

지반의 고유진동수에 따른 면진 원전 격납건물의 지진응답 특성

Characteristics of Earthquake Responses of an Isolated Containment Building in Nuclear Power Plants According to Natural Frequency of Soil

이진호¹⁾ · 김재관²⁾ · 홍기증^{3)*}

Lee, Jin Ho¹⁾ · Kim, Jae Kwan²⁾ · Hong, Kee Jeung^{3)*}

¹⁾한국철도기술연구원, ²⁾서울대학교 건설환경공학부 · ³⁾국민대학교 건설시스템공학부

¹⁾Korea Railroad Research Institute., ²⁾Dept. of Civil & Environmental Eng., Seoul Nat'l Univ., ³⁾School of Civil & Environmental Eng., Kookmin Univ.

/ A B S T R A C T /

According to natural frequency of soil, characteristics of earthquake responses of an isolated containment building in nuclear power plants are examined. For this, earthquake response analysis of seismically isolated containment buildings in nuclear power plants is carried out by strictly considering soil-structure interactions. The structure and near-field soil are modeled by the finite element method while far-field soil by consistent transmitting boundary. The equation of motion of a soil-structure interaction system under incident seismic wave is derived. The derived equations of motion are solved to carry out earthquake analysis of a seismically isolated soil-structure system. Generally, the results of this analysis show that seismic isolation significantly reduces the responses of the soil-structure system. However, if the natural frequency of the soil is similar to that of the soil-structure system, the responses of the containment buildings in nuclear power plants rather increases due to interactions in the system.

Key words: Base-isolation, Soil-structure-interaction, Nuclear power plant, Containment building, Soil amplification

1. 서 론

1979년 미국 스리마일 섬 원전 사고, 1986년 소련 체르노빌 참사, 2011년 일본 후쿠시마 제1원전 사고 등에서 목격하였듯이 원전의 사고는 대형 인명 피해와 재산 피해, 반영구적인 방사선 오염이라는 참혹한 결과를 불러일으킨다. 그러므로 원전은 다른 구조물보다 더욱 높은 안전성이 요구되고, 이는 지진에 대해서도 예외가 아니다. 특히 원전 격납건물은 비상사태에서도 밀봉 상태를 유지해야 하므로 외벽의 두께가 증가하게 되고 이는 결국 구조물의 강성을 증가시키게 된다. 즉, 원전 격납건물은 높은 강성을 가지게 되어 구조물의 고유주기가 작아지게 된다. 낮은 고유주기의 구조물이 유연한 지반 위에 건설될 경우 지반-구조물 상호작용으로 인해 구조물의 응답이 크게 증폭되므로, 원전 격납건물의 구조적 안전성을 평가할 때에는 지반-구조물 상호작용을 반드시 고려한 동해석을 수행하여야 한다. 특히, 최근 미국 원자력규제위원회(U.S. Nuclear Regulatory Commission)는 지반

의 전단파 속도가 2,440m/sec보다 작은 경우에는 지반-구조물 상호작용을 반드시 고려하도록 그 기준을 더욱 강화하기도 하였다[1].

강진 지역에 건설되는 구조물은 지진에 대한 안전성을 확보하기 위하여 다양한 방법이 사용되고 있다. 그 지역에서 예상되는 지진에 대한 내진성능을 확보하기 위한 내진설계, 구조물에 발생하는 진동을 제어하여 과도한 변형을 방지하는 진동제어, 소성변형을 통하여 대량의 외부에너지를 흡수할 수 있는 감쇠장치, 지반의 진동이 구조물에 직접적으로 전달되지 못하게 하는 면진 등의 다양한 방법이 사용되고 있다. 대개 이러한 방법들은 단독으로 사용되지 않고, 다양한 방법들이 조합되어 사용되고 있다. 원전의 경우 내진안전성을 확보하기 위해서 앞에서 언급한 다양한 방법이 적용될 수 있으며, 프랑스, 남아프리카공화국 및 일본에서 원전에 면진장치가 적용되었다[2]. 또한, 최근에 면진장치의 원전적용에 대한 관심이 증가하고 있어, 미국 및 일본을 중심으로 활발한 연구가 진행되고 있는 중이다[3]. 이상과 같이 최근에 강진 지역에서 원전 격납건물의 지진 안전성을 확보하기 위하여 면진장치의 사용이 대안으로 제시되고 있으나 이를 원전 격납건물에 적용하기 위해서는, 앞서 언급한 바와 같이, 면진 원전 격납건물의 동적거동에 미치는 지반-구조물 상호작용의 효과를 명확히 규명할 필요가 있다.

*Corresponding author: Hong, Kee Jeung

E-mail: kjhong@kookmin.ac.kr

(Received 27 May 2013; Accepted 23 September 2013)

지반-면진 구조물 상호작용계의 동적거동특성에 대한 연구는 몇몇 연구자들에 의해 이루어져왔다. Novak & Henderson[4]과 Tongaonkar & Jangid[5]는 지반 강성이 면진장치 강성의 10배보다 작으면 면진 구조물의 해석 시 지반-구조물 상호작용을 고려하여야 함을 확인하였다. Tsai *et al.* [6]은 마찰진자 면진장치를 사용한 구조물의 지진응답을 정확히 산정하기 위해서는 지반의 유연성과 방사감쇠를 엄밀히 고려하여야 함을 확인하였다. Cho *et al.* [7]은 유체-구조물-지반 상호작용을 고려하여 면진 액체저장 탱크의 지진응답해석을 수행하였고, 지반-구조물 상호작용이 구조물의 동적응답을 증가시킬 수 있음을 확인하였다. Spyarakos *et al.* [8]은 지반-구조물 상호작용이 면진 구조물의 고유모드에 미치는 영향을 간단한 역학적 모형을 사용하여 규명하였다. 임승현 등[23]은 지반-구조물 상호작용을 고려하여 등가선형화된 면진장치가 적용된 원전 격납건물의 지진취약도 곡선을 작성하였다. 김현욱 등[24]은 입력운동 생성방법과 강진지속시간에 따른 면진 원전격납건물의 지진응답 특성 차이를 비교 분석하였고, 김정환 등[25]은 스펙트럼 적합 입력지반운동에 의한 면진 구조물의 응답 특성을 연구하였다. 김현욱[26]은 원전 격납건물에 면진장치 적용을 위한 기존 설계식의 적용성을 검토하였다. 허정원 등[27]은 원전구조물의 내진설계에 적용되는 인공지진파의 강진지속시간과 포락함수에 대한 현행 국내 설계기준의 개선과 보완을 위한 기반연구를 수행하였다.

이 연구에서는 지반의 고유진동수에 따른 면진 원전 격납건물의 지진응답 특성을 조사한다. 이를 위해 지반-구조물 상호작용을 엄밀히 고려하여 면진 원전 격납건물의 지진응답 해석을 수행한다. 우선, 일반적인 지반-구조물 상호작용 해석기법에 대해 설명한 후, 이 연구에서 사용한 구조물과 지반의 수치 모형과 구체적인 해석방법을 설명한다. 설명된 해석기법을 사용하여 실제 원전 격납건물의 지진응답 해석을 수행하여, 지반의 고유진동수에 따라 면진 원전 격납건물의 동적 거동이 어떻게 변화하는지 규명하고자 한다.

2. 전달경계를 사용한 지반-구조물 상호작용 해석기법

Fig. 1은 일반적인 지반-구조물 상호작용계를 보여주고 있다. 지반은 근역과 무한 영역까지 확장되는 원역의 두 부분으로 분리된다. 구조물과 불규칙한 기하학적 형상, 비균질한 재료 성질, 비선형 거동이 예상되는 근역지반은 일반적으로 유한요소 등을 사용하여 수치 모형을 구성하고, 층상구조

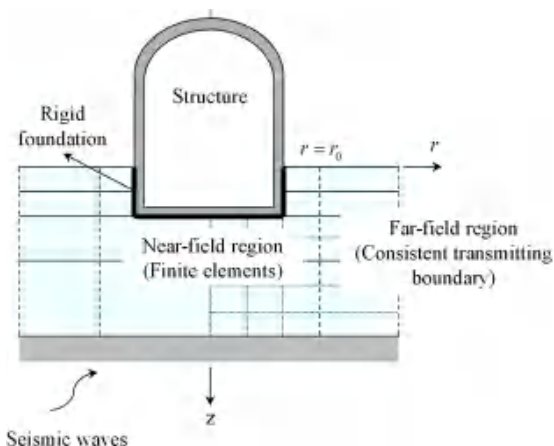


Fig. 1. Bedrock, soil and structure

를 이루고 있어서 기하학적 형상과 재료 성질이 수평방향으로 균일하고 선형 거동을 가정하는 원역지반은 무한 영역으로의 에너지 방사를 정확히 고려할 수 있는 방법에 의해 수치 모형을 구성한다. 원역의 수치모형으로 사용되는 대표적인 방법으로는 전달경계(consistent transmitting boundary) [9-11], 경계요소[15, 16], 무한요소[17], 흡수경계조건[18], 등이 있다. 이 중 전달경계는 무한 영역으로 확장되는 수평방향으로는 해석적 정해를 사용하고 수직방향으로는 유한요소의 개념을 사용하여 이산화된 해를 사용하므로, 지반의 층상 구조를 나타내기에 적합한 방법이다. 그러므로, 이 연구에서는 전달경계를 사용하여 지반 원역의 수치 모형을 구성할 것이다.

