가되었다. 이는 연성요구도로는 4의 값이다. 인공지진에 대한 교각 D의 비탄성 시간이력 해석결과를 그림 12에 나타내었다. 네가지 종류의 인공지진에 대한 최대변위는 18.8 ~ 36.3 cm의 분포를 나타낸다. 그러므로 교각 D에 대한 역량스펙트럼의 결과는 비탄성 변위응답을 과소평가하고 있음을 알 수 있다. 또한 인공지진의 종류에 따른 비탄성 응답의 거동차이가 상당히 남을 알 수 있다. 그림 10과 그림 12를 비교하여 볼 때, 비탄성 거동이 커질수록 인공지진의 파형의 차이가 비탄성 응답에 영향을 크게 미칠 수 있음을 의미한다.

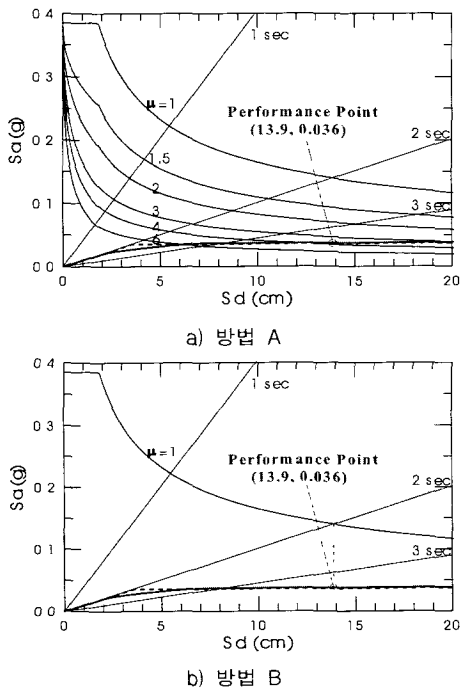
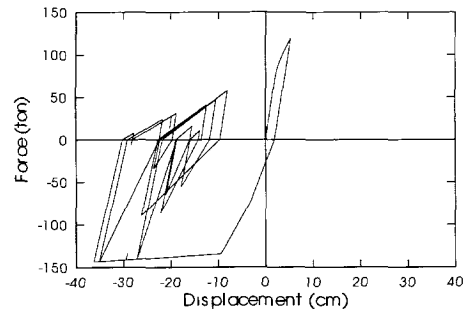
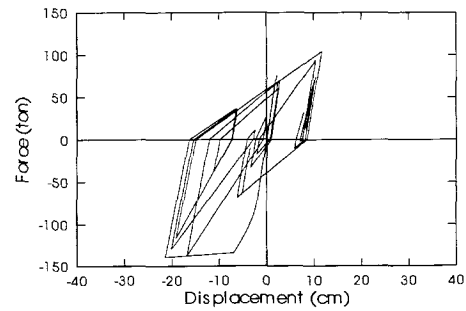


그림 11 교각 D에 대한 성능점의 계산

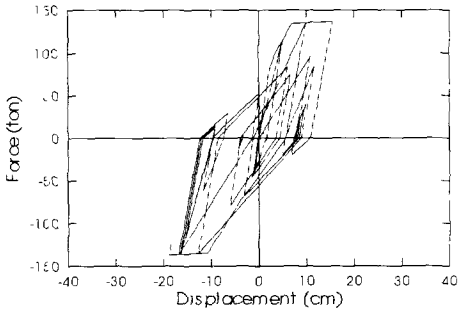
예제교각 4개에 대한 역량스펙트럼 방법의 결과와 인공지진에 대한 시간이력 해석결과를 표4에 비교하여 나타내었다. 이 표에서 역량스펙트럼 방법과 시간이력해석 결과와의 차이를 불일치 정도로서 나타내었다. 교각 A에서 교각 D로 갈수록 질량의 증가에 따른 비탄성 응답은 증가한다 또한, 비탄성 응답이 증가할수록 불일치의 정도도 증가하게 된다. 불일치에서 음의 값은 역량스펙트럼 방법이 시간이력해석에 비하여 과소평가함을 나타내고 양의 값의 과대평가함을 나타낸다. 본 연구결과를 통해서 역량스펙트럼 방법이 비탄성 시간이력해석에 비하여 전반적으로 과소평가할 수 있음을 알 수 있다. 과소평가의 정도는 교각 D에서 El Centro 형식의 인공지진에 대하여는 61.7% 까지 도달한다. 이는 역량스펙트럼 방법을 내진설계에 활용하기 위해서는 아직 많은 개선이 필요함을 의미한다. 역량스펙트럼 방법의 결과가 시간이력해석과 차이가 나는 것은 탄성 스펙트럼으로부터 비탄성 스펙트럼을 작성하는데 필요한 $R_{\mu} - \mu - T$ 관계의 작성에 사용된 연구결과가 bilinear 모델에 주로 국한이 되었기 때문이다.



