

무한요소를 이용한 지반 구조물 상호작용의 확률론적 해석

A Probabilistic Analysis of Soil-Structure Interaction Using Infinite
Elements

이 인 모
Lee, In-Mo*
노 한 성
No, Han-Sung**

Abstract

In this paper, uncertainties in dynamic soil structure interaction (SSI) of nuclear power plants subjected to seismic loading are studied considering the random characteristics of soils surrounding the structure. Firstly, sensitivity analysis is performed to study the effect of uncertain dynamic soil properties on the response of the structure. Secondly, to take into account the non-deterministic characteristics in analysis caused by random characteristics of the soil properties, Perturbation method and Rosenblueth's Two-point estimates were used for this study. The procedure is based on the complex response method which is constituted by a combined usage of conventional finite elements for the near field and infinite elements for the far field. Results of the sensitivity analysis show that dynamic soil properties greatly affect the response of the structure. Results of the probabilistic analysis show that the Two-point estimate method produces good agreements with the Perturbation method.

요 지

본 논문에서는 지진하중시에 원자력구조물에 발생하는 지반-원자력 구조물의 확률론적 동적상호작용에 대하여 연구하였다. 상호작용 해석에는 주파수 영역에서 해석하는 Complex Response Method를 사용하였으며, 지반의 Near Field 해석에는 유한요소법을 또한 Far Field의 고려에는 여러 전달 경계방법중 무한요소를 형성하여 해석을 수행하였다. 특히 구조물 하부의 지반의 무작위성을 고려하기 위하여 비확정론적 해석방법을 수행하였다. 지반의 계반 parameter들의 불확정성이 구조물의 거동에 미치는 영향을 조사하기 위하여 민감도 해석을 수행하였으며, 비확정론적 해석방법으로는 Perturbation 방법과 Rosenblueth의 Two-point Estimate 방법 각각을 이용하여 프로그램을 개발하였으며 두 방법의 결과에 대한 비교 검토를 하였다. 민감도 해석 결과 지반의 불확정성이 구조물의 거동에 상당히 큰 영향을 미치게 됨을 알 수 있었으며, 상기한 두 방법에 의한 예제해석 결과가 만족할 만큼 일치하는 결과를 보임을 알 수 있었다.

* 정회원, 고려대학교 공과대학 토목공학과 조교수

** 한국도로공사 도로연구소 연구원

용하였다.¹⁾

1. 서 론

지진이 발생하였을 때 원자력 구조물과 같은 대형구조물에 관한 최근의 연구^{2,5,6,7,10,12)}는 해석적인 방법에 있어서 많은 발전을 가져왔으며, 공학적 목적에 대하여 충분히 정확한 결과를 준다고 알려져 있다. 해석적인 방법에 있어서 입력지진은 결정론적 가속도 Time History 를 사용하고, 동적특성은 결정론적으로 가정하여 해석을 수행한다.

흙의 전단강도나 감쇄비와 같은 동적특성에 관하여 결정론적으로 사용하는 것은 상당히 합리적이지 못하다는 많은 보고가 있다. 따라서 보다 합리적인 가설로는 동적특성을 무작위 변수로써 보는 것이다. 이러한 불확정성을 원자력 구조물의 지진해석에 포함시키기 위하여 일반적으로 사용되는 방법은 다음의 3가지가 있다. 한 가지는 현장과 실험실에서 얻은 동적특성에 관하여 평균치나 그보다 안전한 값을 사용하는 것이고 다른 두가지 방법은 동적특성치의 상한과 하한에 대응하는 값을 사용하는 것이다. 이것은 토성의 불확정성에 대한 고려를 대략적으로 근사한 것이다. 이에 대하여 지반-구조물 상호작용 해석에 있어서 동적 전단계수와 감쇄비의 무작위성을 적절히 고려하는 확률론적인 방법을 사용하면 보다 합리적인 결과를 얻을 수 있을 것이다. 따라서 본 논문에서는 동적 토성치를 무작위 변수로 보고, 이러한 동적특성치의 불확정성을 원자력 구조물의 지진해석에 포함시키어 합리적인 결과를 얻도록 함에 그 목적이 있다.

본 논문에서는 동적 지반-구조물 상호작용 해석에서 전달경계의 한 방법으로 최근에 개발된 지반 외부영역의 강성과 발산감쇄를 효과적으로 표현할 수 있는 무한요소^{2,12)}를 사용하고, 이에 다 확률론적 방법인 Perturbation Method 를 적용하여 프로그램 PSSI 을 개발하였고, 이와 별도로 Rosenblueth 의 Two-point Estimate 방법을 적용하여 원자력 구조물에 대하여 해석을 수행하였고 두 방법에 의한 결과를 비교, 분석 하였다. 또한 입력지진 자료로는 최근에 발표된 한반도 지진의 특성을 고려한 인공 지진파를 사

2. 지반-구조물의 동적상호작용을 고려한 해석

2.1. 개 요

지진시 지반-구조물의 동적상호작용을 고려한 해석은 크게 완전 상호작용 해석과 이상화한 상호작용 해석으로 나뉘며, 주어진 지진 지반운동은 구조물이 존재하지 않을 경우에 지표에서 발생한 것으로 구조물의 동적거동을 구한다. 각 해석에 대하여 간략히 서술하면 다음과 같다.

가) 완전한 상호작용 해석

완전한 해석은 1) 깊이에 따른 토질특성의 변화 2) 흙의 비선형성 3) 문제의 3차원성 4) 지반운동을 발생시키는 파진파의 복잡한 형상 5) 인접 구조물과의 가능한 상호작용등을 고려해야 한다. 실제문제에 있어서 이러한 점들의 중요성은 널리 인식되어지고 있다. 그러나 위의 모든 영향들을 전부 고려하기 위해서 자세히 모형화하는 것은 매우 많은 컴퓨터 계산시간을 요구하므로 경제성 역시 중요한 고려 대상으로 취급되어야 한다.

