한국전산구조공학회
2003년도 봄 학술발표회 논문집

구조물 조건에 따른 비선형 직접스펙트럼법의 평균오차 특성

Property of the Mean Errors of Nonlinear Direct Spectrum Method with Structure Parameters

강 병 두* 전 대 한** 김 재 웅***
Kang, Pyeong-Doo Jun, Dae-Han Kim, Jae-Ung

ABSTRACT

Most structures are expected to deform beyond the limit of linearly elastic behavior when subjected to strong ground motion. Seismic evaluation of structure requires an estimation of the structural performance in terms of displacement demand imposed by earthquakes on the structure. Nonlinear response history analysis(NRHA) is the most rigorous procedure to compute seismic performance among various inelastic analysis methods. But nonlinear analysis procedures necessitate more practical and reliable tools for predicting seismic behavior of structures.

This paper presents a nonlinear direct spectrum method(NDSM) to evaluate seismic performance of structures, without iterative computations, given by the structural initial elastic period and yield strength from the pushover analysis, especially for MDF(multi degree of freedom) system. The purpose of this paper is to investigate the accuracy and reliability of this method from a point of view of various earthquakes and structure parameters.

1. 서 론

최근 발생된 일련의 지진(Loma Prieta(1989)지진, Northridge(1994)지진, Kobe(1995)지진 등)으로부터 구조물의 성능평가에 대한 관심이 증대되었으며, 이를 위해서는 비선형응답 산정이 필수적이다. 여러 가지 비선형 해석방법 중, 실용성과 단순성의 측면에서 다양한 약산적 방법들[1)-4)]이 제안되고 있다. 약산적인 방법 중 대표적인 것으로 ATC-40(1996)[5)]에서는 능력스펙트럼법(capacity spectrum method)을 제시하였고, FEMA-273(1997)[6)]에서는 변위계수법(displacement coefficient method)을 제시하였다. 제시된 방법들의 단점인 반복계산과정과 부정확한 결과를 줄이기 위해 pushover 곡선으로부터 구조물의 항복강도와 진동주기를 구한 다음, 일련의 계산과정을 거치지 않고 직접적으로 다자유도계의 비선형 최대응답을 구할 수 있는 비선형 직접스펙트럼법[7)]이 연구된 바 있다. 본 연구에서는 이러한 비선형 직접스펙트럼법의 정확성 및 신뢰성을 다양한 지진과 구조물 조건에 대해 평균오차의 관점에서 검토하고자 한다.

2. 비선형 해석법

2.1. 비연립 모드해석법

* 정회원 · 거창대학 건축과 조교수, 공학박사
** 정회원 · 동서대학교 건설공학부 부교수, 공학박사
*** 정회원 · 동아대학교 건축학부 교수, 공학박사

(1) 운동방정식

여러 가지 비선형 해석법 중, 지진하중을 받는 비선형(강성)구조물의 거동에 대한 비연립 모드해석법(uncoupled modal response history analysis; UMRHA)의 운동방정식은 다음과 같이 나타낼 수 있다. 방정식에서 진한 글자체의 기호는 벡터(vector) 또는 행렬(matrix)을 의미한다.

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \mathrm{sign}\,\dot{\mathbf{u}}) = \mathbf{s}\,p(t) \tag{1}$$

여기서,

$\mathbf{m}$: 구조물의 질량행렬($N\times N$), $\mathbf{c}$: 구조물의 감쇠행렬($N\times N$), $\mathbf{f}_s$: 저항력 벡터($N\times 1$)

$\mathbf{u}$: 변위벡터, $\dot{\mathbf{u}}$: 속도벡터, $\ddot{\mathbf{u}}$: 가속도벡터, $\mathbf{s}$: 공간분포벡터, $p(t)$: 외력, N : 전체자유도수

식 (1)의 우변은 유효지진력으로서 공간분포벡터 $\mathbf{s}$와 시간함수스칼라 $-\ddot{u}_g(t)$의 곱으로 나타낼 수 있고, 공간분포벡터 $\mathbf{s}$는 아래와 같이 모드별 공간분포벡터 $\mathbf{s}_n$의 중첩으로 생각할 수 있다.