2.1 지반-구조물 상호작용 해석기법

Fig. 1의 지반-구조물 상호작용계는 Fig. 2(a)와 같은 부분구조로 분리할 수 있다. 이때 구조물과 무질량(massless) 강체 기초 사이에는 상호작용력이 작용하게 된다. 일반적인 지반-구조물 상호작용계에서는 무질량 강체 기초의 6자유도 운동에 대응하는 상호작용력이 존재한다. 하지만, 원전 격납건물은 기본적으로 축대칭 형상을 가지고 있는 것으로 가정할 수 있으므로, Fig. 1의 r 축 방향의 변위변위 Δ 와 r - z 평면 내에서 회전변위 ϕ 에 대한 상호작용력만을 고려한다. 변위 Δ 와 ϕ 에 대응하여 구조물에 작용하는 상호

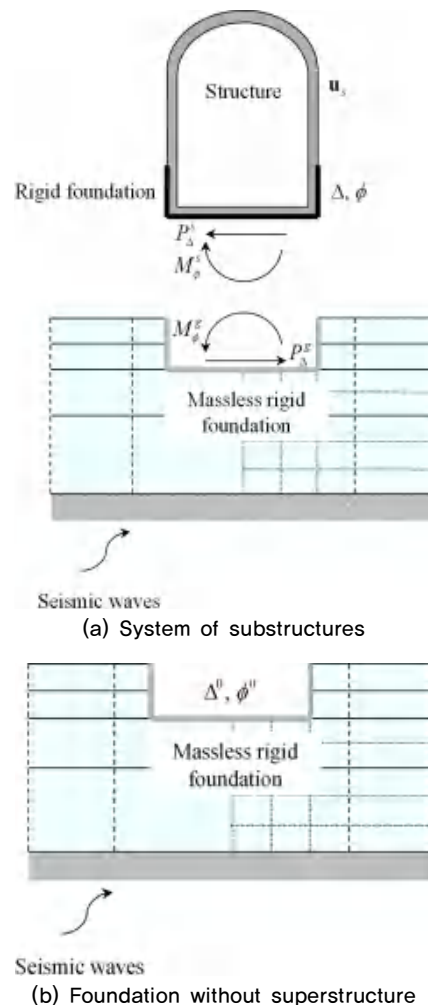


Fig. 2. Soil-structure interaction system

작용력을 각각 P_Δ^s 와 M_ϕ^s 라 하면, 구조물에 대해 다음의 운동방정식이 성립한다.

$$\begin{bmatrix} \mathbf{S}_{ss} & \mathbf{S}_{s\Delta} & \mathbf{S}_{s\phi} \\ \mathbf{S}_{\Delta s} & \mathbf{S}_{\Delta\Delta} & \mathbf{S}_{\Delta\phi} \\ \mathbf{S}_{\phi s} & \mathbf{S}_{\phi\Delta} & \mathbf{S}_{\phi\phi} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_s \\ \Delta \\ \phi \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ P_\Delta^s \\ M_\phi^s \end{Bmatrix} \quad (1)$$

여기서 $\mathbf{S}_{ss}, \mathbf{S}_{si} = \mathbf{S}_{is}^T, S_{ij} = S_{ji}$ ($i, j = \Delta, \phi$)는 구조물의 동적강성이다.

다음은 구조물이 존재하지 않고 무질량 강체기초만 존재하는 Fig. 2(b)의 구조계를 생각해 보자. 이 구조계에 지진파가 입사하면 이에 의해 기초의 동적응답, 즉 병진변위 Δ^0 와 회전변위 ϕ^0 가 발생한다. 이때 구조물이 존재하지 않으므로 기초에 작용하는 힘은 0이어야 한다. 이 기초 위에 구조물이 놓이게 되고 지반-구조물 상호작용이 발생하게 되면, 기초에 상호작용력 P_Δ^g 와 M_ϕ^g 가 작용하게 되고 기초의 응답은 더 이상 Δ^0 와 ϕ^0 가 아닌 Δ 와 ϕ 의 응답을 보이게 된다. 그러므로 기초에 작용하는 상호작용력과 응답은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\begin{Bmatrix} P_\Delta^g \\ M_\phi^g \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{\Delta\Delta}^g & S_{\Delta\phi}^g \\ S_{\phi\Delta}^g & S_{\phi\phi}^g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta - \Delta^0 \\ \phi - \phi^0 \end{Bmatrix} \quad (2)$$

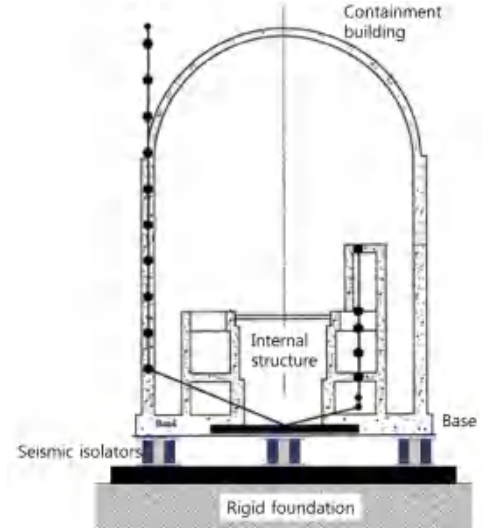
여기서 $S_{ij}^g = S_{ji}^g$ ($i, j = \Delta, \phi$)는 무질량 강체기초의 동적강성이다. 구조물에 작용하는 상호작용력 $P_\Delta^s = -P_\Delta^g$ 이고 $M_\phi^s = -M_\phi^g$ 이므로, 식(1)과 식(2)로부터 다음의 최종 운동방정식을 얻을 수 있다.

$$\begin{bmatrix} \mathbf{S}_{ss} & \mathbf{S}_{s\Delta} & \mathbf{S}_{s\phi} \\ \mathbf{S}_{\Delta s} & \mathbf{S}_{\Delta\Delta} + \mathbf{S}_{\Delta\Delta}^g & \mathbf{S}_{\Delta\phi} + \mathbf{S}_{\Delta\phi}^g \\ \mathbf{S}_{\phi s} & \mathbf{S}_{\phi\Delta} + \mathbf{S}_{\phi\Delta}^g & \mathbf{S}_{\phi\phi} + \mathbf{S}_{\phi\phi}^g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_s \\ \Delta \\ \phi \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ S_{\Delta\Delta}^g \Delta^0 + S_{\Delta\phi}^g \phi^0 \\ S_{\phi\Delta}^g \Delta^0 + S_{\phi\phi}^g \phi^0 \end{Bmatrix} \quad (3)$$

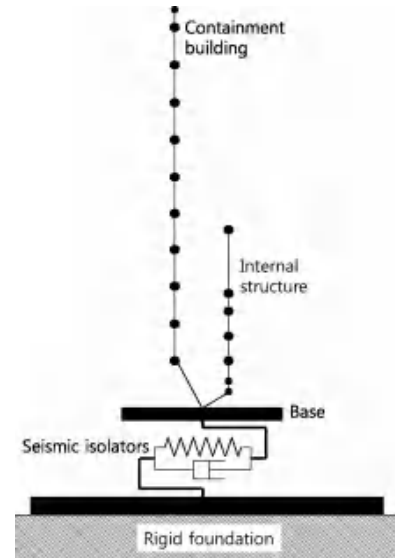
식(3)으로부터 지반-구조물 상호작용 해석을 수행하기 위해서는 (i) 무질량 강체기초의 동적강성과 (ii) 구조물이 존재하지 않을 때 입사지진파에 의한 기초의 응답, 즉 기초의 입력운동을 산정하여야 한다는 것을 알 수 있다.