나) 이상화한 상호작용 해석

지반-구조물의 완전한 동적상호작용 해석의 개략이 구조적으로 Fig. 1a 에 설명되어 있다. 사실상 지반-구조물계는 비록 구조물이 좋은 압반층 위에 있다 하더라도 지점과 지점에 따라 변하고, 전달과정을 정확히 모르고, 시간에 따라 변하는 지진 지반 운동에 종속된다. 이러한 복잡한 문제들의 해석을 위하여 일반적으로 Fig. 1b 에 보는 바와 같이 이상화하여 토층을 수평층의 일련으로 표시한다. 또한 근래의 연구에서 대부분의 해석들은 문제를 자유장에서의 운동을 수직으로 타고 올라가는 전달파로 표현할 수 있다고 가정하여 단순화한다. 이러한 근사들을 기초로 이상화된 문제로 푸는 방법은 여러 가지가 있으며, 여러 기법들 중 가장 간단한 방법이라 할 수 있는 부구조법¹⁴⁾은 지반이 구조물에 미치는 영향을 주파수 종속 임피던스 함수로 나타내어 해석하는 방법으로서 에너지 발산효과와 지

반의 강성을 쉽게 나타낼 수 있는 방법이나 흙의 비균질성, 파문형 기초, 기초의 변형을 고려하기 어려운 문제점이 있다. 또한, 구조물과 지반 부분을 유한요소를 이용하여 하나의 구조체로 모형화 하는 직접방법¹¹⁾은 기초의 복잡한 기하학적 형상을 용이하게 처리할 수 있으나 지반의 한정된 부분만 모형화 함으로써 외부영역의 강성과 지반의 에너지 흡수효과(radiation damping)를 잘 고려하지 못하는 문제점이 있다. 물론 요소수를 충분히 늘려 문제를 해결할 수 있지만 너무 많은 컴퓨터 계산 시간이 소요되므로 근래에는 외부영역의 강성과 발산감쇄를 효과적으로 고려하기 위하여 유한요소와 외부영역 사이에 전달경계를 연결하여 해석하는 방법이 연구되어 왔다. 전달경계를 이용하는 방법에는 점성경계법, Transmitting Boundary 법, 무한요소(infinite element)를 이용하는법등 여러가지가 있으나, 본 논문에서는 이 중 발산감쇄를 잘 고려할 수 있는 무한요소^{2,7,12)}를 사용하여 연구하였다.

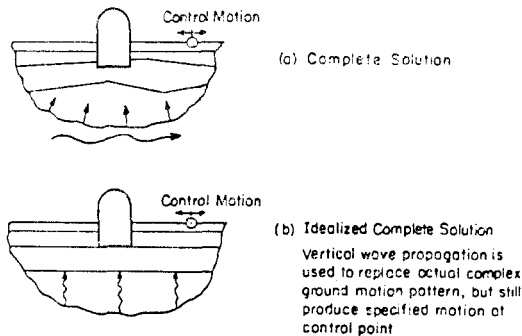


Fig. 1 Complete and idealized complete analysis of Soil-Structure interaction

2.2 무한요소

가) 무한요소 개괄

많은 공학적인 문제를 해결하고자 하는 경우, 대상 구조물을 무한영역에 걸쳐 고려해야 하는 경우에 직면하는데, 이를 효과적으로 해결하기 위하여 여러 방법들이 연구되어 왔다. 무한요소도 이러한 방법들 중의 하나로 1977년에 Bettess⁷⁾가 무한요소의 개념을 발표한 이래 많은 발전을 가져왔다. 본 논문에서는, 1983년 Medina¹²⁾가 동시에 여러파를 전파할 수 있는 무한요소를 형

성하여 원형 강판 기초의 임피던스 계산에 적용한 이론을 사용하여, 동적 무한요소를 형성하고 토성을 합리적으로 고려할 수 있는 확률론적 지반-구조물 상호작용 해석기법^{8,15,16)}을 사용하여 강성 및 감쇄비의 불확정성을 고려한 프로그램의 개발 및 해석방법을 제안하고자 한다.

나) 무한요소 형상함수의 조건과 구성과정

무한영역에서의 외부영역을 효과적으로 모형화하기 위하여 무한요소의 변위 형상 함수는 다음 조건들을 만족해야 한다. 강성행렬의 형성과정에서, 피적분 함수 속에 나오는 미분이 P 차까지 나올 때, (i) Compatibility 조건—요소의 인접면에서 형상함수를 $(P-1)$ 차까지 미분한 값이 서로 같아야 한다. (ii) Completeness 조건—요소의 크기를 0으로 축소하여 가도 형상함수는 P 차 미분까지 연속이어야 한다. (iii) Finiteness 조건—형상함수는 무한영역에서 P 차 미분까지 유한값을 가져야 한다. (iv) Radiation 조건—형상함수는 무한영역으로 나감에 따라 이 방향으로 발산되는 파만 존재해야 한다.

(i), (ii) 조건은 요소를 무한히 많이 세분해가면 어떤 값에 수렴한다는 적합조건으로 때에 따라 무시될 수도 있으나 정역학적 무한요소는 (iii), 동역학적 무한요소는 (iii), (iv)조건을 반드시 지켜야 한다. 또한, 무한요소의 형상함수를 해석하려는 문제에 따라 실제변위와 유사하게 선택하여 해석대상의 물리량을 잘 표현할 수 있게 하여야 한다. 정적 무한요소, 동적 무한요소(축대칭 요소, 일차원 요소)에 관한 과정은 참고문헌^{2,7,9,12)}에 자세히 언급되어 있으므로 본 논문에서는 자세한 설명은 생략하기로 한다.

3. 지반-구조물 상호작용의 확률론적 모형화

3.1 매개변수의 설정

지반-구조물 상호작용 해석에서 지반의 응답은 지반의 대표적 재료 특성치에 절대적으로 의존하므로, 이들의 결정은 해석시 정확성을 지배하는 중요한 요소로 작용한다. 그러나 이들값을 정확히 결정론적으로 결정하는 것은 거의 불가

능하다. 따라서 응답의 불확정성에 가장 큰 영향을 끼치는 지반의 매개 변수로 동적 전단계수 G 와 감쇄비 β 를 사용하였다.