$$\mathbf{s} = \mathbf{m}\,\iota,\quad p(t) = -\ddot{u}_g(t) \tag{2}$$

$$\iota^T = (\iota_1, \ldots \iota_N) \tag{3}$$

$$\mathbf{s} = \sum_{n=1}^{N} \mathbf{s}_n,\quad \mathbf{s}_n = \Gamma_n\,\mathbf{m}\,\boldsymbol{\phi}_n \tag{4}$$

$$\Gamma_n = L_n / M_n,\quad L_n = \boldsymbol{\phi}_n^T\,\mathbf{m}\,\iota,\quad M_n = \boldsymbol{\phi}_n^T\,\mathbf{m}\,\boldsymbol{\phi}_n \tag{5}$$

여기서,

ι : 영향벡터, $\ddot{u}_g(t)$: 입력지진동, $\mathbf{s}_n$: n차모드의 모드공간분포벡터, $\boldsymbol{\phi}_n$: n차모드벡터

선형계와 마찬가지로 식 (1)의 해를 n(1~N)차모드응답의 중첩으로 가정[8]할 때, n차모드응답은

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \mathrm{sign}\,\dot{\mathbf{u}}) = -\mathbf{s}_n\ddot{u}_g(t) \tag{6}$$

으로 구해질 수 있고, 식 (6)은 식 (7)의 변환을 거쳐 n차모드방정식 (8)이 된다.

$$\mathbf{u}_n(t) = \boldsymbol{\phi}_n\,q_n(t) \tag{7}$$

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{q}_n + P_{sn}/M_n = -\Gamma_n\ddot{u}_g(t) \tag{8}$$

$$P_{sn} = P_{sn}(q_n, \mathrm{sign}\ \dot{q}_n) = \boldsymbol{\phi}_n^T\,\mathbf{f}_s(q_n, \mathrm{sign}\ \dot{q}_n) \tag{9}$$

여기서,

$\mathbf{u}_n(t)$: n차모드의 변위벡터 $q_n(t)$: n차모드의 모드좌표

ω_n : n차모드에서 선형계의 고유진동수 ζ_n : n차모드에서 선형계의 감쇠비

식 (8)은 식 (10)의 변환을 거쳐 n차모드방정식 (11)이 되며, 식 (11)은 식 (8)과 같은 n차모드 진동계(SDF)에 상응하는 등가진동계(ESDF)의 운동방정식이 얻어진다.

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \tag{10}$$

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{D}_n + F_{sn}/L_n = -\ddot{u}_g(t) \tag{11}$$

$$F_{sn} = F_{sn}(D_n, \mathrm{sign}\ \dot{D}_n) = \boldsymbol{\phi}_n^T\,\mathbf{f}_s(D_n, \mathrm{sign}\ \dot{D}_n) \tag{12}$$

선형 시스템에서는 운동방정식이 N개의 모드별로 분리(uncoupled)될 수 있으므로 각 모드별 응답은 해를 중첩하면 구할 수 있으나, 시스템이 비선형인 경우 식 (8)은 각 모드들의 상호간섭 및 강성변화로 인해 서로 연계되며 더 이상 모드해석을 수행할 수 없다. 하지만 Chopra[8]등은 비선형 시스템에서도 n차모드가 지배적이고, 나머지 모드들의 기여정도가 현저히 낮을 때 N개 방정식들의 연계를 무시할 수 있음을 제안하였다.

이와 같이 비선형 시스템의 방정식이 각 모드별로 분리된다는 가정을 따른다면, 식 (6)과 같은 N차의 연

립2계 미분방정식(coupled; MDF) 대신에 식 (8), 식 (11)과 같은 N개의 독립된 2계 미분방정식(uncoupled; SDF)의 해를 중첩하여 구할 수 있다. 따라서 식 (11)은 n차모드의 ESDF에 대한 운동방정식으로써, 변위 $D_n(t)$는 단위질량과 n차모드에서의 다자유도계의 선형 진동특성(ω_n, ζ_n)을 갖는 진동계에 동적외력 $-\ddot{u}_g(t)$이 가해질 때의 응답이 된다. 그리고 $D_n(t)$는 단자유도계의 비선형 시각이력해석법으로 구할 수 있고, $D_n(t)$의 최대값 D_o도 비선형 응답(혹은 설계) 스펙트럼으로부터 간단히 산정할 수 있다.