2.2 면진 원전 격납건물의 동적 강성

식(3)을 구성하는 부분 중 면진 원전 격납건물의 수치 모형에 대해 간단히 설명하고자 한다. 원전 격납건물은 축대칭이고 내부구조물의 배치는 축대칭이 아니지만, 내부구조물을 포함한 원전 격납건물은 축대칭에 가깝기 때문에 축대칭 구조물로 가정하여 근사화할 수 있다. 보조건물과 같이 근본적으로 축대칭이 아닌 경우 이러한 영향을 엄밀히 고려하기 위해서는 3차원 해석을 수행하여야 한다. 이 연구에서는 원전 격납건물과 내부구조물을 전단변형을 고려한 보(beam) 요소로 수치모형을 구성한다. 3차원 유한요소 모형도 적용 가능하지만, 보 요소를 사용하면 계산상의 효율성을 높이면



(a) Actual structure



(b) Idealized structure system

Fig. 3. Seismically isolated containment building in nuclear power plants

서 전체 구조물의 주요 동적 거동을 충분히 묘사할 수 있다.

Fig. 3은 면진 원전 격납건물과 이상화된 구조계를 보여주고 있다. 원전 격납건물은 전단변형을 고려한 보(beam) 요소를 사용하여 수치 모형을 구성한다. 강성행렬은 식(4)와 같이 주어진다.

$$\begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} \frac{1}{1+12\beta} & \frac{6EI}{L^2} \frac{1}{1+12\beta} & -\frac{12EI}{L^3} \frac{1}{1+12\beta} & \frac{6EI}{L^2} \frac{1}{1+12\beta} \\ \frac{6EI}{L^2} \frac{1}{1+12\beta} & \frac{4EI}{L} \frac{1}{1+3\beta} & -\frac{6EI}{L^2} \frac{1}{1+12\beta} & \frac{2EI}{L} \frac{1-6\beta}{1+12\beta} \\ \frac{12EI}{L^3} \frac{1}{1+12\beta} & -\frac{6EI}{L^2} \frac{1}{1+12\beta} & \frac{12EI}{L^3} \frac{1}{1+12\beta} & -\frac{6EI}{L^2} \frac{1}{1+12\beta} \\ -\frac{6EI}{L^2} \frac{1}{1+12\beta} & \frac{2EI}{L} \frac{1-6\beta}{1+12\beta} & -\frac{6EI}{L^2} \frac{1}{1+12\beta} & \frac{4EI}{L} \frac{1+3\beta}{1+12\beta} \end{bmatrix} \quad (4)$$

여기서 E 는 부재의 영 계수(Young's modulus), A 는 단면적, I 는 단면2차모멘트이고, L 은 부재길이이다. 식(4)에서 $\beta = \frac{EI}{GA_s L^2}$ 이고, G 는 부재

의 전단탄성계수, A_s 는 전단면적이다. 원전 격납건물의 질량행렬은 집중 질량행렬을 사용하여 구성하며, 회전관성의 효과는 무시하였다. 단, 원전 격납건물의 바닥판은 회전관성을 무시할 수 없으므로 이 효과는 포함하였다.

면진장치는 스프링과 감쇠기를 사용하여 간단히 이상화한다. 면진장치의 힘-변위 관계는 비선형 특성을 보이므로, 스프링과 감쇠기는 이러한 특성을 정확히 고려할 수 있도록 비선형 스프링과 감쇠기를 사용하여야 할 것이고, 지반-면진 구조물 상호작용계의 지진응답도 이러한 특성을 엄밀히 고려하여 산정하여야 할 것이다. 하지만, 이 연구의 목적은 지반-면진 구조물 상호작용계의 엄밀한 해석기법을 개발하는 것이 아니라, 지반의 고유진동수 변화에 따른 지반-면진 구조물 상호작용계의 지진응답 변화의 특성을 파악하는 것이 목적이다. 그러므로, 이 연구에서는 면진장치에 대해 엄밀한 수치 모형을 사용하지 않고 이를 근사한 등가선형 모형을 사용하였다. 선형화된 면진장치의 스프링과 감쇠기 상수는 각각 $k_b = (M + m_b)\omega_b^2$ 와 $c_b = 2(M + m_b)\omega_b\xi_b$ 로 주어지도록 한다[19]. 여기서, $\omega_b = 2\pi f_b$ 와 ξ_b 는 상부구조물을 강체로 가정하였을 때 면진계의 고유진동수와 감쇠비이고, M 과 m_b 는 각각 상부구조물과 바닥판의 질량이며, f_b 는 면진장치의 고유진동수이다.

2.3 무질량 강체기초의 동적강성과 입력운동

식(3)에서 확인할 수 있듯이 지반-구조물 상호작용 해석을 위해서는 무질량 강체기초의 동적강성과 입력운동을 산정하여야 한다. 이를 위해 Fig. 2(b)와 같이 구조물은 존재하지 않고 무질량 강체기초만 있을 때 입사 지진파에 의한 기초의 응답을 계산하면 된다[20]. 이때 무질량 강체기초가 놓인 지반의 근역은 유한요소를 사용하여 수치모형을 구성하고, 원역은 전달경계 [8-10]를 사용하여 수치모형을 구성한다. 전달경계의 정식화와 전달경계를 사용하였을 때 입사 지진파에 대한 지반-구조물 상호작용 해석기법은 아래 설명한 바와 같이 참고문헌 9와 11의 방법을 따른다.

구조물은 존재하지 않고 무질량 강체기초만 있을 경우의 운동방정식은 다음과 같이 표현할 수 있다[11].

$$\begin{bmatrix} \mathbf{S}_{\Delta\Delta}^n & \mathbf{S}_{\Delta\phi}^n & \mathbf{S}_{\Delta n}^n & \mathbf{S}_{\Delta f}^n \\ \mathbf{S}_{\phi\Delta}^n & \mathbf{S}_{\phi\phi}^n & \mathbf{S}_{\phi n}^n & \mathbf{S}_{\phi f}^n \\ \mathbf{S}_{n\Delta}^n & \mathbf{S}_{n\phi}^n & \mathbf{S}_{nn}^n & \mathbf{S}_{nf}^n \\ \mathbf{S}_{f\Delta}^n & \mathbf{S}_{f\phi}^n & \mathbf{S}_{fn}^n & \mathbf{S}_{ff}^n + \mathbf{R}_{ff}^f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta^0 \\ \phi^0 \\ \mathbf{U}_n \\ \mathbf{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{R}_{ff}^f \mathbf{U}_f^* - \mathbf{P}_f^* \end{Bmatrix} \quad (5)$$

여기서 아래첨자 n 은 기초와 전달경계면에 위치하지 않고 근역 지반에만 속하는 자유도를, 아래첨자 f 는 전달경계면에 위치한 자유도를 의미한다. 위첨자 n 은 지반의 근역을, 위첨자 f 는 지반의 원역을 의미한다. 그러므로, 식(5)에서 $\mathbf{S}_{ij}^n = (\mathbf{S}_{ji}^n)^T$ ($i, j = \Delta, \phi, n, f$)는 유한요소로부터 구성된 근역 지반의 동적강성, \mathbf{R}_{ff}^f 는 전달경계로부터 얻어진 원역 지반의 동적강성이다. 그리고, \mathbf{U}_f^* 와 \mathbf{P}_f^* 는 각각 입사 지진파에 의해 자유장 지반에서 발생하는 변위와 $r = r_0$ 의 경계면(Fig. 1의 근역과 원역 지반의 경계면)에서 발생하는 등가절점력이다[9, 11]. 식(5)에서 기초의 자유도 Δ^0 와 ϕ^0 만 남기고 행렬 응축(condensation)을 수행하면 다음 식(6a)와 (6b)와 같이 기초

의 동적강성과 입력운동을 각각 얻을 수 있으며, 이들을 식(3)에 대입하여 지반-구조물 상호작용 해석을 수행할 수 있다.