3.1.1 지반의 동적전단계수 G 의 불확정성

동적 전단계수 G 는 전단 응력과 전단 변형률의 기울기로 정의되어진다. 일반적으로 응력-변형률 관계는 곡선을 나타내므로 G 값은 전단 변형률에 따라 감소하는 비선형성을 나타낸다. 계수 G 를 산정하기 위하여 동적 응력-변형률 시험이 수행되어야 하며, 이에 는 실내시험과 현장 시험이 있다. 일반적으로 실내시험의 경우 시료 채취상의 곤란 및 교란, 시험장비의 예민성 등 때문에 만족할만한 전단계수를 산정한다는 것이 어렵다. 따라서 특히 원자력 구조물과 같이 중요한 구조물에는 필히 현장시험이 행해지게 되는 데 대표적 실험법으로는 탄성과 탐사법이 있다. 이 경우 동적 전단계수는 탄성매질상의 파전파 이론을 기초로하여 다음식으로 구할 수 있다.

$$G = \rho V_s^2 \quad (1)$$

여기서, G 는 동적전단계수, ρ 는 지반의 밀도, V_s 는 탄성전단파의 속도이다. 모델오차의 고려를 위하여 파전파 이론에 근거한 식 (1)의 적용에 있어 전단파나 압축파의 속도의 변동량에 대하여 Woods(1970)는 현장 탄성파의 시험(cross-hole test)시 10%나 그 이상의 변동이 있을 수 있다고 하였다.¹⁸⁾ 따라서 본 연구에서는 시행된 시험 방법에 따른 모델 오차의 변동계수의 값으로 0.1을 사용하였다. 여기서 변동계수(coefficient of variation)는 평균을 표준편차로 나눈 다음 식으로서 어느 무작위 변수의 불확정 크기를 나타내는 척도로 사용되어진다.

$$\Omega(\cdot) = \frac{\overline{(\cdot)}}{\sigma_{(\cdot)}} \quad (2)$$

여기서, $\Omega(\cdot)$ 은 변동계수, $\overline{(\cdot)}$ 은 평균, 그리고 $\sigma_{(\cdot)}$ 은 표준편차를 의미한다.⁴⁾

현장의 탄성과 시험은 작은 에너지의 탄성파를 사용하여 시험하기 때문에 비교적 작은 전단 변형(약 10⁻⁴%)을 갖게된다. 따라서 (1)식으로 구한 G 값은 거의 작은 변형률에 의한 G_{max} 에

가깝다. 실제적으로 강력한 지진으로 야기되는 지반의 전단변형률은 10⁻³%-5*10⁻¹%의 값을 갖게된다. 따라서 지진시의 동적전단계수 G 는 Fig. 2를 참조하여 다음 식으로 보정해 주어야 한다.

$$G = F(\gamma) \cdot G_{max} \quad (3a)$$

여기서, $F(\gamma)$ 는 전단변형에 따른 감소함수(Fig. 2), G_{max} 는 탄성과 시험에 의한 동적 전단계수 값이다. (3a)식에 대하여 확률론적 모형화를 이룩하면 다음 식과 같다.

$$\bar{G} = K \cdot F(\gamma) \cdot \bar{G}_{max} \quad (3b)$$

$$\Omega_G = (\Omega_K^2 + \Omega_{G_{max}}^2)^{1/2} \quad (3c)$$

여기서, K 는 감소함수 $F(\gamma)$ 의 보정계수(correction factor)이다. 본 연구에서는 Woods의 제안을 이용하여 전단변형률에 따른 지반 전단 탄성계수에 대한 변동계수를 0.1으로 하였다.

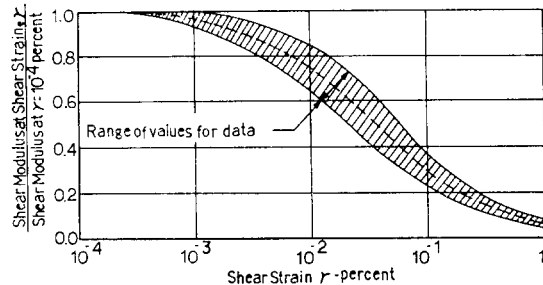


Fig. 2 Dynamic shear modulus vs. shear strain

3.1.2 감쇄비 β 의 불확정성

에너지의 감소로 인하여 진동 크기를 감소시키는 지반의 감쇄에는 발산감쇄(radiation damping)와 재료감쇄(material damping)가 있으나 본 논문에서 무작위 변수로 표시되는 감쇄는 재료감쇄를 의미한다. 감쇄비는 실제 감쇄계수를 한계 감쇄계수로 나눈 값으로서 Fig. 3의 응력-변형률 곡선에서 Hysteresis Loop으로부터 도출될 수 있다. 일반적으로 지반의 감쇄비는 구조물의 감쇄비보다 상당히 크며, 특히 전단 변형률의 함수로서 변형률이 클 수록 증가함이 보통이다. Fig. 3으로부터 감쇄비는 다음식

$$\beta = \beta(\gamma) \quad (4)$$

으로 정의할 수 있으며, Fig. 3의 실제실험치와 설계시에 사용되는 평균치(점선)부터 식 (2)를 사용하여 구하면 변동계수는 0.5 정도 됨을 알 수 있다.

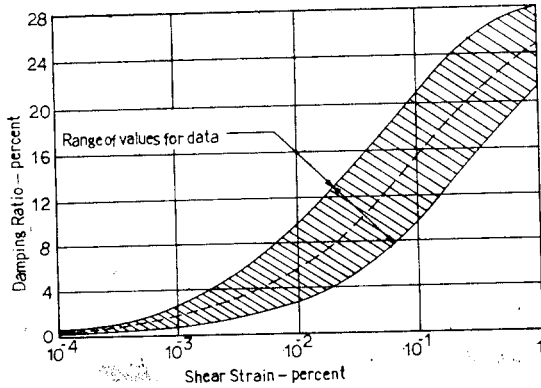


Fig. 3 Damping ratio vs. shear strain

3.2 민감도 해석

위의 두 매개변수가 각각 구조물 해석에 미치는 민감성을 알기 위하여 민감도 해석을 실시할 수 있다. 민감도 해석방법의 개략을 서술하면 다음과 같다.

함수 D 가 n 개의 변수 X_i 로 구성되어 있을 때 D 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$D = D(X_1, X_2, \dots, X_i, \dots, X_n) \quad (5)$$

각 변수 X_i 의 함수 D 에 대한 민감도를 조사하기 위하여, 조사할 변수 X_i 는 $X_i = [1.0 + \delta(X_i)] * \bar{X}_i$ 로 취하고, 나머지 변수는 자신의 평균을 취하여 X_i 의 값의 변화에 따른 함수 D 의 값의 변화를 알아 본다. 본 연구에서는 $\delta(X_i) = 0.0, -0.1, +0.1$ 로 하여 함수 D 의 변화를 살펴 보았다.

