

# 복합구조물에 대한 비선형 직접스펙트럼법의 신뢰성

## Reliability of Nonlinear Direct Spectrum Method with Mixed Building Structures

강 병 두\*                      김 재 웅\*\*  
Kang, Pyeong Doo              Kim, Jae Ung

### 국문요약

대부분의 구조물들은 강한 지진을 받을 경우, 비선형 거동의 변형이 예상된다. 구조물의 내진평가는 구조물에 가해진 지진력에 대한 변위요구와 같은 구조물의 성능평가를 필요로 한다. 여러 가지 비선형해석법 가운데 구조물의 내진역량을 계산하기 위한 가장 정확한 방법은 비선형 시각이력해석(NRHA)이긴 하나 많은 시간과 노력이 요구되고 있다. 따라서 구조물의 비선형 거동을 보다 간편하게 예측하기 위한 정확하고 실용적인 비선형 약산해석법에 관한 연구들이 활발히 진행되고 있다. 일부 약산적 방법 중 능력스펙트럼법(CSM)은 개념적으로는 간단하나 반복적인 계산과정과 함께 때로는 해가 없거나 중복적인 해를 갖는 약점을 갖고 있다. 본 연구에서는 강성골격곡선으로부터 산정한 구조물의 초기 탄성진동주기 T와 응답스펙트럼으로부터 산정한 비선형 유사가속도  $A_v/g$  및 연성비  $\mu$ 를 사용하여, 반복적인 계산과정 없이 복합구조물의 내진성능을 평가하는 비선형 직접스펙트럼법(NDSM)을 고려한다. 다양한 지진과 복합구조물에 대한 NDSM의 신뢰성과 실용성을 비선형 시각이력해석(NRHA) 결과와 비교함으로써 검토하였다.

주요어 : 복합구조물, 비선형 직접스펙트럼법, 비선형 정적해석, 비선형 동적해석, 등가단자유도계

### 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. The nonlinear response history analysis(NRHA) among various nonlinear analysis methods is the most accurate to compute seismic performance of structures, but it is time-consuming and necessitate more efforts. The nonlinear approximate methods, which is more practical and reliable tools for predicting seismic behavior of structures, are extensively studied. Among them, the capacity spectrum method(CSM) is conceptually simple, but the iterative procedure is time-consuming and may sometimes lead to no solution or multiple solutions. This paper considers a nonlinear direct spectrum method(NDSM) to evaluate seismic performance of mixed building structures without iterative computations, given dynamic property T from stiffness skeleton curve and nonlinear pseudo acceleration  $A_v/g$  and/or ductility ratio  $\mu$  from response spectrum. The nonlinear response history analysis has been performed and analyzed with various earthquakes for estimation of reliability and practicality of NDSM with mixed building structures.

**Key words** : mixed building structures, nonlinear direct spectrum method(NDSM), pushover analysis, nonlinear response history analysis(NRHA), equivalent single degree of freedom

## 1. 서 론

### 1.1 연구배경 및 목적

성능에 기초한 설계법(performance-based seismic design)에서는 비선형해석이 필수적이며, 구조물의 성능평가를 위한 해석법 가운데 가장 정확한 것은 직접적분법에 의한 비선형 시각이력해석(nonlinear response history analysis; NRHA)이지만, 실용성과 단순성의 측면에서 약산적인 해석법들<sup>(1)-(4)</sup>이 요구된다. 대표적인 약산 방법들로는 능력스펙트럼법(ATC-40)<sup>(5)</sup>, 변위계수법(FEMA-273)<sup>(6)</sup> 등이 있으며, 그 중 ATC-40은 선형 요구스펙트럼과 유효감쇠를 사용하여 등가선형 요구스펙트럼으로의 변환과 반복 계산과정으로 간단하게 구조물의 성능을 평가하는 것이나, 그 결과가 부정확한 경우<sup>(1)</sup>가 많다. 이와 같은 등가선형 요구스펙트럼 대신 비선형 요구스펙트럼을 사용하는 방법들에 대한 연구들<sup>(7)-(9)</sup>이

진행되어 계산과정이 대폭 줄어들기는 하나 아직도 다소의 연산과정이 요구된다.

그 중에서 비선형 직접스펙트럼법(nonlinear direct spectrum method; NDSM)은 pushover곡선으로부터 구조물의 비선형 항복강도와 진동주기를 구한 다음, 일련의 계산과정을 거치지 않고 직접적으로 구조물의 비선형 최대응답을 구할 수 있는 방법이다. 본 연구에서는 다양한 지진기록과 복합구조물에 대하여 NDSM의 신뢰성과 실용성을 평가하고자 한다.

### 1.2 연구방법 및 내용

NDSM의 신뢰성과 실용성을 검토하기 위한 해석모델로는 상부벽식-하부골조의 3차원 복합구조물로서 상부벽식은 16개 층, 하부골조는 3개 층이다.

NDSM의 전개과정을 요약하면 다음과 같다. Pushover해석의 목표변위는 약산적인 방법들<sup>(5),(6)</sup>로부터 산정될 수 있으나 보다 정확한 NDSM의 평가를 위해 NRHA를 수행하여 발생된 최대변위를 pushover 해석의 목표변위로 가정한다. 가정된 목표변위까지 pushover 해석을 수행하여 밀면전단력

\* 정회원 · 거창전문대학 건축과 조교수, 공학박사(대표저자 : pdkang@kc.ac.kr)

\*\* 동아대학교 건축학부 교수, 공학박사

본 논문에 대한 토의를 2003년 6월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다. (논문접수일 : 2003. 2. 17 / 심사종료일 : 2003. 3. 17)

-최상층변위의 pushover 곡선을 작성한다. 실제 pushover 곡선을 이선형(bi-linear)의 pushover 곡선으로 이상화<sup>(5),(6)</sup>하여 항복밀면전단력, 최상층항복변위 및 항복후강성계수를 얻게된다.

이와 같이 산정된 계수들은 변수변환을 통해 등가단자유도계(equivalent single degree of freedom; ESDF)에 대한 비선형 유사가속도-최대변위(A-D)곡선이 결정된다. 이 곡선으로부터 ESDF의 기본진동주기(T)와 유사항복가속도(A<sub>y</sub>/g)를 산정한다. 그리고 각 지진기록에 대한 비선형 가속도응답스펙트럼(A<sub>y</sub>/g-T)으로부터 연성비(μ)를 결정하고 ESDF에 대한 비선형 최대변위(D<sub>o</sub>)를 산정한 후 기본모드의 모드참여계수(Γ<sub>1</sub>)를 이용하여 복합구조물의 비선형 최대응답(u<sub>no,NDSM</sub>)을 추정한다. 비선형 가속도응답스펙트럼을 결정하기 위해 사용된 프로그램은 USEE<sup>(10)</sup>이고, 비선형 해석에 사용된 프로그램은 CANNY<sup>(11)</sup>이다.