$$\begin{bmatrix} \mathbf{S}_{\Delta\Delta}^g & \mathbf{S}_{\Delta\phi}^g \\ \mathbf{S}_{\phi\Delta}^g & \mathbf{S}_{\phi\phi}^g \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{S}_{\Delta\Delta}^n & \mathbf{S}_{\Delta\phi}^n \\ \mathbf{S}_{\phi\Delta}^n & \mathbf{S}_{\phi\phi}^n \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \mathbf{S}_{\Delta n}^n & \mathbf{S}_{\Delta f}^n \\ \mathbf{S}_{\phi n}^n & \mathbf{S}_{\phi f}^n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{S}_{nn}^n & \mathbf{S}_{nf}^n \\ \mathbf{S}_{fn}^n & \mathbf{S}_{ff}^n + \mathbf{R}_{ff}^f \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \mathbf{S}_{n\Delta}^n & \mathbf{S}_{n\phi}^n \\ \mathbf{S}_{f\Delta}^n & \mathbf{S}_{f\phi}^n \end{bmatrix} \quad (6a)$$

$$\begin{Bmatrix} \Delta^0 \\ \phi^0 \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} \mathbf{S}_{\Delta\Delta}^g & \mathbf{S}_{\Delta\phi}^g \\ \mathbf{S}_{\phi\Delta}^g & \mathbf{S}_{\phi\phi}^g \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \mathbf{S}_{\Delta n}^n & \mathbf{S}_{\Delta f}^n \\ \mathbf{S}_{\phi n}^n & \mathbf{S}_{\phi f}^n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{S}_{nn}^n & \mathbf{S}_{nf}^n \\ \mathbf{S}_{fn}^n & \mathbf{S}_{ff}^n + \mathbf{R}_{ff}^f \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{R}_{ff}^f \mathbf{U}_f^* - \mathbf{P}_f^* \end{Bmatrix} \quad (6b)$$

3. 지반-면진 원전 격납건물 상호작용계 지진응답 해석예제

앞에서 설명한 해석기법을 사용하여 Fig. 4의 면진 원전 격납건물의 지진해석을 지반-구조물 상호작용을 고려하여 수행하였다.

3.1 지반-면진 구조물 상호작용계의 제원

원전 격납건물 콘크리트의 탄성계수는 33.049GPa, 포아송비는 0.2778, 이력감쇠의 등가점성감쇠비는 2%이다. 구조물의 회전관성 효과는 무시하였는데, 구조물의 절점질량과 부재 정보는 Table 1과 같다. 반면, 상대적으로 큰 중량을 갖는 격납건물 바닥판의 회전관성은 무시할 수 없으므로 이 효과는 포함한다. 바닥판의 질량은 9020.6ton, 회전관성은 $885.18 \times 10^6 \text{kg} \cdot \text{m}^2$

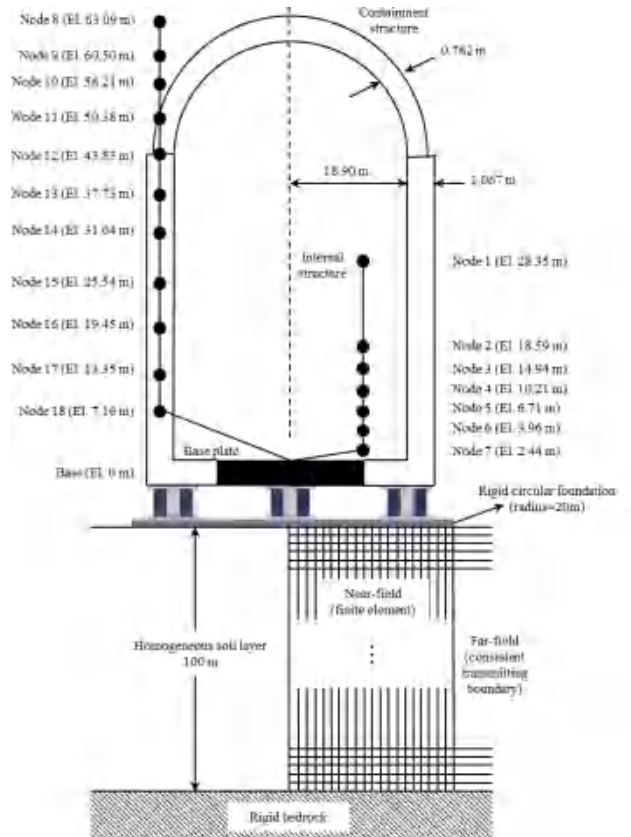


Fig. 4. Numerical example of the seismically isolated containment building in NPPs

Table 1. Lumped masses and elements of the seismically isolated containment building in NPP

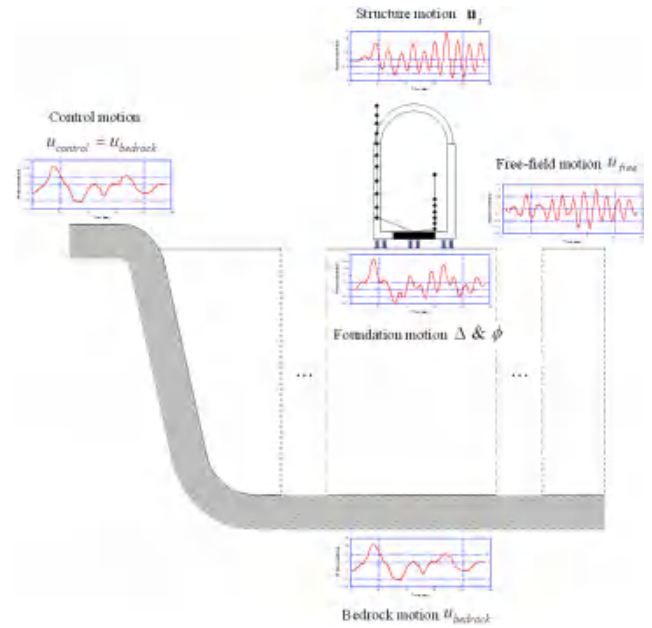
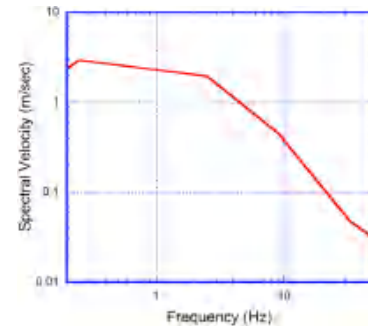
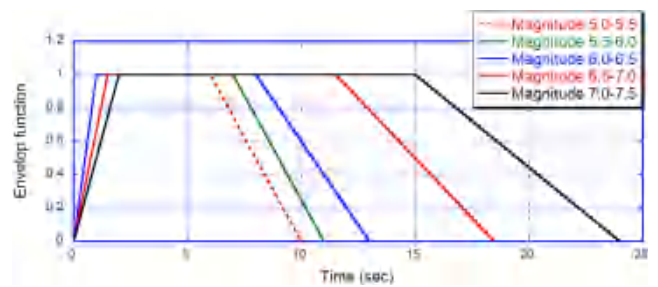
node	mass(ton)	element	area(m ²)	Shear area (m ²)	Moment of inertia(m ⁴)
Internal structure					
1	372.0	2 to 1	17.7	6.5	34.5
2	553.4	3 to 2	72.5	33.4	1726.2
3	3873.7	4 to 3	161.7	55.7	7767.9
4	1705.5	5 to 4	182.1	67.8	11220.3
5	2853.1	6 to 5	205.3	135.6	10357.2
6	1138.5	7 to 6	237.8	144.9	10357.2
7	1260.1	Base to 7	185.8	122.6	9494.1
Containment building					
8	86.2	9 to 8	92.0	46.5	1726.2
9	961.6	10 to 9	92.0	46.5	6904.8
10	1120.4	11 to 10	92.0	46.5	12946.5
11	1369.9	12 to 11	92.0	46.5	16398.9
12	2091.1	13 to 12	130.1	65.0	24166.7
13	1905.1	14 to 13	130.1	65.0	24166.7
14	1905.1	15 to 14	130.1	65.0	24166.7
15	1905.1	16 to 15	130.1	65.0	24166.7
16	1905.1	17 to 16	130.1	65.0	24166.7
17	1905.1	18 to 17	130.1	65.0	24166.7
18	2086.6	Base to 18	130.1	65.0	24166.7

이다. 면진장치의 고유진동수는 $f_b=0.5\text{Hz}$, 감쇠비는 $\xi_b=10\%$ 로 가정하였다.