3.3 Perturbation Method의 적용

3.3.1 Perturbation Method

지반-구조물 상호작용에 적용할 수 있는 Perturbation Method의 구조적인 개략은 다음과 같다.^{3, 8, 13, 15)}

조화하중(harmonic load)이 작용하는 경우, 재료의 감쇄(material damping)를 용이하게 고려하기 위해 아래와 같은 히스테리틱 감쇄(hysteretic damping)형태를 사용한다.

$$[K^*] = [K](1 + 2\beta i) \quad (6)$$

여기서, β 는 지반 감쇄비, $[K]$ 는 복소 강성행렬, i 는 $\sqrt{-1}$ 이다. 복소 강성행렬을 형성한 후 주파수 영역에서 운동 방정식을 세우면 식 (7)과 같다.

$$([K^*] - \omega^2[M])\{U_r(\omega_r)\} = \{P(\omega_r)\} \quad (7a)$$

$$\{P(\omega_r)\} = -[M]\{B_s\}\{\ddot{U}_{gr}(\omega_r)\} \quad (7b)$$

여기서, $[M]$ 은 질량행렬, $\{U_r(\omega_r)\}$ 은 주파수 영역에서의 변위로 각 주파수에 대한 값이고, $\{\ddot{U}_{gr}(\omega_r)\}$ 은 수평방향을 외부영역 가속도를 Fourier Transform 한 것이다. $\{B_s\}$ 는 수평방향 자유도는 1이고 나머지는 0인 벡터이다. 지진의 시계열을 사용하여 Fourier 스펙트럼을 구하기 위해 식 (7)에서 $\{\ddot{U}_{gr}(\omega_r)\}$ 를 1로 놓고 29개 주파수에서 $\{U_r(\omega_r)\}$ 를 가우스 소거법으로 구한 다음, Fourier 변환(FFT)에 필요로 하는 만큼 다른 주파수에 대응하는 값들을 보간법(interpolation)으로 구했다.

$[K^*]$ 와 $[M]$ 은 각각 확률론적, 결정론적인 행렬이므로 Perturbation 기법을 이용하여 $[K^*]$ 는 다음과 같이 볼 수 있다.

$$[K^*] = [K_0] + [Q_1] + [Q_2] + \dots + [Q_i] \quad (8)$$

여기서, $[K_0]$ 는 Unperturbed 강성행렬(deterministic), $[Q_i]$ 는 i 번째 차수에 대응하는 강성행렬이다. Perturbation이 작다고 가정하면 차수가 1보다 큰 Perturbation은 무시할 수 있다. 식 (7)의 해는 다음과 같이 주어진다.

$$\{U\}_r = \{U_0\}_r + \{U_1\}_r \quad (9)$$

여기서, $\{U_0\}_r$ 은 Unperturbed 해이고, $\{U_1\}_r$ 은 Perturbed 해이다. 식 (8)과 식 (9)를 식 (7)에 대입하면,

0-th Order

$$([K_0] - \omega_r^2[M])\{U_0\}_r = \{P(\omega_r)\} \quad (10)$$

1-st Order

$$([K_0] - \omega_r^2[M])\{U_1\}_r = -[Q_i]\{U_0\}_r \quad (11)$$

식 (10)과 (11)로부터 대응되는 하중벡터에 대하여 $\{U_0\}_r$ 와 $\{U_1\}_r$ 이 계산된다. 행렬의 형태로 전체 해는 다음과 같이 주어진다.

$$\begin{aligned} \{U\}_r &= \{U_0\}_r + \{U_1\}_r \\ &= ([I] - [L]_r [Q_1]) [L]_r^{-1} \{P(w_r)\} \end{aligned} \quad (12)$$

여기서, $[L]_r^{-1} = ([K_0] - w_r^2 [M]^{-1})$ 이다.

3.3.2 확률론적 모델

식 (12)로 주어진 $\{U\}_r$ 의 해를 구하기 위하여 확률분포에 일치하는 $[Q_1]$ 행렬을 구하고 산출된 각 $[Q_1]$ 의 값에 따라 해석을 수행하는 것이 필요하다. 이 과정은 Monte Carlo Approach와 동일하다. 그러나 식 (12)에서 보는 바와 같이 하나의 결정론적 해인 $[L]_r^{-1}$ 과 확률 강성행렬 $[Q_1]$ 사이에 곱셈이 관련되므로 각 $[Q_1]$ 의 값에 대하여 운동 방정식을 풀지 않아도 되므로 수치 모사가 더욱 효과적으로 수행될 수 있다. 확률 복소 행렬 $[Q_1]$ 은 무작위 복소계수로 구성되어 있다. 통계학적 개념을 사용하여 전단계수와 감쇄의 산포를 표현하면 다음과 같은 형태로 표시된다.

$$\Delta G^* = \bar{G}_0 (R_G \Omega_G + 2i \bar{\beta}_0 R_\beta \Omega_\beta) \quad (13)$$

여기서, \bar{G}_0 은 시험프로그램으로 결정된 G 의 평균 값, R_G, R_β 은 정규분포 $N(0, 1)$ 인 전단 탄성계수와 감쇄비에 각각 대응하는 무작위수, Ω_G, Ω_β 은 G 와 β 의 변동계수, $\bar{\beta}_0$ 은 평균 감쇄비이다.

동적토성에 의한 불확정성 거동의 상한과 하한은 위에서 언급한 모사과정을 통하여 계산된 동역학적 거동의 통계학적 해석으로 구하여진다 상한,

$$\{U\}_{ub} = \{U_0\} + \alpha \sigma v \quad (14)$$

하한,

$$\{U\}_{lb} = \{U_0\} - \alpha \sigma v \quad (15)$$

여기서, $\{U_0\}$ 는 결정론적 또는 평균값을 사용한 해, σv 는 표준편차를 나타내며, α 는 거동 불확정성 band을 폭을 조정하는 매개 변수이다. 일례로 $\alpha=1$ 은 확률수준 68%에 대응된다.