(2) 비선형 응답산정

ESDF의 응답 $D_n(t)$로부터 UMRHA에 따른 n차모드의 비선형 변위는 다음 식과 같이 산정된다.

$$\mathbf{u}_n(t) = \boldsymbol{\phi}_n q_n(t) = \Gamma_n \boldsymbol{\phi}_n D_n(t) \tag{13}$$

식 (13)을 살펴보면, 모드참여계수(상수스칼라; Γ_n)와 MDF모드형상(상수벡터; $\boldsymbol{\phi}_n$) 및 ESDF변위(시간함수스칼라; $D_n(t)$)의 곱이 된다. n차모드 변위들을 중첩하면 전체응답이 구해질 수 있다.

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^{N} \mathbf{u}_n(t) = \sum_{n=1}^{N} \Gamma_n \boldsymbol{\phi}_n D_n(t) \tag{14}$$

정적상태의 n차모드를 고려할 때, 식 (11)에서 $F_{sn}/L_n = -\ddot{u}_g(t)$가 되므로 이것을 식 (6)의 $\mathbf{f}_s = -\mathbf{s}_n \ddot{u}_g(t)$에 대입하여, n차모드 등가횡력을 구하면

$$\mathbf{f}_n(t) = \mathbf{f}_s = \mathbf{s}_n F_{sn}/L_n \tag{15}$$

이 되며, 식 (15)는 MDF공간분포(상수벡터; $\mathbf{s}_n$)와 ESDF저항력(시간함수스칼라; F_{sn}/L_n)의 곱이 된다.

결국 n차모드 응답은 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$r_n(t) = r_n^{st} F_{sn}/L_n \tag{16}$$

식 (16)의 우변은 $\mathbf{s}_n$에 대한 MDF정적응답 r_n^{st}과 $-\ddot{u}_g(t)$에 대한 ESDF저항력(시간함수스칼라) F_{sn}/L_n의 곱이 되며, 저항력 $F_{sn}/L_n = A_n(t)$를 n차모드 유사가속도라 하고, 선형인 경우에는 $A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t)$이 된다. ESDF의 F_{sn}/L_n을 구하기 위해서는 강성이력곡선이 필요하게 된다. 위에서 구한 n차모드 응답들을 중첩하면 전체응답이 구해질 수 있다.

$$r(t) = \sum_{n=1}^{N} r_n(t) = \sum_{n=1}^{N} r_n^{st} A_n(t) \tag{17}$$

2.2. 비선형 직접스펙트럼법

UMRHA의 특성과 장단점을 토대로 구조물의 기본모드($n=1$)만을 고려하여, 보다 간단하게 직접 비선형 최대응답을 구하려는 약산적인 방법이 비선형 직접스펙트럼법(nonlinear direct spectrum method; NDSM)의 기본 개념이다. 앞으로의 전개에서 일부 응답의 최대치는 아래첨자 o로 표기하기로 한다.

(1) 기본모드의 최대응답

기본모드의 최대응답은 식 (13)에 따라 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\mathbf{u}_{1o} = \Gamma_1 \boldsymbol{\phi}_1 D_{1o} \tag{18}$$

여기서,

$\mathbf{u}_{1o} = |\mathbf{u}_{1\,UMRHA}(t)|_{\max}$: 기본모드의 최대응답, $D_{1o} = |D_1(t)|_{\max}$: 기본모드 ESDF의 최대응답

(2) 기본모드의 ESDF 최대응답

① Pushover해석(MDF)

식 (18)의 응답 D_{1o}를 구하기 위해서는 기본모드 ESDF(식 (11))에 대한 강성골격곡선 F_{s1}/L_1이 요구된다. 강성골격곡선은 pushover해석을 수행하여 구조물의 밑면전단력과 최상층변위의 관계인 pushover곡선으로부터 구해지는 것으로써 능력곡선(capacity curve)이라고도 한다.