NDSM을 적용하기 위해 기본모드를 바탕으로 여러 가지 변수들을 결정하였고, 구조물에 대한 pushover 해석시 작용수평하중의 분포도 기본모드에 근거한 수평 층지진력의 분포 s<sub>1</sub><sup>\*</sup>을 사용하였다. 동적해석의 감쇠로는 Rayleigh 감쇠를 사용하였으며, 강성변화의 영향을 받지 않는 것으로 가정하였다. 또한 입력지진동으로는 모두 18가지의 지진기록<sup>(12)</sup>을 고려하였고, 적분시간 간격은 0.005sec 이하가 되도록 하였다.

이와 같은 조건과 방법에 따라 복합구조물을 해석모델로 선정하여 다양한 지진기록에 대한 구조물의 각종 진동주기와 NDSM과 NRHA의 응답오차를 통해 NDSM의 신뢰성과 실용성을 평가하였다.

## 2. 비연립 모드해석법

### 2.1 운동방정식

지진하중을 받는 비선형(강성)구조물의 거동에 대한 비연립 모드해석법(uncoupled modal response history analysis; UMRHA)의 운동방정식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

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

여기서,

- m** : 구조물의 질량행렬(N×N)
- c** : 구조물의 감쇠행렬(N×N)
- f<sub>s</sub>** : 저항력 벡터(N×1)
- u** : 변위벡터
- u̇** : 속도벡터
- ü** : 가속도벡터
- s** : 공간분포벡터
- p(t)** : 외력
- N** : 전체 자유도수

방정식에서 진한 글자체의 기호는 벡터(vector) 또는 행렬(matrix)을 의미한다.

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

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

$$\boldsymbol{\iota}^T = (\iota_1, \dots, \iota_N) \quad (3)$$

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

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n}, \quad L_n = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{m} \boldsymbol{\iota}, \quad M_n = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{m} \boldsymbol{\phi}_n \quad (5)$$

여기서,

- ι** : 영향벡터
- ü<sub>g</sub>(t)** : 입력지진동
- s<sub>n</sub>** : n 차모드의 모드공간분포벡터
- φ<sub>n</sub>** : n 차모드벡터

선형계와 마찬가지로 식 (1)의 해를 n(1~N)차모드응답의 중첩으로 가정<sup>(13)</sup>할 때, n 차모드응답은

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

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

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

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

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

여기서,

- u<sub>n</sub>(t)** : n 차모드의 변위벡터
- q<sub>n</sub>(t)** : n 차모드의 모드좌표
- ω<sub>n</sub>** : n 차모드에서 선형계의 고유진동수
- ζ<sub>n</sub>** : n 차모드에서 선형계의 감쇠비

식 (8)은 식 (10)의 변환을 거쳐 n 차모드방정식 (11)이 되며, 식 (11)은 식 (8)과 같은 n 차모드 단자유도(SDF)에 상응하는 등가진동계(ESDF)의 운동방정식이 얻어진다.

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (10)$$

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

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

비선형 시스템의 경우 식 (8)은 각 모드들의 상호간섭 및 강성변화로 인해 서로 연계되어 더 이상 모드해석을 수행할 수 없다. 하지만 선형 시스템에서  $n$  차모드를 제외한 나머지 모드에서는  $q_r(t) = 0 (r \neq n)$ 이라는 성격을 감안하여 Chopra 등<sup>(13)</sup>은 비선형 시스템에서도  $n$  차모드가 지배적이고, 나머지 모드들의 기여정도가 현저히 낮을 때 식 (8)은 다른 모드와 분리될 수 있음을 제안하였다. 이것에 근거하여 식 (8)에서 원래는  $P_{sn}(q_1, \dots, q_n, \dots, q_N)$ 이지만 약산적으로 식 (9)와 같은 하나의 모드좌표  $q_n(t)$ 만의 함수인  $P_{sn}(q_n)$ 으로 가정할 때,  $N$ 개 방정식들의 연계를 무시할 수 있으며 Chopra 등은 이러한 해석법을 UMRHA<sup>(13)</sup>라 하였다.

이와 같이 비선형 시스템의 방정식이 각 모드별로 분리될 수 있다는 가정을 따른다면, 식 (6)과 같은  $N$ 차의 연립2계 미분방정식(coupled, MDF) 대신에 식 (8), 식 (11)과 같은  $N$ 개의 독립된 2계 미분방정식(uncoupled; SDF)의 해를 중첩하여 구할 수 있다. 따라서 식 (11)은 변위  $D_n(t)$ 는 단위 질량과  $n$  차모드에서의 다자유도계의 선형 진동특성( $\omega_n, \zeta_n$ )을 갖는 진동계에 동적외력  $-\ddot{u}_g(t)$ 이 가해질 때의 응답이 된다.  $D_n(t)$ 는 단자유도계의 비선형 시각이력해석법으로 구할 수 있고,  $D_n(t)$ 의 최대값  $D_o$ 도 비선형 응답(혹은 설계) 스펙트럼으로부터 간단히 산정할 수 있다.

2.2  $n$  차모드 변위

ESDF의 응답  $D_n(t)$ 로부터 UMRHA에 따른  $n$  차모드의 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,  $\Gamma_n$ )와 MDF

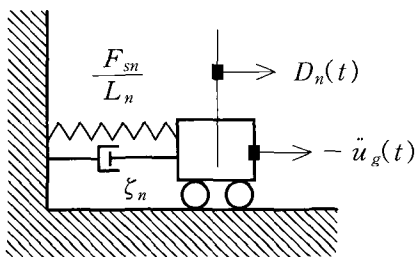
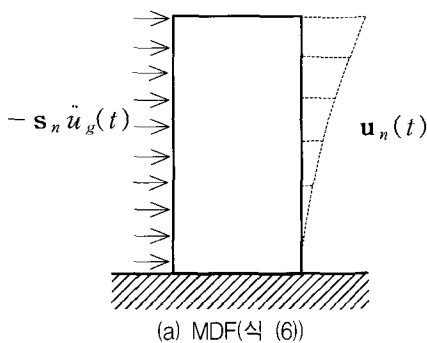


그림 1  $n$  차모드 응답해석모델

모드형상(상수벡터,  $\boldsymbol{\phi}_n$ ) 및 ESDF변위(시간함수스칼라,  $D_n(t)$ )의 곱이 된다. 결국 그림 1(a)의  $-\mathbf{s}_n \ddot{u}_g(t)$ 에 대한 MDF의 변위는 그림 1(b)의  $-\ddot{u}_g(t)$ 에 대한 ESDF의 응답  $D_n(t)$ 로부터 구해짐을 알 수 있다.

2.3  $n$  차모드 응답

정적상태의  $n$  차모드를 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,  $n$  차모드 등가항력을 구하면

$$\mathbf{f}_n(t) = \mathbf{f}_s = \mathbf{s}_n \frac{F_{sn}}{L_n} \tag{14}$$

이 되며, 식 (14)는 MDF공간분포(상수벡터,  $\mathbf{s}_n$ )와 ESDF저항력(시간함수스칼라,  $F_{sn}/L_n$ )의 곱이 된다.