3.4 Two-Point Estimate에 의한 방법

3.4.1 Two-Point Estimates

Rosenblueth가¹⁶⁾ 제안한 방법으로 내용은 다음과 같다. X 와 D 가 무작위 실변수라 하고

$D=D(X)$ 인 함수라 하자. X 의 평균 \bar{X} 와 표준편차 σ_X , 그리고 왜곡도 ν_X 가 주어지는 경우에는, D 의 분포를 근사적으로 구할 수 있다. 근사하는 주어진 매개 변수를 가지는 모든 분포에 대하여 잘 맞아야 하며, $D(X)=X$ 일때 D 의 3차 모멘트까지 완전한 해가 존재해야 한다. 확률 밀도함수 $P_+(X-x_+)$ 와 $P_-(X-x_-)$ 를 택한다. P_+ 와 P_- 는 계수이고, δ 는 Dirac's delta이며, x_+ 와 x_- 는 X 의 특정값들이다. 그러므로 밀도함수는 x_+ 와 x_- 에서 P_+ 와 P_- 인 집중점을 갖는다. D 가 X 에 대하여 Taylor 전개를 사용할 수 있을 때, 다음의 식과 같이 표시할 수 있다.

$$E(D^n) = P_+ d_+^n + P_- d_-^n \quad (16)$$

위에서 $E(D)$ 는 기대값이며, $d_\pm = d(x_\pm)$ 이고, n 은 실수이다. 식 (16)으로부터 D 의 분포를 계산하기 위한 매개변수들을 계산할 수 있다. P_\pm 와 x_\pm 는 다음의 조건들을 충족시키는 다음의 연립방정식을 만족해야 한다.

$$P_+ + P_- = 1 \quad (17a)$$

$$P_+ x_+ + P_- x_- = \bar{X} \quad (17b)$$

$$P_+ (x_+ - \bar{X})^2 + P_- (x_- - \bar{X})^2 = \sigma_X^2 \quad (17c)$$

$$P_+ (x_+ - \bar{X})^3 + P_- (x_- - \bar{X})^3 = \nu_X^3 \sigma_X^3 \quad (17d)$$

앞의 연립방정식을 만족시키는 해는 다음과 같다.

$$P_+ = \frac{1}{2} \left[1 \mp \sqrt{1 - \frac{1}{1 - (\nu_X/2)^2}} \right] \quad (18a)$$

$$P_- = 1 - P_+ \quad (18b)$$

$$x_\pm = \bar{X} \mp \sigma_X \sqrt{P_\mp / P_\pm} \quad (18c)$$

만일 $\nu_X=0$ 으로 가정하면 $P_\pm=1/2$ 이고, $X_\pm = \bar{X} \pm \sigma_X$ 이다. 이 경우에 식 (16)으로부터 다음 식들이 성립한다.

$$\bar{D} = \frac{d_+ + d_-}{2} \quad (19a)$$

$$\sigma_D = \left| \frac{d_+ - d_-}{2} \right| \quad (19b)$$

$$\Omega_D = \left| \frac{d_+ - d_-}{a_+ + a_-} \right| \quad (19c)$$

3.4.2 여러 변수로 이루어져 있는 경우의 불확정성의 연구

식 (19)로 이끄는 절차들은 서로간에 연관성이 있는 여러개의 무작위 변수들로 이루어진 함수들에 대하여 확대하여 적용할 수 있다. 병합 확률 밀도(joint probability density)는 n 개의 무작위 변수들에 의하여 정의된 공간의 2 Hyperquadrants에서의 점들에 집중된 것으로 가정한다. $n=2$ 와 3일 때에 대하여 고려해 보자. 함수 D 가 $D=D(X_1, X_2)$ 와 같이 표시되고, 집중된 점들의 좌표와 크기는 함수 D 와 독립적이라 하자. D 를 처음에는 X_1 과 다음에는 X_2 와 함께 만듦으로써, 4점의 좌표들은 $\bar{X}_1 \pm \sigma_{x_1}$, $\bar{X}_2 \pm \sigma_{x_2}$ 임을 알게된다. 즉, 한쌍의 근접한 집중점들의 합은 0.5이며 집중점들은 X_1 과 X_2 에 관하여 대칭이다. X_1 과 X_2 의 상관계수를 ρ 라 하면, 근접한 집중점들 사이의 차이는 $\pm \frac{\rho}{2}$ 이다. 이러한 조건들을 만족시키는 집중점들의 크기는 Fig. 4에 보여진다. $n=3$ 일 때 같은 방법으로 진행하면 Fig. 5를 얻는다. 이때 육면체의 중심은 X_1, X_2, X_3 에 있다. 각 계수들의 값은 다음과 같이 주어진다.

$$P_{+++} = P_{---} = (1/8)(1 + \rho_{12} + \rho_{23} + \rho_{31}) \quad (20)$$

$$P_{++-} = P_{--+} = (1/8)(1 + \rho_{12} - \rho_{23} - \rho_{31})$$

$$P_{+-+} = P_{-+-} = (1/8)(1 - \rho_{12} - \rho_{23} + \rho_{31})$$

$$P_{-+-} = P_{-+-} = (1/8)(1 - \rho_{12} + \rho_{23} + \rho_{31})$$

무작위 변수들이 통계적으로 독립일 때, 식(19)들을 일반화시키면 보다 간편한 다음의 근사식들이 얻어진다.

$$\frac{D}{d} = \frac{D_1}{d} \cdot \frac{D_2}{d} \cdots \frac{D_n}{d} \quad (21a)$$

$$1 + \Omega D^2 = (1 + \Omega D_1^2)(1 + \Omega D_2^2) \cdots (1 + \Omega D_n^2) \quad (21b)$$

위에서 $D=D(X_1, X_2, \dots, X_n)$ 이며, \bar{D}_i , ΩD_i 는 x_i 만이 무작위 변수이고, 다른 변수들은 자신의 평균일 때, D 의 평균과 변동계수이다. 식 (21)을 사용하는 경우에는 $2n+1$ 또는 $2n$ 개의 Point Estimate를 필요로 한다.

본 연구에서는 Two Point Estimate Method를 지반-구조물 상호작용에 적용하기 위하여 함수 D 를 최대 변위, 저면 전단력, 저면 모멘트로 하였으며, 매개 변수로는 전단 계수, 감쇄

비로 하였다.