Pushover해석은 작용수평하중의 분포를 고정된 형태로 계속 증가시켜 구조물을 비선형해석하는 것으로써 구조물에 대한 수평 층지진력의 분포는 기본모드를 고려하여 가정하였다. 즉 횡력의 분포를 기본모드 공간분포벡터 $\mathbf{s}_1^* \ (=\mathbf{m}\boldsymbol{\phi}_1)$로 가정하고 그 크기를 점진적으로 증가시키면서 pushover해석을 수행하였다. 이와 같은 가정을 바탕으로 그림 1과 같은 구조물에 대한 pushover해석 결과를 밑면전단력 V_{b1}과 최상층변위 u_{r1}의 관계를 이선형으로 단순화하여 나타내면 그림 2와 같은 $V_{b1}-u_{r1}$곡선(pushover곡선)이 된다. 일반적으로 초기 선형 범위를 넘어서면 이 곡선의 기울기가 급격히 감소하면서 항복현상이 나타난다.

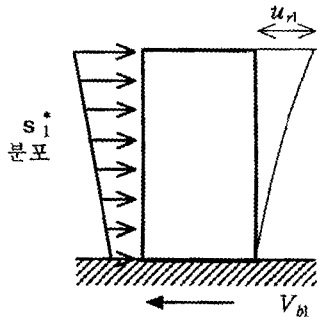


그림 1. 비선형 pushover해석

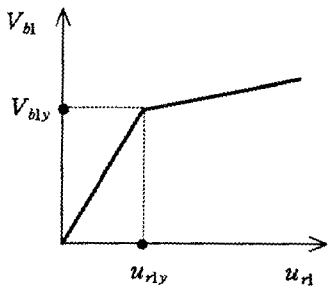


그림 2. Pushover곡선($V_{b1}-u_{r1}$)

Pushover해석에 필요한 목표변위(target displacement)는 시행착오적으로 구할 수 있다. 즉, 초기에 가정된 최대변위 D_{1o}에 따라 $u_{r1o}=\Gamma_1\,\phi_{r1}\,D_{1o}$를 목표변위로 하여 $V_{b1}-u_{r1}$과 F_{s1}/L_1-D_1이 구해지면, 식 (11)에 대한 시각이력해석이나 비선형 스펙트럼을 사용하여 $D_{1o}(=|D_1(t)|_{max})$을 구할 수 있고, 이 값이 초기 가정치와 오차범위에 들 때까지 반복한다. 본 연구에서는 보다 정확한 NDSM의 평가를 위해 비선형 시각이력해석(nonlinear response history analysis; NRHA)를 수행하여 발생된 최대변위를 pushover해석의 목표변위로 가정하였다.

② 강성골격곡선(ESDF)

위에서 구한 구조물의 pushover곡선 ($V_{b1}-u_{r1}$)은 아래와 같은 변수변환을 통해 그림 3과 같은 1차 ESDF에 대한 강성골격곡선(F_{s1}/L_1-D_1) 또는 능력곡선이 얻어질 수 있다.

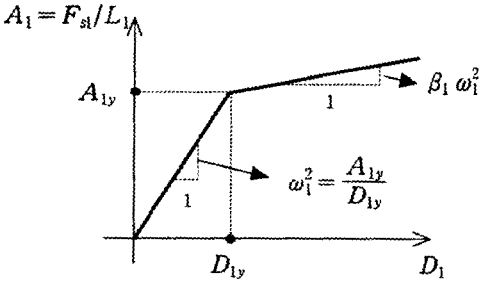


그림 3. 1차 강성골격곡선(F_{s1}/L_1-D_1)

$$A_1=F_{s1}/L_1=V_{b1}/M_1^*,\quad D_1=u_{r1}/(\Gamma_1\,\phi_{r1}) \tag{19}$$

$$A_{1y}=F_{s1y}/L_1=V_{b1y}/M_1^*,\quad D_{1y}=u_{r1y}/(\Gamma_1\,\phi_{r1}) \tag{20}$$

위에서,

A_1 : 기본모드 유사가속도($=F_{s1}/L_1$), D_1 : 기본모드 최대변형

ϕ_{r1} : 기본모드벡터의 최상층(roof 층) 요소, M_1^* : 기본모드 유효질량 ($=\Gamma_1 L_1$)