결국  $n$  차모드 응답은 그림 2에 나타난 것처럼 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$r_n(t) = r_n^{st} \frac{F_{sn}}{L_n} \tag{15}$$

식 (15)의 우변은  $\mathbf{s}_n$ 에 대한 MDF정적응답(그림 2(b))과  $-\ddot{u}_g(t)$ 에 대한 ESDF저항력(시간함수스칼라, 그림 2(c))의 곱이 되며, 저항력  $F_{sn}/L_n = A_n(t)$ 를  $n$  차모드 유사가 속도라 하고, 선형인 경우에는  $A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t)$ 이 된다.

2.4 강성골격곡선

위와 같은 UMRHA에 의한 응답  $\mathbf{u}_n(t)$  또는  $r_n(t)$  산정에서는,  $\mathbf{s}_n$ 에 대한 MDF정적응답  $r_n^{st}$ 와 함께, ESDF의 변위

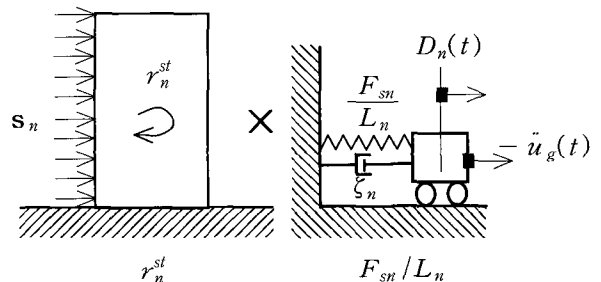
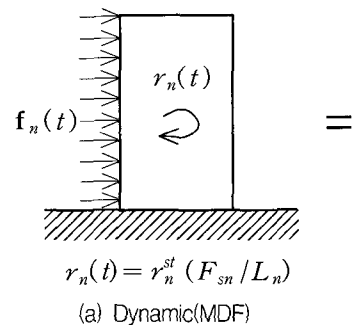


그림 2 UMRHA 과정

$D_n(t)$  또는 저항력(유사가속도)  $F_{sn}/L_n (= A_n(t))$ 가 필요하다. 식 (11)에서의  $D_n(t)$ 를 구하기 위해서는 그림 3과 같은  $n$  차모드 ESDF의 비선형 강성골격곡선  $F_{sn}/L_n - D_n$ 이 요구되며, 이것은 아래와 같은 pushover 해석으로부터 구해질 수 있다.

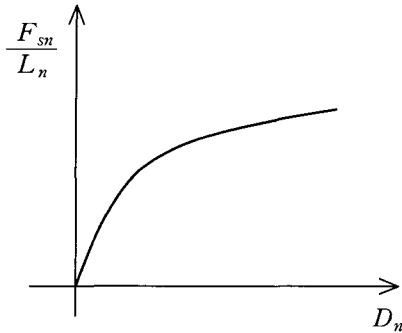


그림 3 강성골격곡선(  $F_{sn}/L_n - D_n$  )

우선 pushover 해석의 외력분포로는, 비선형 변위  $\mathbf{u}_n (= \Gamma_n \phi_n D_n)$ 의 분포벡터  $\phi_n$ 에 비례하는 변위를 일으키는 외력이 필요하며, 선형의 경우 외력  $\mathbf{s}_n^* (= \mathbf{m} \phi_n)$ 가 작용할 때의 변위  $\mathbf{u}_n$ 이  $\phi_n$ 에 비례함을 감안하여, 비선형에서도 외력분포를  $\mathbf{s}_n^*$ 로 가정하기로 한다. 이 외력분포에 대하여 크기를 증가시키면서 전체 구조물을 pushover 해석하면 밀면전단력-최상층변위관계(  $V_{bn} - u_{rn}$  )가 얻어진다. Pushover 해석에 필요한 목표변위(target displacement)는 시행착오적으로 구할 수 있다. 즉, 초기에 가정된 최대변위  $D_{no}$ 에 따라  $u_{rno} = \Gamma_n \phi_{rn} D_{no}$ 를 목표변위로 하여  $V_{bn} - u_{rn}$ 과  $F_{sn}/L_n - D_n$ 이 구해지면, 식 (11)에 대한 시각이력해석이나 비선형 스펙트럼을 사용하여  $D_{no}(= |D_n(t)|_{\max})$ 을 구할 수 있고, 이 값이 초기 가정치와 오차범위에 들 때까지 반복한다. 본 연구에서는 보다 정확한 NDSM의 평가를 위해 NRHA를 수행하여 발생된 최대변위를 pushover 해석의 목표변위로 가정하였다.

밀면전단력  $V_{bn}$ 과 최상층변위  $u_{rn}$ 는 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$V_{bn} = M_n^* \frac{F_{sn}}{L_n} \quad (16)$$

$$u_{rn} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n \quad (17)$$

여기서,  $M_n^* = \Gamma_n L_n$ 이고,  $\phi_{rn}$ 은  $n$  차모드벡터의  $r$ 층 요소를 나타낸다. 위로부터  $F_{sn}/L_n (= A_n)$ 과  $D_n$ 을 구하면,

$$\frac{F_{sn}}{L_n} = \frac{V_{bn}}{M_n^*} \quad (18)$$

$$D_n = \frac{u_{rn}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (19)$$

이므로,  $V_{bn} - u_{rn}$ 곡선(pushover 곡선)으로부터  $F_{sn}/L_n - D_n$

강성골격곡선을 구할 수 있다. 이선형으로 이상화<sup>(6)</sup>된  $F_{sn}/L_n - D_n$  또는  $A_n - D_n$ 강성골격곡선의 예를 나타내면 그림 4와 같다. 그림에서  $A_{ny}$ ,  $D_{ny}$ 는 각각  $A_n$ ,  $D_n$ 의 항복값이며 초기선형 구간 내에서의 기울기는

$$\omega_n^2 = \frac{A_{ny}}{D_{ny}} = \left( \frac{2\pi}{T_n} \right)^2 \quad (20)$$

로서 진동수제공을 의미하며, 식 (20)의  $T_n$ 은  $n$ 차 (선형) 진동주기가 된다. 또한 그림의  $\beta_n$ 은 항복후강성비를 나타낸다.

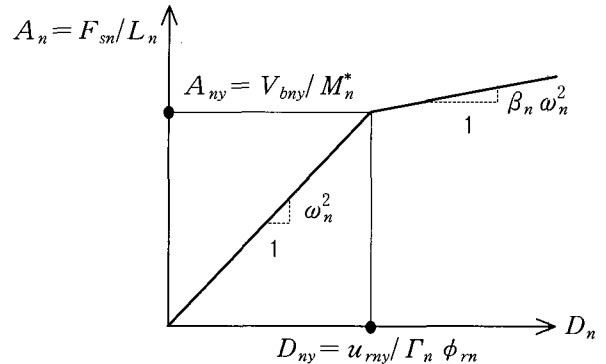


그림 4  $n$  차 이선형 강성골격곡선(  $F_{sn}/L_n - D_n$  )

위와 같이 구해진 강성골격곡선  $F_{sn}/L_n - D_n$ 에 대하여 ESDF를 비선형해석하여 변위  $D_n(t)$  또는 유사가속도  $A_n(t) (= F_{sn}/L_n)$ 를 산정하면, 식 (13) 또는 식 (15)에 따라  $\mathbf{u}_n(t)$ 와  $r_n(t)$ 를 구할 수 있다.