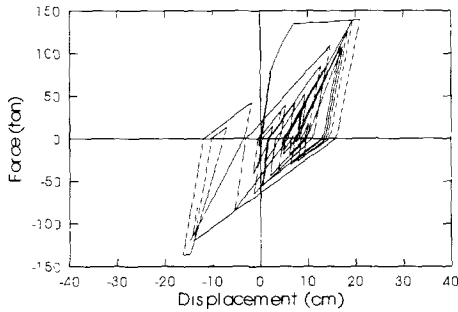
(a) El Centro



(b) Pacoima Dam



(c) San Francisco



d) Taft

그림 11. 인공지진에 대한 교각D의 비탄성 힘-변위관계

표 4 역량스펙트럼 방법과 비탄성 시간이력해석과의 비교

교각	인공지진	D_t	D_c	불일치(%)
교각 A	EI Centro	5.3	5.5	3.8
	Pacoma Dam	6.5		-15.4
	San Francisco	4.9		12.2
	Taft	5.9		-6.8
교각 B	EI Centro	8.1	9.5	17.3
	Pacoma Dam	10.1		-5.9
	San Francisco	9.7		-2.1
	Taft	9.8		-3.1
교각 C	EI Centro	18.8	11.7	-37.8
	Pacoma Dam	13.7		-14.6
	San Francisco	12.0		-2.5
	Taft	14.4		-18.8
교각 D	EI Centro	36.3	13.9	-61.7
	Pacoma Dam	21.4		-35.0
	San Francisco	18.8		-26.1
	Taft	20.9		-33.5

참고) 불일치(%). $\frac{D_c - D_t}{D_t} \times 100$

D_t = 인공지진에 대한 비탄성 시간이력해석시의 최대변위

D_c = 역량스펙트럼 방법을 이용한 추정변위

정확성을 향상시키기 위해서는 콘크리트 구조물의 거동에 적합한 모델과 강도 및 강성저하의 영향이 반영된 모델들에 대한 $R_\mu - \mu - T$ 관계의 정립이 필요하다고 판단된다. 최근에 강성 및 강도 저하 특성을 고려한 모델에 대한 비탄성 변위응답을 평가하는 연구[7, 11, 12]가 진행되어 오고 있지만 저하 특성을 규정하는 변수 값이 다양하기 때문에 $R_\mu - \mu - T$ 제안식으로 발전시키기 위해서는 아직도 많은 연구가 필요한 실정이다. 강성 및 강도저하 모델에 대한 Song과 Pincheira^[7]의 연구 결과로부터 강도 및 강성저하 시스템의 비탄성 변위는 bilinear 모델과 같은 비저하 시스템에 비하여 구조물의 고유주기가 지진기록의 특성주기 보다 작아질수록 증가하는 현상을 나타낼 수 있다. 그러므로 강도 및 강성 저하시스템에 대한 역량스펙트럼 방법의 비탄성 변위 추정결과는 지진기록의 특성주기보다 작아질수록 과소평가의 정도가 증가할 수 있다.