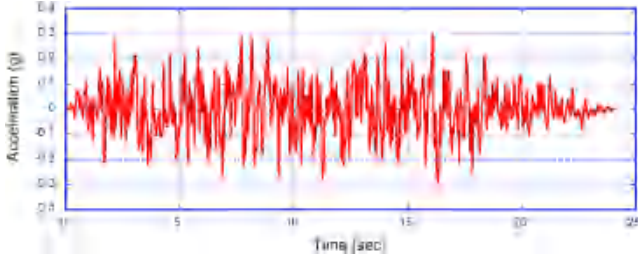
면진 원전 격납건물은 반지름 $R_f=20\text{m}$ 의 강체 원형기초에 의해 지반 표면에 위치하는 것으로 가정하여 매입(embedment) 효과를 무시하였다. 지반은 균일한 재료로 이루어졌고 강체 기반암 조건을 가진 것으로 가정한다. 지반의 밀도 ρ_s 는 2000kg/m^3 , 포아송비는 0.333, 이력감쇠의 등가점성감쇠비는 5%, 강체 기반암까지의 깊이는 $H_s=100\text{m}$ 로 가정하였다. 지반의 전단파 속도 C_s 를 2000m/sec , 1000m/sec , 500m/sec , 200m/sec 로 변화시켜가며 지반의 고유진동수의 변화에 따른 영향을 조사하였다. 각 전단파 속도에 대한 지반의 고유진동수는 각각 5Hz, 2.5Hz, 1.25Hz, 0.5Hz이다.

3.2 통제 운동

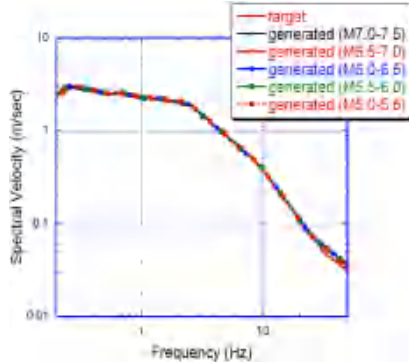
이 예제에서는 수직으로 입사하는 SV파에 의한 지진파, 즉 1축 수평 지반운동의 영향만 고려하였다. 일반적으로 층상 구조를 이루는 지반의 전단파 속도는 지표로 갈수록 작아진다. 그러므로 깊은 곳에 위치한 단층에서 발생한 지진파는 지반을 전파하면서 Snell's law에 의하여 각 지층에서 굴절하게 되며, 이와 같은 굴절이 반복되게 되면 결국 지표와 가까운 곳에서는 지진파의 입사각이 거의 수직에 가까워지게 된다. 이러한 이유에 근거해 수직으로 입사하는 지진파(SV파와 P파)에 대하여 지진해석을 수행하고, 이 연구에서는 수평지반운동을 유발시키는 SV파에 의한 지진파만 고려하였다. 만약, 지진이 지표 근처에서 발생하는 것으로 가정한다면 지진파는 비

**Fig. 5.** Motions of control point, bedrock outcrop, foundation and structure**(a)** 5% damping design response spectrum of the bedrock motion**(b)** Envelope functions for bedrock accelerations**Fig. 6.** Generation of bedrock motion

스듬히 기울어진 각도로 입사하게 된다. 또한, 지표면에 위치한 구조물의 지반-구조물 상호작용 해석에서는 Rayleigh 파와 같은 표면파의 영향도 중요하게 되는데, 이 연구의 방법론은 임의의 입사각을 가지는 경우와 표면파를 포함하는 일반적인 지진파에 대해서도 적용 가능하다[11]. Fig. 5와 같이 통제운동(control motion)을 기반암 운동(bedrock motion)으로 정의할 수 있으며, 이 연구에서는 SIMQKE[21]를 사용하여 Fig. 6(a)에 보인 US Nuclear Regulatory Commission(USNRC) Regulatory Guide 1.60의 응답스펙트럼[12]을 만족하는 기반암 지반운동을 생성하였다. 만약, 자



(a) Example of generated bedrock acceleration(Mag. 7.0-7.5)



(b) 5% damping response spectrum of the generated bedrock motion

Fig. 7. Generated bedrock motion

유장 운동(free-field motion)을 통제운동으로 사용한다면 deconvolution 해석[14]을 통하여 기반암 운동을 산정하여야 한다. 지진규모 5.0-5.5, 5.5-6.0, 6.0-6.5, 6.5-7.0, 7.0-7.5에 해당하는 지속시간을 가지는 기반암 지반운동을 각각 생성하였고, 이 때 ASCE 4-98[13]의 Fig. 6(b)와 같은 사다리꼴 형태의 지반운동 가속도 이력 포락함수를 각각의 규모별로 사용하였다. 각 규모에 따른 지속시간 별로 10개의 기반암 지반운동을 생성하였는데, Fig. 7(a)는 생성된 기반암 지반운동의 한 예이며, Fig. 7(b)는 생성된 기반암 지반운동의 5% 감쇠 응답스펙트럼의 평균들과 목표 응답스펙트럼을 비교하였다. 이 연구에서는 인공적으로 생성된 지진파를 사용하였는데, 향후 연구에서는 실제 관측된 지진파를 활용하여 그 차이에 대한 조사가 필요할 것이다.

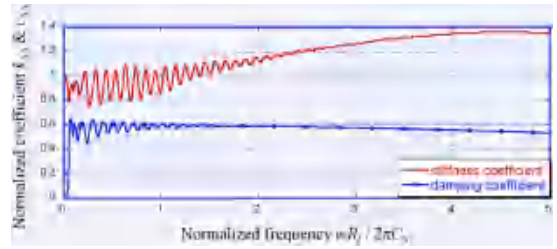
3.3 무질량 강체 원형기초의 동적강성과 입력운동

앞에서 설명한 바와 같이 지반의 근역은 유한요소로, 원역은 전달경계를 사용하여 수치모형을 구성하였고(Fig. 4), 무질량 강체 원형기초의 동적강성과 입력운동을 계산하였다. 기초의 동적강성은 다음과 같이 정규화하였다.

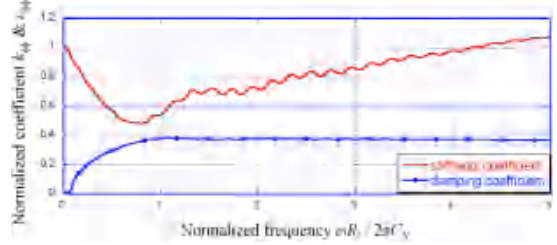
$$S_{\Delta\Delta}^g = S_{\Delta\Delta}^{g0} \left(k_{\Delta\Delta} + i \frac{\omega R_f}{C_s} c_{\Delta\Delta} \right) \quad (7a)$$

$$S_{\phi\phi}^g = S_{\phi\phi}^{g0} \left(k_{\phi\phi} + i \frac{\omega R_f}{C_s} c_{\phi\phi} \right) \quad (7b)$$

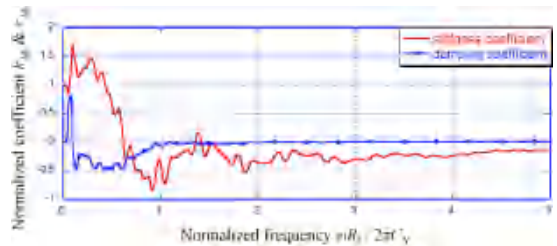
$$S_{\Delta\phi}^g = S_{\phi\Delta}^g = S_{\Delta\phi}^{g0} \left(k_{\Delta\phi} + i \frac{\omega R_f}{C_s} c_{\Delta\phi} \right) = S_{\phi\Delta}^{g0} \left(k_{\phi\Delta} + i \frac{\omega R_f}{C_s} c_{\phi\Delta} \right) \quad (7c)$$