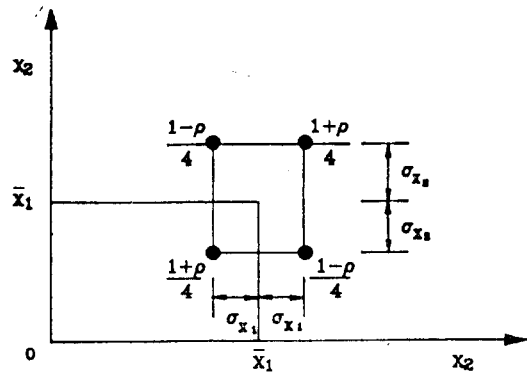


Fig. 4 Concentrations of probability density function when $D=D(X_1, X_2)$

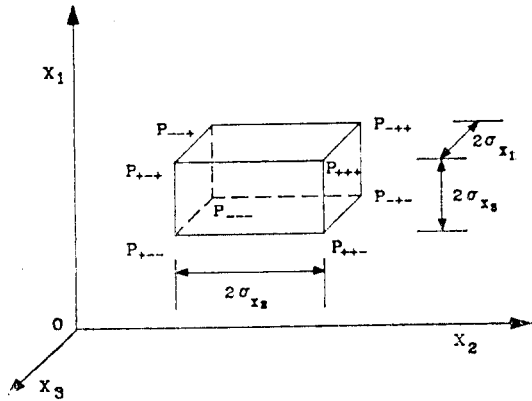


Fig. 5 Concentrations of probability density function when $D=D(X_1, X_2, X_3)$

4. 예제 해석 및 결과분석

예제 해석을 위하여 대상 구조물을 중요 구조물의 하나인 원자력 구조물로 하였다. 기초는 파물함 기초로 하였으며, 지반 및 구조물의 자료는 Table 1과 Fig. 6에 나타나 있다. 본 고에서 지반은 dense sand로 한정하였다.

Table 1. Structure and soil properties

구 조 물	지 반
<ul style="list-style-type: none"> ● 지표면에서 정상까지의 높이 = 54.62m ● 파물함 깊이 = 23.0m ● $R_0=23m$ 	무한요소까지의 반경 = 46m

구 조 물	$E(t/m^2)$	ν	(t/m^3)	β
		$3.0E+9$	0.2	2.4
지 반	$1.69E+7$	0.33	1.8	0.15

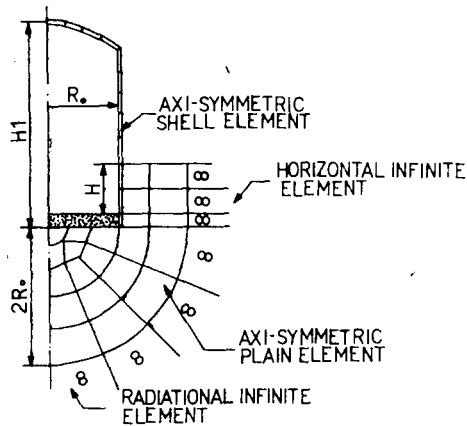


Fig. 6 Element meshes for analyzing nuclear power plants subjected to seismic loads

4.1 입력지진

지진의 측정은 지표면에서 행해지나 구조물-지반 상호작용시 지반을 유한요소나 무한요소로 모형화하는 경우 응답(response)의 상대적 기준점은 외부영역이어야 한다. 따라서 지표면의 지진가속도로부터 외부영역 지진 가속도를 계산하기 위해 지표면 가속도를 Fourier 변환한 후 식 (22)으로부터 Fourier 변환된 외부영역 지진 가속도를 구할 수 있다.

$$\ddot{U}_{gy}(w) = U_{gy}(w) / (1 - w^2 H_{so}(w)) \quad (22)$$

여기서, $U_{gy}(w)$ 는 지표면의 지반 가속도를

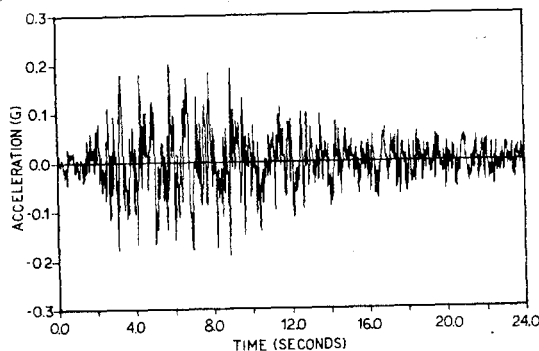


Fig. 7 Artificial ground acceleration in Korea

Fourier 변환한 것이고, $\ddot{U}_{gy}(w)$ 는 외부영역 지반 가속도를 Fourier 변환한 것을 의미하며, $H_{so}(w)$ 는 지표면의 바닥 경계면에 대한 상대변위 전달함수를 말한다. 본 연구에서 사용된 지진은 1988년에 발표한 김¹⁾의 한반도의 인공지진과 작성에서 발표한 암반 또는 경질의 토층에 대한 값인 Fig. 7을 사용하였다.

4.2 민감도 해석의 결과

각 매개변수에 의한 민감도 해석 결과는 Table 4에 나타내었다.

Table 4. Results of sensitivity analysis

		최대 변위 $E-2$ (m.sec)	최대 전단력 $E+2$ (ton.sec)	최대 모멘트 $E+3$ (ton.m.sec)
all $\delta(X_i) = 0$.		.5277	.1279	.3611
G	$\delta(X_1) = 0.1$.4867	.1297	.3687
	$\delta(X_1) = -0.1$.5625	.1262	.3539
β	$\delta(X_2) = 0.1$.4826	.1237	.3455
	$\delta(X_2) = -0.1$.5599	.1335	.3827

가) 최대변위에 대한 민감도 해석

Table 4는 최대 변위에 대한 민감도 해석의 결과이다. 결과를 볼 때 전단 탄성 계수와 감쇄비의 민감성은 전단 탄성 계수와 감쇄비가 비슷한 영향을 나타낸다.

나) 최대 전단력과 휨모멘트에 의한 민감도 해석

구조물의 설계에 있어 최대 전단력과 휨모멘트가 기준이 된다. 그러므로 최대 전단력과 휨모멘트에 대한 민감도 해석은 구조물의 설계시에 도움을 줄 것이다. Table 4는 그 해석 결과를 보여준다. 결과를 볼 때, 같은 정도의 오차에 대하여 감쇄비가 보다 더 예민하다.

4.3 결과분석

Perturbation Method와 Two-Point Estimate를 각각 적용하여 얻은 결과들(최대변위, 저면 전단력, 저면 모멘트의 주파수 영역 결과)의 평균은 Fig. 8, 9, 10에 있고, 평균치에 표준편차를 더한 주파수 반응들은 Fig. 11, 12, 13에 있다.