그림 3에서 β_1은 1차 항복후강성비를 나타낸다. 또한 ω_1^2은 곡선의 초기 기울기로써 기본모드 진동수의 제곱이므로, ESDF 시스템의 선형 기본진동주기 T_1는 다음과 같이 추정될 수 있다.

$$T_1 = 2\pi/\omega_1 = 2\pi(D_{1y}/A_{1y})^{1/2} \quad (21)$$

③ 응답스펙트럼(ESDF)

지진동에 대한 비선형 가속도응답스펙트럼을 Constant $\mu - A_y/g - T$로 나타내면 그림 4와 같고, 임의의 A_{1y}/g ($=A_y/g$)와 T_1 ($=T$)에 대한 연성비 μ를 구할 수 있다.

④ 최대응답(ESDF)

ESDF에 대한 강성골격곡선(그림 3)로부터 A_{1y}/g와 T_1이 얻어지면, 비선형 응답스펙트럼(그림 4)로부터 연성비 μ가 구해지므로 ESDF의 비선형 최대 변위 D_{1o}는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$D_{1o} = \mu D_{1y} = \mu(A_{1y}/\omega_1^2) = \mu(A_{1y}/g)(T_1/2\pi)^2 g \quad (22)$$

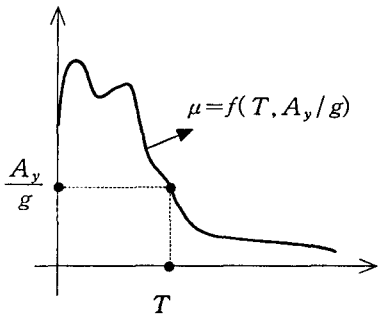


그림 4. 비선형 응답스펙트럼 (Constant $\mu - A_y/g - T$)

(3) 비선형 최대응답(MDF)

기본모드만을 고려할 때 실제구조물 MDF의 최상층(roof) 비선형 최대응답 $u_{ro,NDSM}$은 식 (18)에 따라 다음과 같이 추정할 수 있으며, 이를 NRHA 응답결과인 최상층 최대변위 $u_{ro,NRHA}$와 비교·검토하기로 한다.

$$u_{ro,NDSM} = \Gamma_1 \phi_{r1} D_{1o} \quad (23)$$

3. 해석모델 및 입력지진동

3.1. 해석모델의 제반구조특성

해석모델로는 집중질량계의 2차원 MDF 모델로써, 해석모델 중 대표적인 구조물($T_1=0.8$sec, $\mu=4$)의 제반구조 특성[9]을 표 1에 나타내었다. 표에서 w_j는 층중량, F_j는 층횡력, V_j는 층전단력, k_j는 층강성, F_{jy}는 층항복횡력, V_{jy}는 층항복전단력이다. 전체 해석모델은 세 가지의 기본진동주기($T_1=0.3$, 0.8, 2.0sec)와 각각의 기본진동주기에 대해 세 가지의 소성율($\mu=2$, 4, 8)을 갖는 모델들이다.

표 1. 구조물의 제반구조특성($T_1=0.8$sec, $\mu=4$)

j(층)	① w_j (kips)	② F_j (V_b)	③ V_j (V_b)	④ k_j/k_1	⑤ k_j (kips/in)	⑥ F_{jy} (kips)	⑦ V_{jy} (kips)
1	100	0.063	1.000	1.000	234.90	9.62	64.52
2	100	0.126	0.937	0.937	220.12	13.79	59.15
3	100	0.189	0.811	0.811	190.55	16.18	50.29
4	100	0.252	0.622	0.622	146.20	18.31	38.91
5	100	0.371	0.371	0.371	87.08	24.10	24.10

3.2 비선형 해석

비선형 해석은 CANNY[10]를 사용하여 수행하였고, 본 연구에서 사용한 이력곡선은 강성저하형 이선형으로써 항복후강성계수인 β_1은 0.1로 가정하였다. 제하강성저하지수는 0.3으로 하여 NRHA를 수행하였다.[7),10)] 비선형 시각이력해석에서 운동방정식을 풀기 위한 수치적분법으로는 Newmark β법($\beta=0.25$, $\gamma=0.5$)을 사용하였고, 감쇠로는 감쇠비가 1, 2차모드에서 5%인 Rayleigh 감쇠를 사용하여 해석을 수행하였다.