(a) $S_{\Delta\Delta}^g$



(b) $S_{\phi\phi}^g$



(c) $S_{\Delta\phi}^g = S_{\phi\Delta}^g$

Fig. 8. Normalized dynamic stiffness of foundation

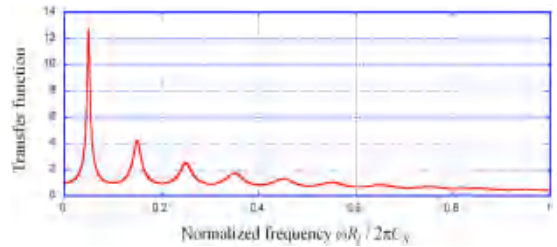
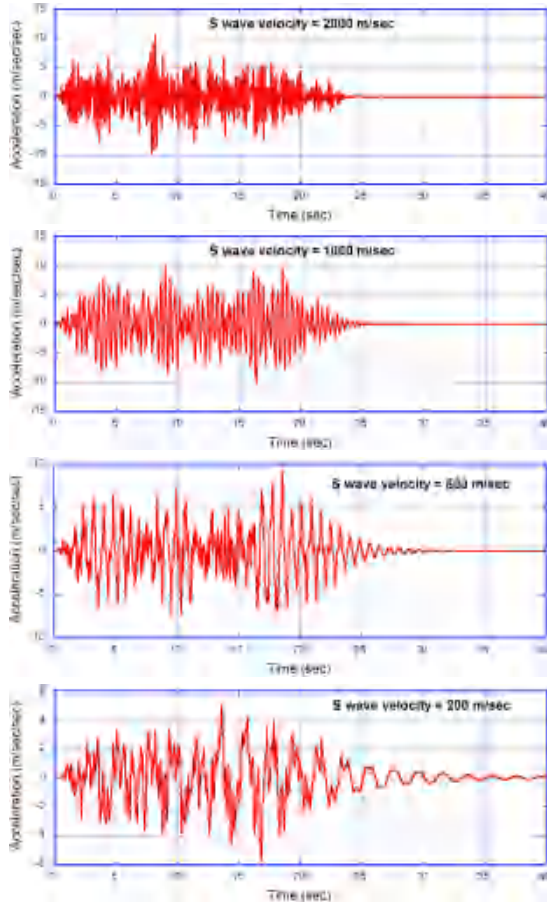
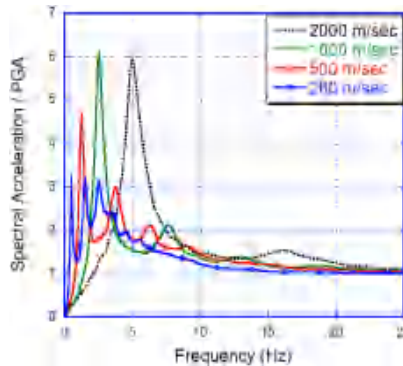


Fig. 9. Transfer function of foundation input motion Δ^0

여기서 $S_{\Delta\Delta}^{g0} = 5.375G_s R_f$, $S_{\phi\phi}^{g0} = 4.25G_s R_f^3$, $S_{\Delta\phi}^{g0} = S_{\phi\Delta}^{g0} = 0.391G_s R_f^2$ 은 계산된 정적 강성을 의미하고, $G_s = \rho_s C_s^2$ 은 지반의 전단탄성계수이고 R_f 는 기초의 반지름이다. Fig. 8에 식(7)과 같이 정규화된 동적 강성의 강성계수 k_{ij} 와 감쇠계수 c_{ij} ($i, j = \Delta, \phi$)를 정규화된 주파수 $\omega R_f / 2\pi C_s$ 의 함수로 도시하였다. 또한, 기반암 운동에 의한 기초 입력운동 Δ^0 의 전달함수도 정규화된 주파수의 함수로 Fig. 9에 도시하였고, 규모 7.0-7.5에 해당하는 지속시간을 가지는 기반암 운동에 의한 기초 입력운동의 가속도 이력의 한 예와 5% 감쇠 응답스펙트럼의 평균을 PGA에 대해 정규화한 값을 Fig. 10에 도시하였다. 여기서, 매입이 없는 표면 강체기초를 가정하고 수직으로 입사하는 지진파를 고려하였기 때문에 기초의 회전운동은 발생하지 않는다. 즉, ϕ^0 에 대한 전달함수는 0 이므로, Fig. 9와 10에 ϕ^0 의 내용은 포함하지 않았다. 반면 매입이 존재하거나 지진파가 경사지게 입사한다면



(a) History of acceleration



(b) 5% damping response spectrum normalizes by the peak ground acceleration

Fig. 10. Foundation input motion Δ^0 (Magnitude 7.0-7.5)

기초의 회전운동도 발생하게 되므로 이에 대한 고려가 필요하다. 이 예제에서 기초의 반지름에 대한 지반 깊이의 비가 일정하므로 ($H_s/R_f = 5$), 기초의 정규화된 동적 강성과 입력운동의 전달함수는 Fig. 8과 9에 보인 바와 같이 정규화된 주파수에 대하여 하나의 함수로 표현할 수 있다[22]. Fig. 9의 전달함수로부터 각 지반의 고유진동수를 확인할 수 있고, 기반암 운동이 유연한 지반을 통과할 때 각 지반의 고유진동수에 해당하는 성분이 크게 증폭될 것을 예상할 수 있다. 이는 Fig. 10의 기초 입력운동에서도 확인할 수 있다.

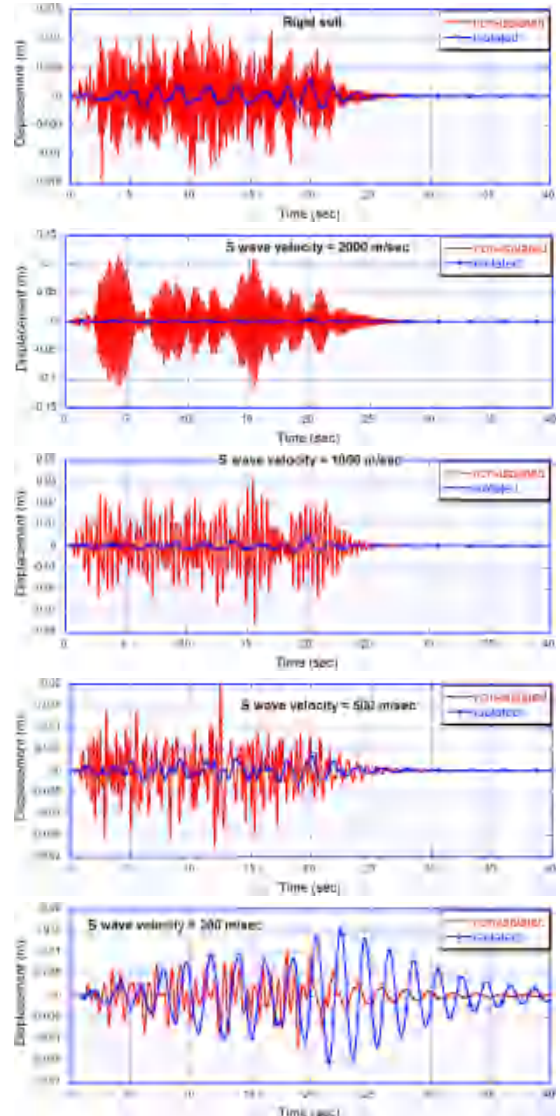


Fig. 11. History of relative displacement at top of the containment building (Mag. 7.0-7.5)

3.4 지반-면진 구조물 상호작용에 나타난 지반 고유진동수 효과

면진 원전 격납건물의 동적강성을 구성한 후 무질량 강제기초의 동적강성과 입력운동을 사용하여, 식(3)으로부터 지반-구조물 상호작용을 고려한 면진 원전 격납건물의 지진응답을 계산하였다. 강제 지반인 경우(지반-구조물 상호작용을 고려하지 않을 경우)와 각기 다른 전단파 속도를 가지는 지반인 경우에 대하여 면진 원전 격납건물과 그렇지 않은 구조물의 지진응답을 계산하였다.