### 2.5 전체응답

위에서 구한  $n$  차모드 응답들을 중첩하면 전체응답이 구해질 수 있다.

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{u}_n(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (21)$$

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = \sum_{n=1}^N r_n^s A_n(t) \quad (22)$$

## 3. 비선형 직접스펙트럼법

UMRHA(2장)의 특성과 장단점을 토대로 구조물의 기본 모드( $n=1$ )만을 고려하여, 보다 간단하게 직접 비선형 최대 응답을 구하려는 약산적인 방법이 비선형 직접스펙트럼법(NDSM)의 기본 개념이다. 앞으로의 전개에서 일부 응답의 최대치는 아래첨자 0로 표기하기로 한다.

### 3.1 기본모드의 최대응답

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

$$\mathbf{u}_{1o} = \Gamma_1 \phi_1 D_{1o} \quad (23)$$

여기서,

$\mathbf{u}_{1o} = | \mathbf{u}_{1UMRHA}(t) |_{\max}$  : 기본모드의 최대응답

$D_{1o} = | D_1(t) |_{\max}$  : 기본모드 ESDF의 최대응답

### 3.2 기본모드의 ESDF 최대응답

#### 3.2.1 Pushover 해석(MDF)

식 (23)의 응답  $D_{1o}$ 를 구하기 위해서는 기본모드 ESDF (식 (11))에 대한 강성골격곡선  $F_{s1}/L_1$ 이 요구된다. 강성골격곡선은 pushover 해석을 수행하여 구조물의 밀면전단력과 최상층변위의 관계인 pushover 곡선으로부터 구해지는 것으로서 능력곡선(capacity curve)이라고도 한다.

Pushover 해석은 작용수평하중의 분포를 고정된 형태로 계속 증가시켜 구조물을 비선형해석하는 것으로서 구조물에 대한 수평 층지진력의 분포는 기본모드를 고려하여 가정하였다. 즉 횡력의 분포를 기본모드 공간분포벡터  $\mathbf{s}_1^*$ 로 가정하고 그 크기를 점진적으로 증가시키면서 pushover 해석을 수행하였다.

이와 같은 가정을 바탕으로 그림 5와 같은 구조물에 대한 pushover 해석 결과를 밀면전단력  $V_{b1}$ 과 최상층변위  $u_{r1}$ 의 관계를 이선형으로 단순화하여 나타내면 그림 6과 같은  $V_{b1}-u_{r1}$ 곡선(pushover 곡선)이 된다. 일반적으로 초기 선형 범위를 넘어서면 이 곡선의 기울기가 급격히 감소하면서 항복현상이 나타난다.

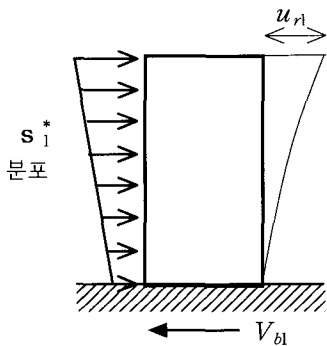


그림 5 비선형 pushover 해석

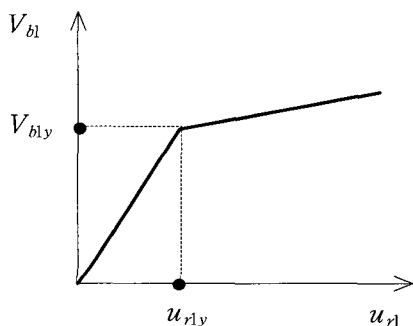


그림 6 Pushover 곡선(  $V_{b1} - u_{r1}$  )

#### 3.2.2 강성골격곡선(ESDF)

위에서 구한 구조물의 pushover 곡선 ( $V_{b1} - u_{r1}$ )은 아래와 같은 변수변환을 통해 그림 7과 같은 1차 ESDF에 대한 강성골격곡선( $F_{s1}/L_1 - D_1$ ) 또는 능력곡선이 얻어질 수 있다.

$$A_{1y} = \frac{F_{s1y}}{L_1} = \frac{V_{b1y}}{M_1^*}, \quad D_{1y} = \frac{u_{r1y}}{\Gamma_1 \phi_{r1}} \quad (24)$$

$$A_{1y} = \frac{F_{s1y}}{L_1} = \frac{V_{b1y}}{M_1^*}, \quad D_{1y} = \frac{u_{r1y}}{\Gamma_1 \phi_{r1}} \quad (25)$$

여기서,

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

$D_1$  : 기본모드 최대변위

$\phi_{r1}$  : 기본모드벡터의 최상층(roof 층) 요소

$M_1^*$  : 기본모드 유효질량( =  $\Gamma_1 L_1$  )

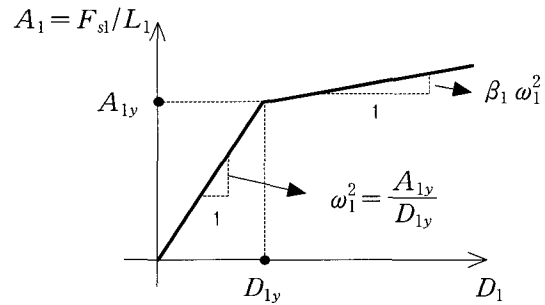


그림 7 1차 강성골격곡선(  $F_{s1}/L_1 - D_1$  )

그림 7에서  $\beta_1$ 은 1차 항복후강성비를 나타낸다. 또한  $\omega_1^2$ 은 곡선의 초기 기울기로서 기본모드 진동수의 제곱이므로, ESDF 시스템의 선형 기본진동주기  $T_1$ 는 다음과 같이 추정될 수 있다.

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 2\pi \left( \frac{D_{1y}}{A_{1y}} \right)^{1/2} \quad (26)$$

#### 3.2.3 응답스펙트럼(ESDF)

지진동에 대한 비선형 가속도응답스펙트럼을 constant  $\mu - A_y/g - T$ 로 나타내면 그림 8과 같고, 임의의  $A_{1y}/g$  ( =  $A_y/g$  )와  $T_1$  ( =  $T$  )에 대한 연성비  $\mu$ 를 구할 수 있다.