3.2. 입력지진동

비선형 시각이력해석에 사용된 입력지진동은 표 2와 같이 FEMA-307[11]에서 사용되었던 것 중 9가지를 사용하였으며, 입력된 지진이력 데이터에 대한 적분시간 간격은 0.005sec가 되도록 하였다.

표 2. 지진기록

Eq.No.	Earthquake, Date	Mag.	Station	Component	Char.period(sec)
Short Duration(SD)					
Eq1	Whittier Narrows, 1 Oct 87	M_L=6.1	Mount Wilson Caltech Seismic Station	90	0.20
Eq2	Big Bear, 28 Jun 92	M_S=6.6	Civic Center Grounds	360	0.40
Eq3	Spitak, 7 Dec 88	M_S=6.9	Gukasyan, America	360	0.55
Long Duration(LD)					
Eq4	Central Chile, 3 Mar 85	M_S=7.8	Llolleo-Basement of 1-Story Building	10	0.30
Eq5	Central Chile, 3 Mar 85	M_S=7.8	Valparaiso University of Santa Maria	70	0.55
Eq6	Imperial Valley, 18 May 40	M_L=6.3	El Centro Irrigation District	180	0.65
Forward Directivity(FD)					
Eq7	Landers, 28 Jun 92	M_S=7.5	Lucerne	250	0.20
Eq8	Imperial Valley, 15 Oct 79	M_L=6.6	Brawley Municipal Airport	315	0.35
Eq9	Loma Prieta, 17 Oct 89	M_S=7.1	Saratoga Aloha Avenue	360	0.40

4. 해석결과 및 분석

다양한 지진기록과 구조물 조건에 따른 NDSM의 해석오차는 표 3과 같다. 또한 표 3의 결과를 해석오차 및 각종 평균오차의 관점의 그림으로 나타내면 그림 5, 6과 같고, 그림 5에서 가는 실선, 점선, 굵은 실선들은 단순평균, 절대평균, SRSS평균을 의미한다. 해석오차는 식 (24)로 산정하였고, 각종 평균오차는 식 (25)~(27)로 산정된 것이다.

$$\text{오차}(\%) = \frac{(u_{ro,NRHA} - u_{ro,NDSM})}{u_{ro,NRHA}} \times 100 \tag{24}$$

$$\text{단순평균} = \sum_{n=1}^{N_e} r_n / N_e \tag{25}$$

$$\text{절대평균} = \sum_{n=1}^{N_e} |r_n| / N_e \tag{26}$$

$$\text{SRSS평균} = \left(\sum_{n=1}^{N_e} r_n^2 \right)^{1/2} / N_e \tag{27}$$

여기서,

$u_{ro,NRHA}$: NRHA에 의한 최상층의 최대변위 ($= |u_r(t)|_{max}$)

$u_{ro,NDSM}$: NDSM에 의한 최상층의 최대변위

r : 해석결과의 오차, N_e : 지진기록의 수

표 3. 해석오차

구분	SD			LD			FD			단순	절대	SRSS
	Eq1	Eq2	Eq3	Eq4	Eq5	Eq6	Eq7	Eq8	Eq9	평균	평균	평균
μ=2, T_1=0.3	**31.22**	9.56	2.26	-9.50	**-33.21**	-2.72	-1.54	-1.74	3.83	-0.20	10.62	5.32
μ=2, T_1=0.8	8.03	**22.69**	12.49	0.11	-12.04	-4.32	-10.51	-4.71	0.37	1.35	8.36	3.57
μ=2, T_1=2.0	**-28.34**	**-27.01**	-1.35	**-24.86**	**-21.88**	**29.52**	1.73	8.21	-10.44	-8.27	17.04	6.74
μ=4, T_1=0.3	1.73	4.57	0.64	**23.52**	7.47	15.46	-2.99	2.88	-0.80	5.83	6.67	3.32
μ=4, T_1=0.8	**31.64**	15.90	1.67	-7.26	**24.67**	-7.40	**-29.63**	-4.87	-1.46	2.58	13.83	5.96
μ=4, T_1=2.0	-4.87	-8.68	2.28	**24.08**	**-28.00**	7.56	-2.13	3.98	-4.71	-1.17	9.59	4.40
μ=8, T_1=0.3	-10.29	0.90	**25.00**	**23.28**	18.75	3.66	16.63	9.31	-10.97	8.47	13.20	5.12
μ=8, T_1=0.8	11.61	-8.14	10.30	**22.41**	7.96	8.49	**-20.40**	-4.16	-4.39	2.63	10.87	4.15
μ=8, T_1=2.0	-3.32	-4.86	-8.45	-0.05	-11.75	**21.98**	6.91	-7.78	-4.50	-1.31	7.73	3.25
단순평균	4.16	0.55	4.98	5.75	-5.34	8.03	-4.66	0.12	-3.67	1.10	4.14	1.59
절대평균	**14.56**	**11.37**	7.16	**15.01**	**18.41**	**11.23**	**10.27**	5.30	4.61	10.88	10.88	3.91
SRSS평균	6.21	4.68	3.47	6.02	6.78	4.74	4.64	1.94	1.95	4.49	4.49	1.60