우선, 통제운동의 규모가 7.0-7.5일 때, 지반 고유진동수의 변화에 따른 구조물 지진응답의 변화를 조사하였다. Fig. 11과 12에 원전 격납건물과 내부구조물의 바닥판 대비 최상단부 상대변위 이력의 한 예를 도시하였고, 지반의 전단파 속도가 200m/sec일 때, 즉, 고유진동수가 0.5Hz 일 때 내부구조물 최상단에서의 층응답스펙트럼의 평균을 Fig. 13에 도시하였다. Fig. 11과 12로부터 전단파 속도가 200m/sec인 경우를 제외한 나머지 경우에서 원전 격납건물의 면진은 효과적으로 지진응답을 감소시킬 수 있음을 알 수

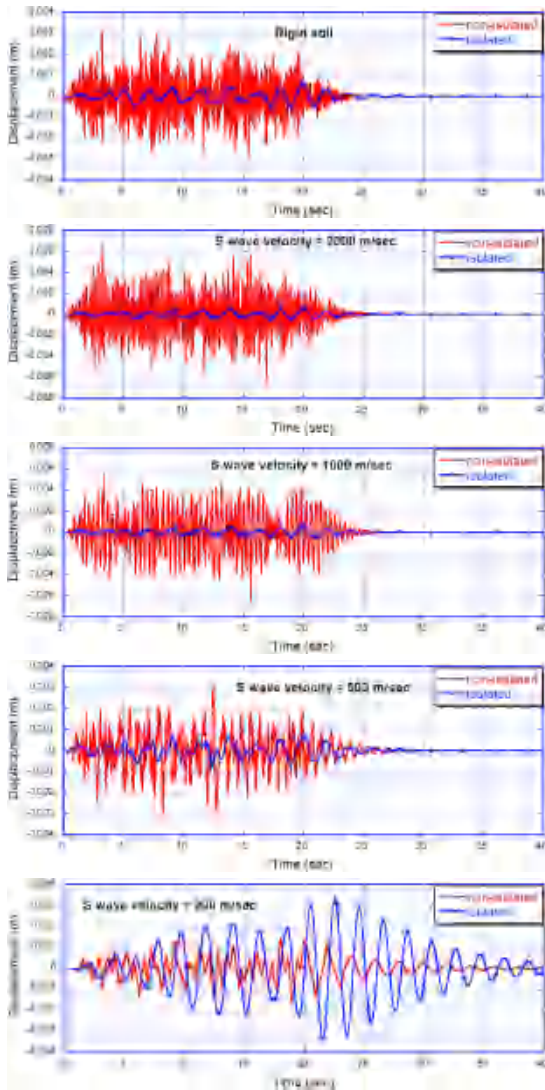


Fig. 12. History of relative displacement at top of the internal structure (Mag. 7.0-7.5)

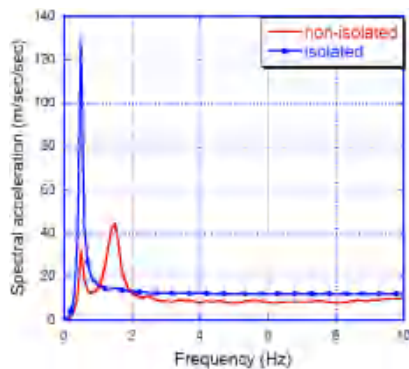


Fig. 13. 2% damping floor response spectrum at top of the internal structure (Mag. 7.0-7.5, soil shear-wave velocity 200m/sec)

있다. 하지만, 전단파 속도가 200m/sec인 경우에는 면진이 오히려 지진 응답을 증가시킬 수도 있음을 확인할 수 있다. 특히, 면진계의 고유진동수에 해당하는 0.5Hz의 성분이 크게 증가한 것을 Fig. 13의 층응답 스펙트럼에

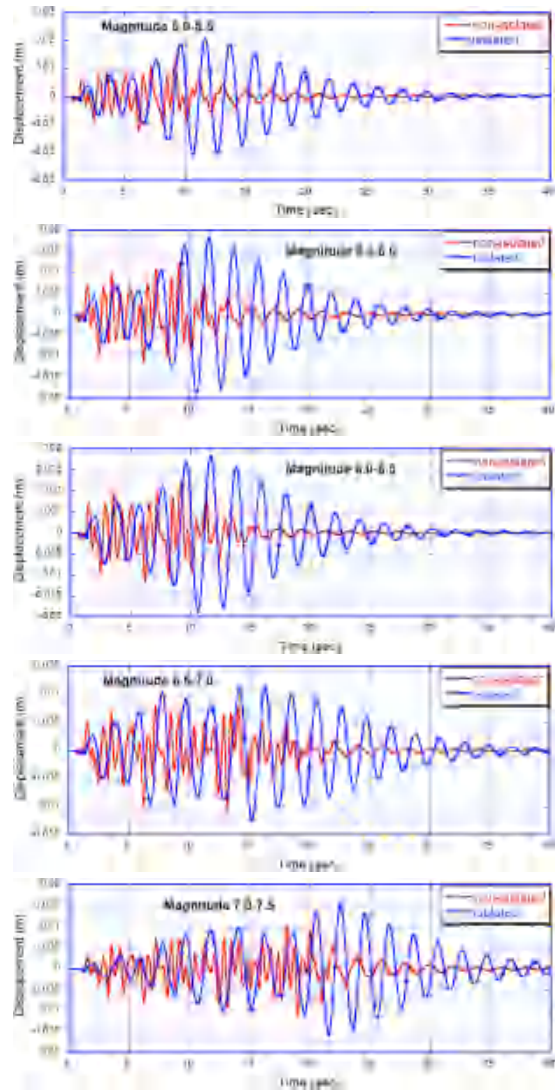


Fig. 14. History of relative displacement at top of the containment building (soil shear-wave velocity 200m/sec)

서 확인할 수 있다. Fig. 9와 10에서 확인한 바와 같이, 통제운동으로 주어진 기반암운동은 지반을 전파하면서 지반의 고유진동수에 해당하는 성분이 증폭되게 된다. 지반의 전단파 속도가 200m/sec인 경우에는 지반의 고유진동수와 면진계의 고유진동수가 0.5Hz로 일치하게 되어, 오히려 면진 구조물의 응답이 증가하는 결과가 발생한 것이다. 이는 마치 멕시코 지진에서 지반 증폭의 결과로 인해 장주기 구조물이 큰 피해를 입은 것과 같은 맥락에서 설명할 수 있다[19].

Fig. 11과 12에서 강체 지반 위에 놓인 비면진 구조물의 상대변위력을 전단파속도가 다른 4가지 지반 위에 놓인 비면진 구조물의 상대변위력과 비교하면, 지반-구조물 상호작용이 비면진 구조물의 응답을 상당히 증폭시킬 수 있다. 반면, 면진 구조물의 상대변위 이력을 비교하면, 지반-구조물 상호작용으로 인한 응답의 증폭 효과가 비면진 구조물의 경우만큼 상당하지는 않다. 이는 면진 구조물의 경우에는 지반-구조물 상호작용을 고려하여야 하는 최대의 전단파속도가 비면진인 경우[1]와는 다를 수 있음을 의미한다. 이에 대한 기준은 향후 좀 더 많은 사례 분석을 통하여 결정할 수 있을 것이다.

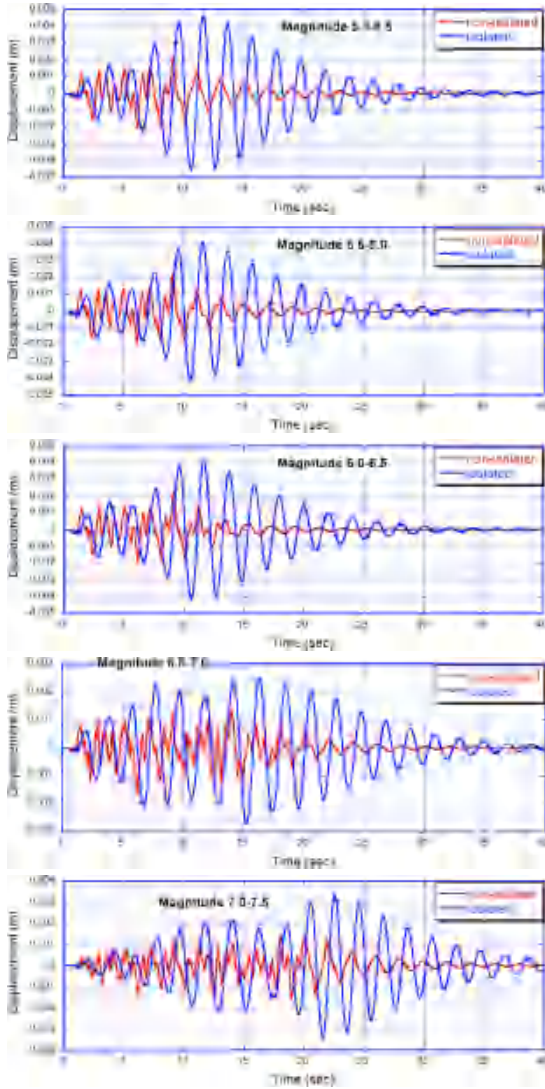
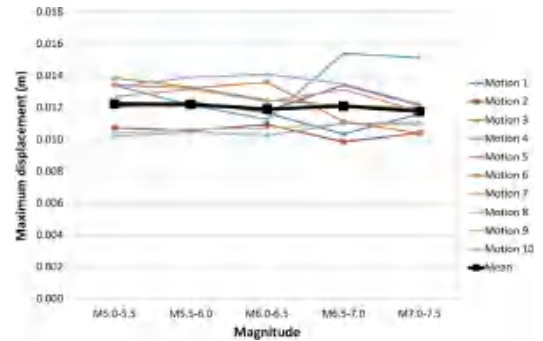