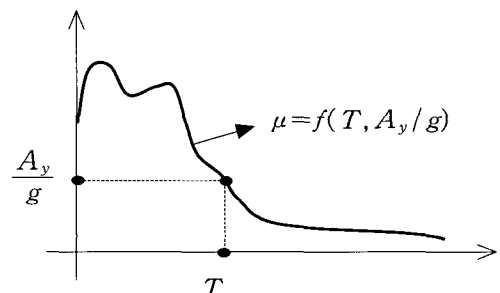


그림 8 비선형 응답스펙트럼(Constant  $\mu - A_y/g - T$ )

### 3.2.4 최대응답(ESDF)

ESDF에 대한 강성골격곡선(그림 7)로부터  $A_{1y}/g$ 와  $T_1$ 이 얻어지면, 비선형 응답스펙트럼(그림 8)로부터 연성비  $\mu$ 가 구해지므로 ESDF의 비선형 최대변위  $D_{1o}$ 는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$D_{1o} = \mu D_{1y} = \mu \left( \frac{A_{1y}}{\omega_1^2} \right) = \mu \left( \frac{A_{1y}}{g} \right) \left( \frac{T_1}{2\pi} \right)^2 g \quad (27)$$

### 3.3 비선형 최대응답(MDF)

기본모드만을 고려할 때 실제구조물 MDF의 최상층(roof) 비선형 최대응답  $u_{ro, NDSM}$ (그림 9)은 식 (23)에 따라 다음과 같이 추정할 수 있으며, 이를 NRHA 응답결과인 최상층 최대변위  $u_{ro, NRHA}$ 와 비교·검토하기로 한다.

$$u_{ro, NDSM} = \Gamma_1 \phi_{r1} D_{1o} \quad (28)$$

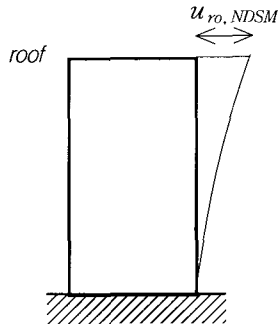


그림 9 NDSM에 의한 최상층변위(  $u_{ro, NDSM}$  )

## 4. 해석모델 및 고찰

### 4.1 비선형해석

#### 4.1.1 기본가정

Pushover 해석 및 비선형 동적해석은 CANNY<sup>(11)</sup>를 사용하여 수행하기로 한다. NDSM의 신뢰성과 실용성을 평가하기 위한 모델은 3차원 복합구조물(하부골조+상부벽식)로써 해석모델은 기초 위에 고정되고, 구조물의 자중은 비선형해석을 수행하기 전에 초기하중으로 작용시켜 P- $\Delta$ 효과를 고려하였다.

#### 4.1.2 골격곡선 및 이력곡선

비선형해석에서 사용한 골격곡선(skeleton curve)으로는 휨변형에 대해서는 이선형(bi-linear), 전단변형은 삼선형(tri-linear)이며, 축변형은 선형 모델의 골격곡선을 사용하였다.

휨변형에 대한 항복후강성계수는 철근콘크리트 부재의 휨이론을 적용하여 계산하였으며, 전단변형의 균열후강성계수와 항복후강성계수를 산정하기 위한 전단항복점에서의 할선강성비는 기존 연구자료에 따라 초기선형강성의 0.16으로,

전단항복후의 강성은 초기선형강성의 0.001로 가정<sup>(14)</sup>하였다. 보, 기둥, 전단벽의 전단변형을 표현하기 위한 이력곡선(hysteresis rule)은 origin-oriented 모델<sup>(11)</sup>에 따라 균열강도 및 항복강도를 가정하였고 보, 기둥, 전단벽의 휨변형에 대해서는 수정 Clough 모델<sup>(11)</sup> 이력곡선을 갖도록 제반계수 값을 설정하였다.

#### 4.1.3 Pushover 해석

Pushover 해석시 작용수평하중 분포는 기본모드의 공간분포벡터  $s_1^*$ 로 가정하였으며, 해석에서 하중 증분은 각 층의 강성변화가 급격히 일어나지 않도록 수평력의 크기 단계별로 증분량을 조절하면서 증가시켰다.

일반 구조물에 대한 pushover 곡선은 그림 6과 같은 이선형(bi-linear)이 아니므로 NDSM을 적용하기 위해서는 pushover 곡선을 이선형으로 이상화할 필요가 있으므로 FEMA-273 등<sup>(5),(6)</sup>에 따라 다음과 같이 수행하기로 한다.

Pushover 해석의 목표변위를 정하는 방법은 여러 가지가 있으나, 본 논문의 성격상 비선형 시각이력의 최대변위  $|u_r(t)|_{\max} (= u_{ro, NRHA})$ 를 목표변위( $u_t$ )로 가정한다.

Pushover 해석으로부터 pushover 곡선( $V_{bl} - u_{r1}$ 곡선)이 얻어지면, 그림 10에서와 같이 면적  $A_1$ 과 면적  $A_2$ 가 같고,  $p_2$ 의 y 축의 값이 항복밀면전단력  $V_{bly}$ 의 60%가 되는  $p_2$ 와  $p_3$ 를 찾아, 곡선을 이상화된 이선형(bi-linear)을 완성한다.  $p_1$ 과  $p_2$ 를 연결하는 직선과  $p_3$ 와  $p_4$ 를 연결하는 직선을 연장하여  $p_5$ 를 산정하고,  $p_5$ 의 값이 항복밀면전단력( $V_{bly}$ )과 최상층항복변위( $u_{r1y}$ )가 된다. 또한 그림 10으로부터 유효강성계수  $k_e$ 와 항복후강성계수  $\beta_1$ 를 산정할 수 있다.

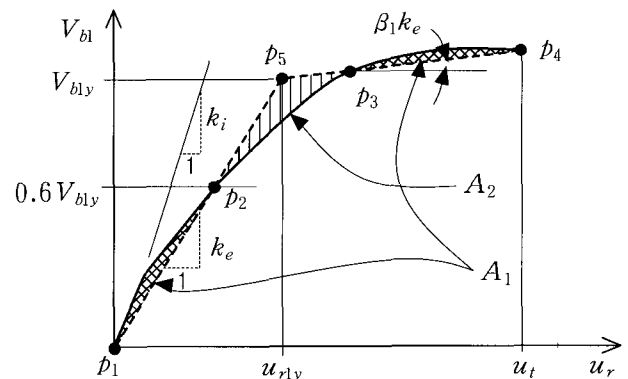


그림 10 이상화된 이선형 pushover 곡선

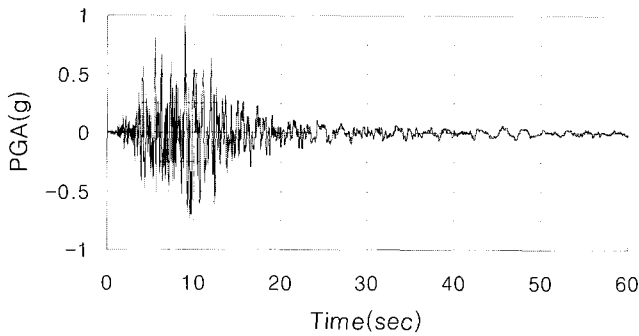
#### 4.1.4 비선형 시각이력해석(NRHA)

NRHA에서 운동방정식을 풀기 위한 수치적분법으로는 Newmark  $\beta$  법( $\beta=0.25, \gamma=0.5$ )을 사용하였고, 감쇠로는 Rayleigh 감쇠를 사용하여 해석을 수행하였으며, 감쇠계수를 구하기 위한 감쇠비는 5%로 가정하였다.