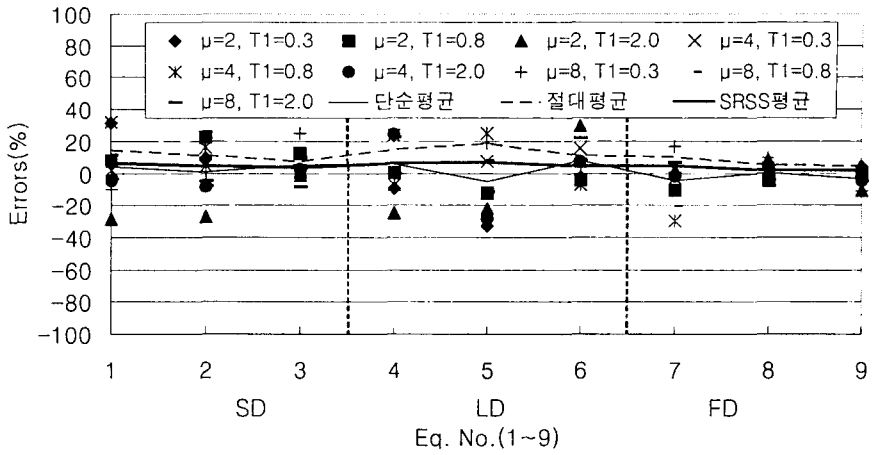
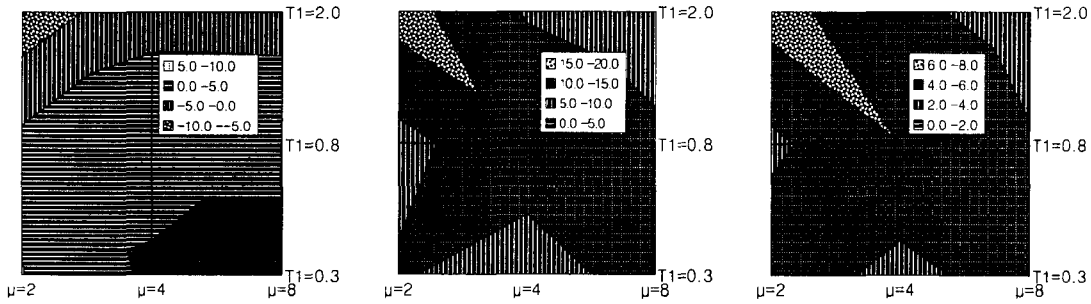


그림 5. 지진기록에 따른 해석오차



(a) 단순평균 (b) 절대평균 (c) SRSS평균

그림 6. 구조물 조건에 따른 각종 평균오차(%)

표 3과 그림 5의 해석오차 특성을 살펴보면 구조물 조건이 $\mu=2$, $T_1=2.0$, 그리고 지진기록이 Eq1, Eq4, Eq5일 때 다소 큰 오차값이 나타났다. 이와 같은 일부를 제외한 해석결과는 대부분 20% 이내의 오차특성을 나타내었으며, 각종 평균오차의 관점에서도 유사한 특성을 나타내었다. 그림 6은 표 3의 결과를 구조물 조건 (μ, T_1)에 따라 각종 평균오차를 정리한 것으로 구조물 조건이 $\mu=2$, $T_1=2.0$일 때 가장 큰 오차를 나타내며, $\mu=2$, $T_1=0.8$, $\mu=4$, $T_1=0.3$, $\mu=8$, $T_1=2.0$일 때 작은 오차를 보였다.