또한 변위에 대하여 Inverse Transform 한 결과인 Time History 를 Fig. 14 에 나타내었다. 결과를 볼 때, 두 방법을 사용하여 구한 주파수반응의 평균들은 Two-Point Estimate 의 경우 평균 재료 특성치를 사용한 결과와 거의 일치하고 Perturbation 방법의 경우는 평균 재료 특성치를 사용한 경우와 약간의 차이가 있다. 이 차이는 보다 많은 반복 수행으로 감소될 것이다. 모멘트의 경우 고주파수의 경우 2차 모우드가 나타나는데, 이 차이는 적절한 무작위 변수를 택하거나 반복수행의 수를 증가함으로써 감소될 것이다.

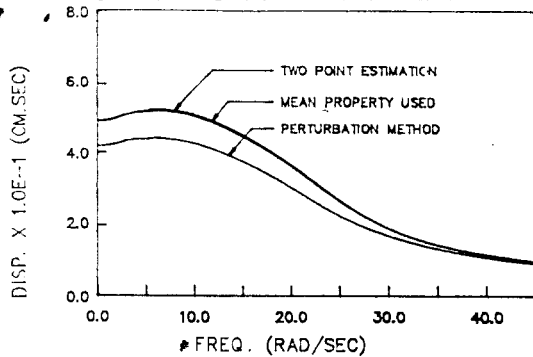


Fig. 8 $H(w)$ of displacement (mean value)

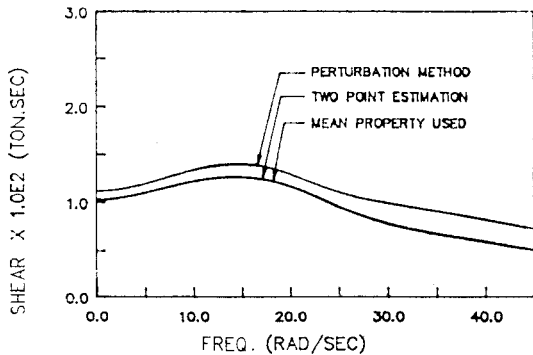


Fig. 9 $H(w)$ of shear force (mean value)

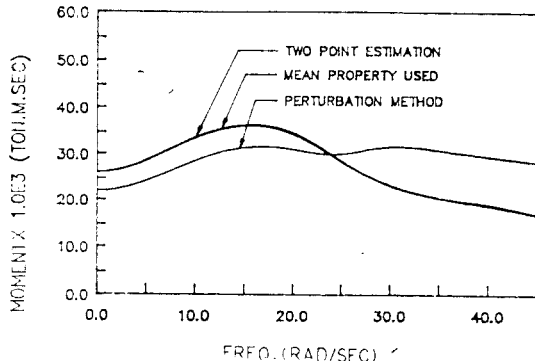


Fig. 10 $H(w)$ of bending moment (mean value)

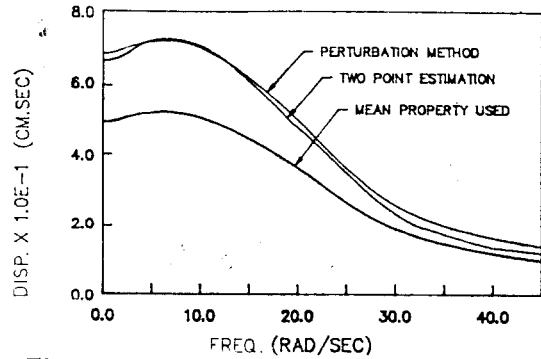


Fig. 11 $H(w)$ of displacement (mean+standard deviation)

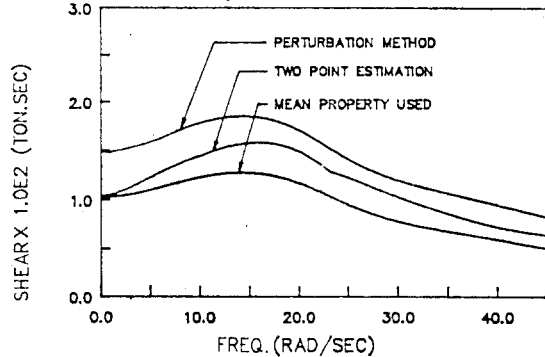


Fig. 12 $H(w)$ of shear force (mean+standard deviation)

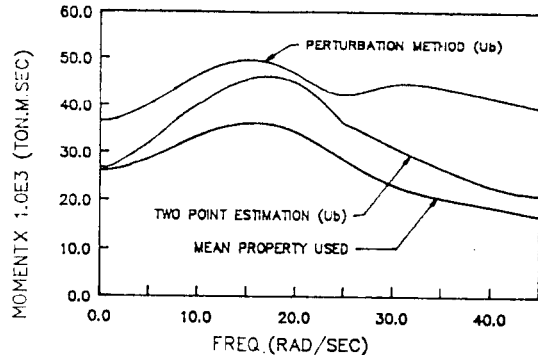


Fig. 13 $H(w)$ of bending moment (mean+standard deviation)

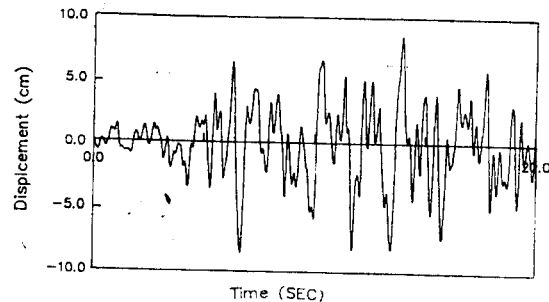


Fig. 14 Time history of displacement with mean properties

4. 3. 1 최대변위의 불확정성

구조물의 최대변위에 대한 불확정성 연구결과는 다음과 같다.

$$\xi = \frac{\bar{D}_u}{d_u} = 1.005$$

$$\Omega_u = 0.39$$

위에서 d_u 는 각 변수들을 모두 자신의 평균으로 취했을 경우의 최대변위를 나타내고, \bar{D}_u 는 각 변수들을 차례로 한번씩 무작위 변수로 취하고 다른 변수들은 자신의 평균으로 취했을 경우의 평균을 나타내며, Ω_u 는 최대변위의 변동계수를 나타낸다. 따라서, 값이 1에 가까울수록 확률 분포함수가 평균을 중심으로 대칭됨을 의미한다. 이 값이 거의 0.4에 달하는 것을 볼 때, 지반의 동적 특성치가 최대변위에 상당한 영향을 미치고 있음을 알 수 있다.