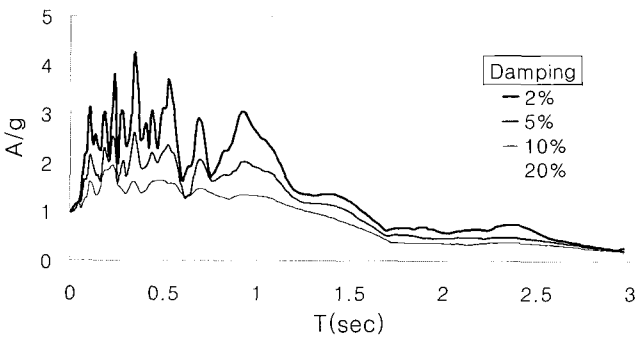
NRHA에 사용된 입력지진동은 표 1과 같이 short duration(SD), long duration(LD) 및 forward directive(FD) 3가지 분류에 각 6가지로 FEMA-307(1999)<sup>(12)</sup>에서 사용되었던 것을

선택하였다. 각 지진기록에 관련된 특성주기(characteristic period)는 18가지 지진기록에 대해 0.2초에서 2.0초까지이고, 구조물의 선형탄성 이후의 거동을 살펴보기 위해 최대지반 가속도(PGA)는 1g가 되도록 조정되었다. 입력된 지진이력 데이터에 대한 적분시간 간격은 모두 0.005sec 이하가 되도록 하였다.

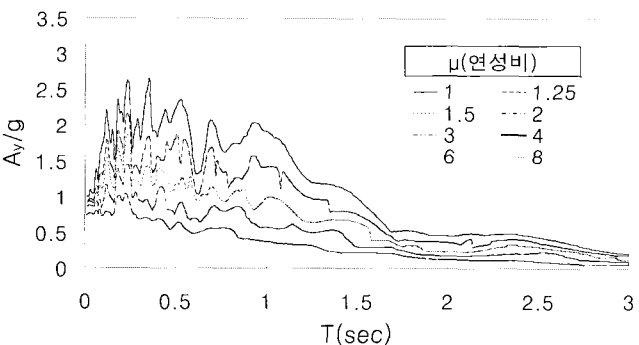
NDSM에 사용될 응답스펙트럼은 입력지진동의 각각에 대해 감쇠비 5%와  $\beta_1$ (그림 10과 같은 절차에 따라 산정)에 대하여 작성하였다.<sup>(10)</sup> 그림 11은 표 1의 지진기록 중 대표적인 Eq5에 대한 시각이력, 가속도에 대한 선형 및 비선형 스펙트럼을 나타낸 것이다.



(a) 시각이력



(b) 선형 스펙트럼



(c) 비선형 스펙트럼 ( $\zeta=5\%$ ,  $\beta_1=0.24$ )

그림 11 지진이력 Eq5 특성

#### 4.2 해석모델

NDSM의 적용성을 평가하기 위한 모델은 하부골조 3개 층, 상부벽식 16개 층으로 전체층수가 19층인 복합구조물을 선정하였으며, 모델조건은 그림 12와 같다.<sup>(15)</sup> 대표적인 부재 크기 중, 보(G1, G2)는 400×600, 전이보(TG1)는 550×1500,

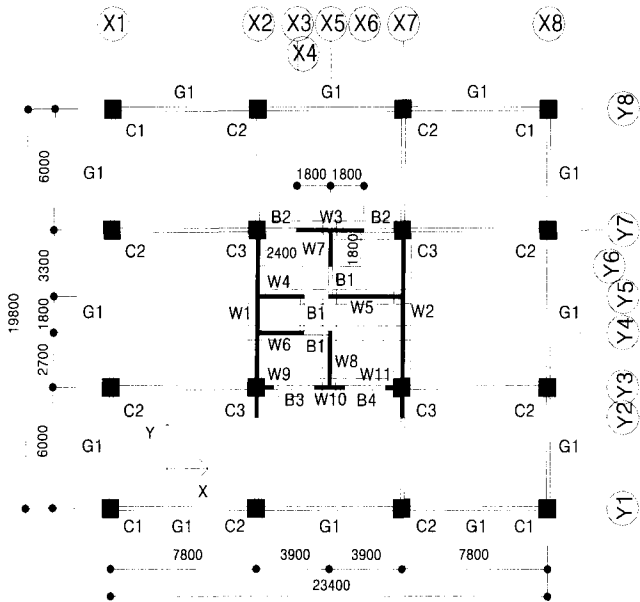
표 1 지진기록

Eq. No.	Earthquake date	Mag.	Station	Char. period(sec)
Short Duration(SD)				
Eq1	Whittier Narrows 1 Oct 87	$M_L=6.1$	Mount Wilson Caltech Seismic Station	0.20
Eq2	Big Bear 28 Jun 92	$M_S=6.6$	Civic Center Grounds	0.40
Eq3	Spitak 7 Dec 88	$M_S=6.9$	Gukasyan, America	0.55
Eq4	Loma Prieta 17 Oct 89	$M_S=7.1$	Corralitos Eureka Canyon Rd.	0.85
Eq5	Northridge 17 Jan 94	$M_W=6.7$	Century City	1.00
Eq6	Imperial Valley 15 Oct 79	$M_L=6.6$	Array #7-14	1.20
Long duration(LD)				
Eq7	Central Chile 3 Mar 85	$M_S=7.8$	Llolleo-Basement of 1-Story Building	0.30
Eq8	Central Chile 3 Mar 85	$M_S=7.8$	Valparaiso University of Santa Maria	0.55
Eq9	Imperial Valley 18 May 40	$M_L=6.3$	El Centro Irrigation District	0.65
Eq10	Tabas 16 Sep 78	$M_L=7.1$	Tabas	0.80
Eq11	Landers 28 Jun 92	$M=7.5$	Joshua Tree	1.30
Eq12	Michoacan 19 Sep 85	$M_S=8.1$	SCT1-Secretary of Communication and Transportation	2.00
Forward directivity(FD)				
Eq13	Landers 28 Jun 92	$M_S=7.5$	Lucerne	0.20
Eq14	Imperial Valley 15 Oct 79	$M_L=6.6$	Brawley Municipal Airport	0.35
Eq15	Loma Prieta 17 Oct 89	$M_S=7.1$	Saratoga Aloha Avenue	0.40
Eq16	Northridge 17 Jan 94	$M_W=6.7$	Newhall LA County Fire Station	0.80
Eq17	Northridge 17 Jan 94	$M_W=6.7$	Sylmar County Hospital Parking Lot	0.90
Eq18	Hyogo-Ken Nambu 17 Jan 95	$M_L=7.2$	Takatori-kisu	1.40

외부기둥(C1, C2)은 600×600, 내부기둥(C3)은 1000×1000, 외벽(W1, W2)은 200, 그 외의 벽체는 180이며, 단위는 mm이다. 부재설계용 하중은 국내 하중기준 2000<sup>(16)</sup>을 따랐다.