표 2의 세 가지 분류(SD, LD, FD)에 대한 오차의 특성은 LD 그룹의 지진기록에서 오차가 크고 FD에서는 작은 오차를 나타내고 있다. 또한 세 가지 지진기록의 분류에서 특성진동주기(Char. period)가 각각 길어질 때 오차가 작아지는 특성을 나타내었다.

5. 결론 및 추후연구과제

구조물의 내진성능을 평가하기 위해 본 연구에서 제시하고 있는 비선형 직접스펙트럼법은 기존의 약산적인 방법들의 단점인 반복적인 계산과정을 줄인 것으로써, 강성골격곡선으로부터 기본진동주기(T_1)와 비선형 유사항복가속도(A_{1y}/g)를 간단히 구하여, 추가적인 연산과정 없이 비선형 응답스펙트럼으로부터 비선형 최대응답을 직접 산정하는 것이다. 본 연구에서는 집중질량 다자유도계 모델에 대해 다양한 지진기록과 구조물

조건에 따른 비선형 직접스펙트럼법의 적용성과 신뢰성을 평균오차 관점에서 검토·연구한 결과, 다음과 같은 결론을 얻었다.

비선형 직접스펙트럼법을 지진기록에 따라 평균오차 특성을 살펴본 결과 대부분 단순평균은 5%이내, 절대평균은 15%이내, SRSS평균은 6%이내의 오차를 나타내었다. 특히 Eq1, Eq4, Eq5에서 다소 큰 오차가 발생되었으며, 특성진동주기(Char. period)가 길어질 때 오차가 작아지는 경향을 보였다. 구조물 조건(μ, T_1)에 따라서는 $\mu=2$, $T_1=2.0$에서 다소 큰 해석오차가 나타났고 나머지 조건에서는 절대평균 관점에서 13%이내, SRSS평균관점에서 6%이내의 평균오차 특성을 보였다.

비선형 직접스펙트럼법이 더욱 실용적이고 신뢰성 있는 방법으로 정착되기 위해서 이 방법을 여러 가지 구조물과 다양한 지진기록에 대해 적용하는 등 많은 연구가 뒷받침되어야 할 것으로 판단된다.

감사의 글

이 연구는 2000년도 한국과학재단 연구비 지원(과제번호:R05-2000-000-00366-0)에 의한 결과의 일부이며, 이에 감사 드립니다.

참 고 문 헌

1. Chopra, A. K. and Goel, R. K., "Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems," Report No. PEER-1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of Berkeley, Berkeley, 1999
2. Freeman, S. A., "Development and use of capacity spectrum method," Proceedings of 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, CD-ROM. Oakland, Calif. : EERI, 1998.
3. Paret, T. F., Sasaki, K. K., Eilbekc, D. H., and Freeman, S. A., "Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects," 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, 1996, Paper No. 966.
4. Bommer, J. J. and Elnashai, A. S., "Displacement spectra for seismic design," J. Earthquake Engng. 3, 1999, pp.1-32.
5. Applied Technology Council, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings," Report ATC-40. November, 1996
6. FEMA, "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings," Report No. FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., May 1997
7. 강병두, 김재웅, "내진성능평가를 위한 비선형 직접스펙트럼법의 특성", 한국지진공학회 논문집, 제6권 4호, 2002. 8, pp.65-73.
8. Chopra, A. K. and Goel, R. K., "A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation," Report No. PEER-2001/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of Berkeley, Berkeley, 2001
9. Chopra, A. K. "Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering," Prentice Hall: New Jersey, 2001
10. Li, Kang-Ning, "CANNY 99, 3-dimensional nonlinear static/dynamic structural analysis computer program- users manual," CANNY Structural Analysis, CANADA, 2000
11. FEMA, "Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings-Technical resources," Report No. FEMA-307, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 1998