4. 3. 2 저면 최대 전단력과 최대 휨 모멘트의 불확정성

저면 최대 전단력과 최대 휨 모멘트에 대한 불확정성 연구 결과는 다음과 같다.

$$q_1 = \frac{\bar{D}_s}{d_s} = 1.005 \quad q_2 = \frac{\bar{D}_m}{d_m} = 1.006$$

$$\Omega_s = 0.22$$

$$\Omega_m = 0.27$$

위에서 d_s 는 각 변수들을 모두 자신의 평균으로 취했을 때의 최대 전단력을, \bar{D}_s 는 각 변수들을 차례로 한번씩 무작위 변수로 취하고 다른 변수들은 자신의 평균으로 취했을 때의 최대 전단력의 평균을, Ω_s 는 최대 전단력의 변동계수를 나타낸다. d_m , \bar{D}_m , Ω_m 은 휨 모멘트에 대한 것으로 앞과 동일하다.

5. 결론 및 제언

원자력 구조물에 대한 지반-구조물 상호작용 해석을 위하여 무한요소를 사용하여 발산 감쇄를 고려하였으며, 또한 불확정성에 대한 입력변수로 지반 동특성치를 택하였고 이를 고려할 수 있는 프로그램을 개발하였다. 각 변수들에 의한 구조물의 민감도 해석과 불확정성 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 민감도 해석을 통하여, 각 지반 동특성 변수

들이 같은 오차를 가질 때 구조물의 거동에서 최대 변위에 미치는 영향이 전단력과 모멘트에 대하여 미치는 영향보다 큼을 보여 준다. 따라서 구조물의 설계시 [평균값을 사용하면 비록 전단력과 모멘트에 대하여 안전할지라도 변위에 대하여는 불안정 할 수도 있음을 알 수 있다.

- 2) 지반-구조물 상호작용 해석의 불확정성의 연구를 위하여 본 연구에서 사용한 Two-Point Estimate Method는 Perturbation Method를 사용하여 구한 결과들과 대체적 경향이 잘 일치하였으며, Perturbation Method에 비하여 적은 컴퓨터 시간이 든다.

- 3) Two-Point Estimate를 사용하여 얻은 결과는 Fig. 8, 9, 10에서 나타난 바와 같이 주파수 거동의 평균은 각 변수들의 값을 평균으로 사용하여 구한 값과 거의 일치하였다. 따라서, 각 Response가 Bias되지 않았음을 보여준다.

- 4) Perturbation Method는 비교적 신뢰할 만한 결과를 준다. 그러나 해석시에 무작위 변수의 선택에 신중을 기하여야 하며, 또는 반복 수행을 여러번 해야 한다. 본 연구에서 사용한 Two-Point Estimate 방법을 사용하면 해석 결과의 신뢰성과 효율성을 높일 수 있을 것이다.

본 연구에서는 지진시 지반과 원자력 구조물 상호작용으로서 무한요소를 사용하였고 지반의 동특성치를 확률적으로 고려할 수 있는 방법에 대하여 연구하였다. 원자력 구조물의 안정성은 아무리 강조해도 지나치지 않음을 다시 한 번 강조해 두며 차후에는 지반의 종류에 따른 문제점 및 지진 입력 Data의 불확정성을 고려할 수 있는 종합 Program을 개발하고자 한다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단의 1987년도 목적 기초 연구비 지원에 의하여 수행된 것으로 이에 깊은 감사를 표한다.

참고 문헌

1. 김원배, "구조물의 동적해석을 위한 한반도의 인

- 공지진파 작성”, 고려대학교, 박사학위논문 1987.
2. 양신추, “무한요소를 이용한 지반구조물의 상관관계에 관한 연구”, 과학기술원, 석사 학위 논문 1987.
 3. Ali H.N., “Perturbation Methods,” John Wiley & Sons, Inc., 1973.
 4. Ang, A. H-S., “Probability Concepts in Engineering Planning & Design,” Vol. 1, John Wiley & Sons, Inc., 1975.
 5. Beer, G., “Infinite Domain Elements in Finite Analysis of Under-Ground Excavations,” International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 7, 1983.
 6. Beer, G. and Meek, J.L., “Infinite Domain Elements,” International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 17, 1981.
 7. Bettess, P. and Zienkiewicz, O.C., “Diffraction and Refraction of Surface Waves Using Finite and Infinite Elements,” International Journal for Numerical Method in Engineering, Vol. 11, 1977.
 8. Careis, P. and Romo, M.P., “DARE: Un Programa de Elemento Finito Para Analisis Sismico de Estructuras Terreas con Propiedades Aleatorias,” Instituto de Ingenieria (in Spanish), July, 1982.
 9. Chow, Y.K. and Smith, I.M., “Static and Periodic Infinite Solid Elements,” International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 17, 1981.
 10. Lynn, P.P., “Infinite Elements with $1/r$ Type Decay,” International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 17, 1981.
 11. Lysmer, J., “Analytical Procedures in Soil Dynamics,” Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 3, ASCE, 1978.
 12. Medina, F., “Modelling of Soil Structure Interaction by Finite and Infinite Elements,” Earthquake Engineering Research Center, 1980.
 13. Milton, V.M., “Perturbation Methods in Fluid Mechanics,” The Parabolis Press, 1975.
 14. Richart, F.E., “Vibrations of Soils and Foundations,” Prentice-Hall Inc., 1970.
 15. Romo, M. P., “Probabilistic Seismic Reponse of Nuclear Power Plants,” 7th. International Conference on Str. Mech. in Reactor Tech., Chicago, Illincis, U.S.A., 22~26 August, 1983.
 16. Rcsenblueth, E., “Pcint Estimates for Probability Mments,” Proceedings, National Academy Sciences, U.S.A, Vol. 72, No. 10, Oct., 1975.
 17. Seed, H.B. and Idriss, I.M., “Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Reponse Analysis,” Earthquake Engineering Research Center, Dec, 1970.
 18. Woods, R.D. “Measurement of Dynamic Soil Properties,” Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, Vol. 1, June 1970.

(접수일자 1989. 4. 18)