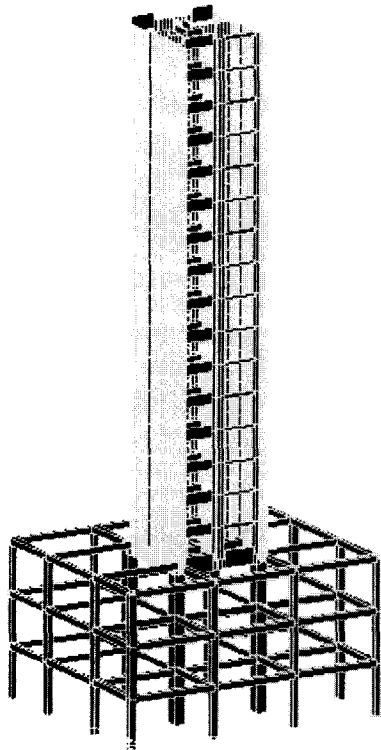
#### 4.3 해석결과 및 고찰

표 2는 다양한 해석방법에 대한 기본진동주기를 나타낸 것으로서 표에서 Midas와 CANNY의 no initial load에 의한 기본진동주기는 거의 일치하며, 또한 CANNY의 initial load와 18가지 입력지진동에 의한 NDSM의 평균 기본진동주기도



\* TG1 : Pit층의 모든 transfer girder, G2 : 하부골조의 표기 없는 모든 보

(a) 평면도



(b) 3차원 구조도

그림 12 해석모델

표 2 각종 기본진동주기

해석 방법	Midas	CANNY		NDSM에 의한 평균***
		No initial load*	Initial load**	
T(sec)	1.577	1.579	1.736	1.886

\* : 초기하중이 구조물에 가해지기 전, 선형탄성상태의 기본진동주기

\*\* : 초기하중이 구조물에 가해진 후, 증분(step-by-step) 해석을 하기 전의 기본진동주기

\*\*\* : 각 지진동에 대한 강성골격곡선(그림 7)으로부터 얻어진 기본진동주기들의 평균

거의 일치함을 알 수 있다. 전자는 CANNY의 해석모델링 방법의 타당성과 신뢰성이, 후자는 NDSM의 신뢰성이 있음을 간접적으로 보여주고 있다.

NDSM의 해석은 다음과 같이 수행되었다. 우선 NRHA의 해석결과인 최대변위를 pushover 해석의 목표변위로 가정하여, pushover 곡선( $V_{bi} - u_{r1}$  곡선)을 만든다. 실제 pushover 곡선을 이상화된 이선형의 pushover 곡선으로 변환하여 항복밀면전단력( $V_{bi,y}$ )과 최상층항복변위( $u_{r1,y}$ )를 얻는다. 그림 13은 Eq6에 대한 최대변위를 목표변위로 하여 이상과 같은 수행과정에 따라 산정된 예이다. 얻어진  $V_{bi,y}$ 와  $u_{r1,y}$ 를 식 (25), 식 (26)에 대입하여  $A_{1,y}/g$ 와  $T_1$ 이 구해지면, 해당되는 비선형 응답스펙트럼으로부터 연성비  $\mu$ 를 산정할 수 있다.

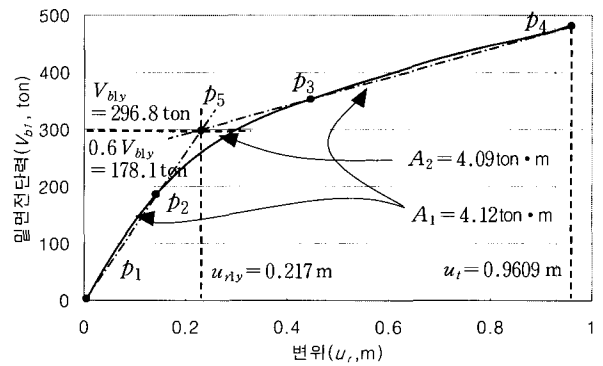


그림 13 이상화된 이선형 pushover 곡선의 실제(Eq6)

위와 같은 방법으로 다양한 지진기록에 대한 NDSM해석용 변수들을 구하고 식 (27)에 따라 ESDF의 비선형 최대변위  $D_{1o}$ 를 구하면 식 (28)로부터 MDF의 비선형 최대응답을 추정할 수 있다. 해석오차는 식 (29)로 산정하며, NDSM해석의 각종 변수, 최상층변위 및 해석오차를 나타내면 표 3과 같다. 또한 표의 오차를 그래프로 나타내면 그림 14와 같고, 표에서 해석모델의 최상층의 기본 고유모드  $\phi_{r1} = 1$ 이 되도록 정규화 했을 경우, 기본모드참여계수  $\Gamma_1 = 1.639$ 가 된다.

$$\text{오차(\%)} = \frac{(u_{ro, NRHA} - u_{ro, NDSM})}{u_{ro, NRHA}} \times 100 \quad (29)$$

여기서,

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

$u_{ro, NDSM}$  : NDSM에 의한 최상층의 최대변위

다양한 지진에 대한 표 3과 그림 14의 해석오차를 살펴보면 20% 미만인 13개, 20% 이상은 5개로 나타났다. 오차의 대부분이 음(-)의 값으로 나타났는데 이것은 NDSM의 최대변위가 NRHA보다 크게 산정됨을 의미한다. 표 1의 지진 분류형태에 따른 오차의 특성을 살펴보면, 전반적으로 SD에서 오차가 가장 작고 LD와 FD의 경우는 상대적으로 오차가 크게 나타났다. 이것은 LD의 경우 비선형응답 지속시간이 길



표 3 NDSM해석용 변수 및 해석결과

Eq. No.	$V_{0ly}$ (ton)	$U_{1ly}$ (m)	$A_{1ly/g}$	$T_1$ (sec)	$\mu$	$D_{10}$ (m)	$U_{0,NDSM}$ (m)	$U_{0,NRHA}$ (m)	오차 (%)
Eq1	71.7	0.050	0.036	1.858	1.00	0.031	0.0504	0.0503	-0.08
Eq2	189.8	0.145	0.095	1.938	1.00	0.088	0.1450	0.1451	0.07
Eq3	218.6	0.152	0.109	1.846	2.33	0.216	0.3533	0.3423	-3.21
Eq4	213.0	0.147	0.106	1.842	2.24	0.201	0.3288	0.3262	-0.81
Eq5	264.1	0.188	0.132	1.873	3.31	0.380	0.6229	0.5965	-4.43
Eq6	296.8	0.217	0.148	1.895	5.29	0.700	1.1479	0.9609	-19.46
Eq7	206.6	0.142	0.103	1.838	2.59	0.225	0.3684	0.3052	-20.71
Eq8	244.5	0.172	0.122	1.859	3.16	0.331	0.5430	0.4435	-22.43
Eq9	261.9	0.186	0.131	1.870	3.29	0.374	0.6134	0.5751	-6.67
Eq10	275.9	0.198	0.138	1.880	3.56	0.430	0.7052	0.6994	-0.83
Eq11	249.2	0.176	0.125	1.863	3.02	0.324	0.5308	0.4696	-13.04
Eq12	436.6	0.385	0.218	2.081	8.10	1.903	3.1189	2.6370	-18.27
Eq13	309.2	0.228	0.155	1.904	4.55	0.633	1.0376	1.1580	10.40
Eq14	284.8	0.206	0.142	1.885	4.43	0.556	0.9115	0.7967	-14.41
Eq15	269.1	0.193	0.134	1.876	3.66	0.430	0.7050	0.6360	-10.85
Eq16	295.6	0.216	0.148	1.894	5.27	0.693	1.1360	0.9381	-21.10
Eq17	279.8	0.202	0.140	1.883	4.52	0.556	0.9110	0.7390	-23.27
Eq18	237.8	0.167	0.119	1.856	3.50	0.356	0.5831	0.4086	-42.70