결론적으로 역량스펙트럼 방법이 비탄성 시간이력 해석을 수행하지 않고도 비탄성 응답을 추정하게 하므로 성능-기반 내진설계에 활용하기에 간편한 방법이지만 시간이력해석 결과와는 다소 차이가 나고, 과소평가할 가능성이 있기 때문에 이의 보안을 위한 연구가 필요하다.

5. 결론

예제교각에 대한 비탄성 응답스펙트럼을 이용한 역량스펙트럼 방법과 인공지진에 대한 비탄성 시간이력 해석결과와의 비교를 통하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 본 연구에서 제시한 비탄성 응답스펙트럼을 이용한 역량스펙트럼 방법인 방법 A와 방법 B는 동일한 결과를 나타내며, 방법 B가 비탄성 응답스펙트럼을 직접적으로 작성하지 않아도 되기 때문에 보다 간편한 방법이다.

2) 역량스펙트럼 방법과 비탄성 시간이력 해석의 비교를 통하여 역량스펙트럼 방법이 비탄성 시간이력해석에 비하여 전반적으로 과소평가하는 경향이 있다.

3) 역량스펙트럼 방법의 과소평가 경향은 비탄성 응답이 증가할수록 증가한다.

4) 탄성 응답스펙트럼으로 부터 비탄성 응답스펙트럼을 작성할 때 사용하는 bilinear 모델에 대한

$R_\mu - \mu - T$ 관계를 콘크리트 구조물의 비탄성 거동을 나타내는데 적합하고 강성 및 강도의 저하의 특성이 반영된 모델에 적용하여 구한다면, 역량

스펙트럼 방법의 정확성을 향상시킬 수 있으리라 사료된다.

참 고 문 헌

- [1] 도로교설계기준, 건설교통부, 2000.
- [2] “기존교량의 내진보강 방안 연구”, 시설안전기술공단, 1999.
- [3] Applied Technology Council, 1996, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, ATC 40, Redwood City, CA.
- [4] Applied Technology Council, “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 273), and NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 274)”, ATC 33, Redwood City, CA, 1997.
- [5] Chopra, A. K. and Goel, R. K., “Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems”, Reprort No. PEER-1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 1999
- [6] Valles, R. E., Reinhorn, A. M., Kunnath, S.K. and Madan, A., “IDARC2D Version 4.0: a computer program for the inelastic damage analysis of buildings”, *Technical Report NCEER-96-0010*, State University of New York at Buffalo, 1996.
- [7] Song, J. K. and Pincheira, J. A., “Spectral displacement demands of stiffness- and strength-degrading systems”, *Earthquake Spectra*, pp 817-854, 2000.
- [8] Fajfar, P., “A nonlinear analysis method for performance-based seismic design”, *Earthquake Spectra*, pp. 573-592, 2000.
- [9] Lepage, A., “A method for drift-control in earthquake-resistant design of RC building structures”, Ph.D Thesis, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, p.p 251 , 1997.
- [10] Qi, X. and Moehle, J.P., “Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes”, *Report No. UCB/EERC-91/02*, Earthquake Engrg. Res. Ctr., Univ. of California at Berkeley, pp.186, 1991.
- [11] Shimazaki, K. and Sozen, M. A., “ Seismic drift of reinforced concrete structures”, Special Research Paper (Draft), Department of Civil Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign, 1985
- [12] Whittaker, A., Constantinou, M. and Tsopelas, P., “Displacement estimates for performance-based seismic design”, *Journal of Struct. Engrg.*, ASCE, 124(8), 905-912, 1998.
- [13] Priestley, M. J. N, Seible, F., Calvi, G.M., “Seismic design and retrofit of bridges”. John Wiley & Sons, Inc, 1996.
- [14] Miranda, E., and Bertero, V. V., “ Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design”, *Earthquake Spectra*, 10, pp. 357-379, 1994.
- [15] CSI, “SAP2000 integrated finite element analysis and design of structures: detailed tutorial including pushover analysis”, Computers and Structures, Inc, 1998.