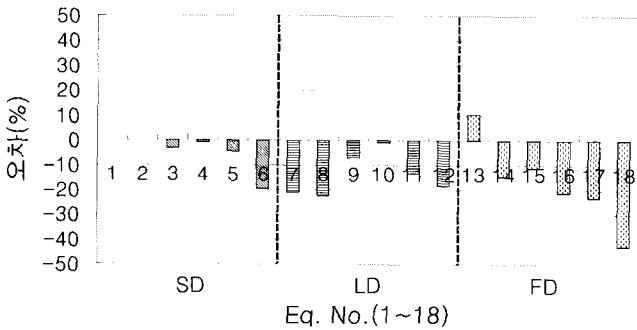


그림 14 NDSM의 오차(식 (29))

고 FD의 경우 단층파괴에너지가 크게 작용하여 비선형응답 오차도 그만큼 확대된 결과로 판단된다. 또한 SD와 FD군에서는 지진의 특성주기가 구조물의 기본진동주기에 근접할수록 응답오차도 커지는 반면, LD의 경우 특성주기가 작은 경우에도 오차가 증가하는 것으로 나타났다. 이러한 사실들로부터 NDSM은 비교적 지진이 약한 우리나라에서 SD계열 지진응답 산정에 적합한 것으로 판단된다.

결과적으로 NDSM은 일부 모델에서 다소 큰 오차를 보이는 하나, 최소한 예비해석 단계에서 구조물의 비선형 거동을 비교적 정확히 예측할 수 있는 실용적인 방법으로 사료된다.

### 5. 결 론

본 연구에서 제시하고 있는 비선형 직접스펙트럼법(NDSM)은 pushover 곡선으로부터 구한 등가단자유도계(ESDF)의 강성골격곡선과 응답스펙트럼을 이용하여 구조물의 비선형 최

대응답을 반복과정 없이 직접 산정하는 것이다. 이러한 NDSM의 신뢰성과 실용성을 평가하기 위해 복합구조물을 대상으로 다양한 지진기록에 대해 적용한 결과, 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) Pushover 해석에 의한 강성골격곡선으로부터 얻어진 기본진동주기가 정산해에 근접하므로 pushover 해석의 신뢰성을 확인할 수 있다.
- 2) NDSM에서는 강성골격곡선으로부터  $T_1$  와  $A_{1ly}/g$  가 간단히 구하면, 추가적 연산과정 없이 비선형 응답스펙트럼으로부터 비선형 최대응답을 직접 구할 수 있으므로 실용적인 방법으로 사료된다.
- 3) NDSM으로 산정된 비선형 최대응답을 비선형 시각이력 해석 응답과 비교한 결과, 일부 모델에서는 다소 큰 오차를 보이지만, 최소한 예비해석 단계에서 구조물의 비선형 거동을 예측할 수 있는 실용적인 방법으로 사료된다.
- 4) NDSM에 의한 최상층 최대변위 오차특성은 지진기록 분류상 SD에서 가장 작고 LD와 FD에서는 상대적으로 크게 나타났다. 또한 SD 및 FD에서 특성주기가 구조물의 진동주기에 근접할수록 오차가 커진다.
- 5) 다양한 지진기록에 따른 NDSM의 응답은 일반적으로 비선형 시각이력해석 응답보다 크게 산정되는 것으로 나타났다.

본 연구에서는 비선형 직접스펙트럼법의 신뢰성 검토를 위하여 복합구조물을 선정하였으나, 추후연구과제로써 기타 다양한 구조형식과 응답변수들의 확대와 함께, 능력스펙트럼법이나 등가단자유도해석 등과 같은 기준에 제시된 약산법들과의 비교검토가 이루어져야 할 것으로 사료된다.

### 감사의 글

이 논문은 2002학년도 동아대학교 학술연구비(공모과제) 지원에 의하여 연구되었음.

### 참고 문헌

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, p. 67.
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., Eilbeck, 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*, Vol. 3, 1999, pp. 1-32.
  5. Applied Technology Council, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings," Report ATC-40, 1996. 11, p. 319.
  6. FEMA, "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings," Report No. FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., May 1997, p. 439.
  7. Fajfar, P., "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 28, 1999, pp. 979-993.
  8. Reinhorn, A. M., "Inelastic analysis techniques in seismic evaluations," *Seismic design methodologies for the next generation of codes*, eds. P. Fajfar and H. Krawinkler, Rotterdam, Balkema, 1997, pp. 277-287.
  9. Vidic, T., Fajfar, P., and Fischinger, M., "Consistent inelastic design spectra : strength and displacement," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 23, 1994, pp. 502-521.
  10. Mehmet Inel, Bretz, E. M., Black, E. F., Aschheim, M. A., and Abrams, D. P., "USEE 2001: Utility software for earthquake engineering report and user's manual," *Civil and Environmental Engineering*, University of Illinois at Urbana-Campaign, Urbana, Illinois, 2001. 10, p. 88.
  11. Li, K. N., *CANNY 99, 3-dimensional nonlinear static/dynamic structural analysis computer program-users manual*, CANNY Structural Analysis, CANADA, program- users 2000, p. 215.
  12. FEMA, "Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings- Technical resources," Report No. FEMA-307, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 1998, p. 254.
  13. 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, p. 87.
  14. Otani, S. and Matsumori, T., "Correlation of damage and analysis: Experience from the 1995 Kobe Earthquake," *Proceedings of 7th International Conference on Computing in Civil and Building Engineering*, Seoul, Korea, 1997. 8, pp. 841-856.
  15. 강병두, 전대한, 김재웅, "입체 복합구조물의 하부골조 층수 변화에 따른 비선형 거동특성", 한국지진공학회 논문집, 제6권, 제1호, 2002. 2, pp. 55-62.
  16. 대한건축학회, 건축물 하중기준 및 해설, 태림문화사, 2000, p. 345.
  17. 강병두, 김재웅, "내진성능평가를 위한 비선형 직접스펙트럼법의 특성", 한국지진공학회 논문집, 제6권, 제4호, 2002. 8, pp. 65-73.
  18. 강병두, 박진화, 전대한, 김재웅, "복합구조물에 대한 비선형 직접스펙트럼법의 적용", 한국지진공학회발표 논문집, 제6권, 제2호, 2002. 9, pp. 258-265.