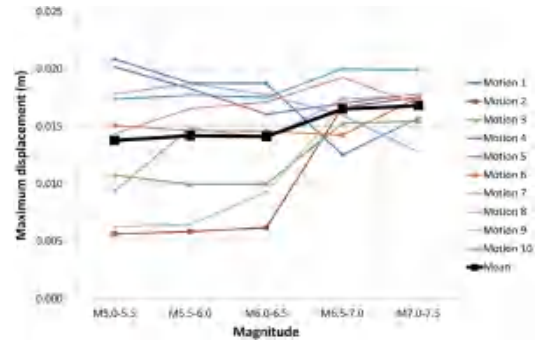
Fig. 15. History of relative displacement at top of the internal structure (soil shear-wave velocity 200m/sec)

3.5 지반-면진 구조물 상호작용계의 지진응답: 지반운동 규모의 효과

다음으로, 지반의 전단파속도가 200m/sec일 때, 통계 기반암운동 규모에 따른 지속시간을 변화시켜 가며 구조물 지진응답의 변화를 조사하였다. Fig. 14와 15에 원전 격납건물과 내부구조물의 바닥판 대비 최상단부 상대변위 이력의 한 예를 도시하였고, Fig. 16과 17은 앞서 언급한 10개 생성 지진입력에 의한 상대변위의 최대값을 보여주고 있다. Fig. 16의 비면진 원전 격납건물과 면진 원전 격납건물 최상단의 최대상대변위 평균값을 서로 비교해보자. 비면진 구조물의 경우 최대상대변위는 약 0.0118 ~ 0.0122m로 지진규모에 따른 지속시간의 영향이 그리 크지 않지만, 면진 구조물의 경우 지반과 면진 구조물의 상호작용에 의해 공진운동이 발생하여 지반운동의 진동수성분에 따라 응답의 분산이 더욱 커져, 이 값들이 약 0.0138 ~ 0.0168m로 증가함을 확인할 수 있다. 특히, 상대적으로 작은 규모의 지진에서도 지반과 구조물의 진동수가 유사하면 공진효과가 발생할 수 있고, 지반운동의 특성에 따라 이러한 효과가 더욱 증폭될 수 있다. 이러한 경향은 Fig. 17의 비면진 구조물의 경우와 면진 구조물의 경우의 내부구조물 최상단 최대상

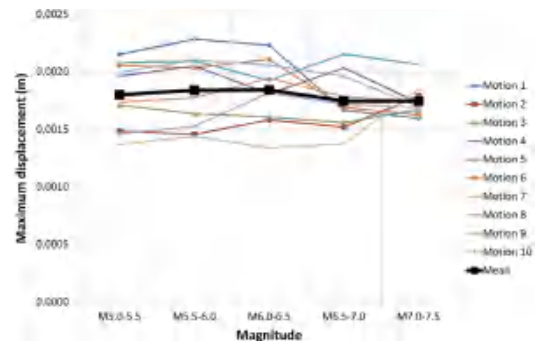


(a) Non-isolated structure

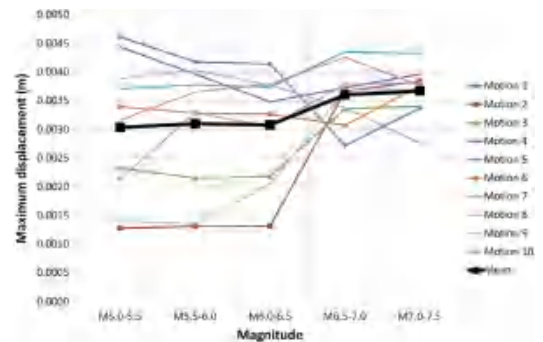


(b) Isolated structure

Fig. 16. Maximum relative displacement at top of the containment building(soil shear-wave velocity 200m/sec)



(a) Non-isolated structure



(b) Isolated structure

Fig. 17. Maximum relative displacement at top of the internal structure (soil shear-wave velocity 200m/sec)

대변위에 대한 비교에서도 일관되게 확인할 수 있다. 이상과 같이, 면진 구조물의 지진응답은 지반운동의 규모와 특성에 의해 크게 영향을 받을 수 있

고, 이러한 영향은 향후 다양한 사례 분석을 통해 규명되어야 할 것이며, 유연한 지반에 놓인 구조물에 면진장치를 적용하는 것은 정밀한 지반-구조물 상호작용 해석을 통해 정확한 지진응답을 산정하고 그 안전성을 검증한 후에 시행되어야 할 것이다.

4. 결 론

이 연구에서는 지반-구조물 상호작용을 엄밀히 고려하여 면진 원전 격납건물의 지진응답 해석을 수행하여 지반의 고유진동수에 따른 면진 원전 격납건물의 지진응답 특성을 조사하였다. 엄밀한 지반-구조물 상호작용 해석을 위해 구조물과 지반 근역은 유한요소로, 지반 원역은 전달경계로 수치 모형을 구성하고 입사 지진파에 대한 지반-구조물 상호작용계의 운동방정식을 유도하였다. 유도된 운동방정식의 해를 구하여 면진 원전 격납건물의 지진해석을 수행하였다. 해석결과를 통하여 일반적으로 면진은 지반-구조물 상호작용계의 구조물 응답을 크게 감소시키는 것을 확인할 수 있었다. 하지만, 일부 특별한 경우, 즉 지반의 고유진동수가 면진계의 고유진동수와 유사한 경우에는 지반-구조물 상호작용으로 인하여 면진 원전 격납건물의 응답이 오히려 증가하는 현상을 관찰할 수 있었다. 유연한 지반에서는 지반의 고유진동수에 해당하는 기반암운동 성분이 증폭하게 되어 기초 입력운동의 해당성분이 증가하게 된다. 만약 상부구조물을 강제로 가정한 면진계의 고유진동수가 지반의 고유진동수와 유사하게 되면, 증가한 기초 입력운동으로 인하여 면진 구조물의 응답이 오히려 증가하는 결과를 초래할 수 있다. 그러므로, 유연한 지반에 놓인 구조물에 면진장치를 적용하는 것은 정밀한 지반-구조물 상호작용 해석을 통해 그 안전성을 검증한 후에 시행하거나, 필요하다면 면진장치를 적용하는 것을 합리적으로 제한하는 기준 또는 지침을 마련하여야 한다.

해석예제를 통해, 면진 구조물의 경우 특정 전달파 속도 이상을 갖는 지반에서는 지반-구조물 상호작용을 고려하지 않을 수 있음을 확인하였다. 이 렇게 지반-구조물 상호작용의 고려가 불필요한 경우들을 정리하여 기준 또는 지침으로 제시할 수 있다면, 좀 더 효율적인 지진해석이 가능하다.

상대적으로 작은 규모의 지진이라도 장주기 성분이 상당히 포함되어 있다면, 지진의 지속시간에 따라서 면진 구조물의 응답이 상당히 증가할 수 있다. 상당한 장주기 성분을 포함한 지진을 발생시킬 수 있는 연약지반에 원전 격납건물을 건설하는 경우, 지진의 규모에 따른 지속시간이 면진 구조물의 응답에 미치는 영향을 면밀히 검토하여 면진장치의 적용을 제한할 필요가 있다.

/ 감사의 글 /

이 연구는 2011년도 지식경제부의 재원으로 한국 에너지 기술평가원(KETEP)의 지원을 받아 수행한 연구 과제(NO 2011151010010B)입니다.

/ REFERENCES /

1. U.S. Nuclear Regulatory Commission, Standard Review Plan for the Review of Safety Analysis Reports for Nuclear Power Plants: LWR Edition(NUREG-0800), Section 3.7.2, Revision 3, c2007.
2. Martelli A, Clemente P, Forni M, Panza G, Salvatori A. Seismic isolation of nuclear power plants. Proceedings of the 15WCEE; 2012 Sep 24-28; Lisbon.
3. Lee SH, Lee YS. Application Plan of Seismic Isolation System for APR1400. Workshop of Earthquake Engineering Society of Korea in fall, c2010.
4. Novak M, Henderson P. Base-isolated buildings with soil-structure interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1989;18:751-765.
5. Tongaonkar NP, Jangid RS. Seismic response of isolated bridges with soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2003;23:287-302.
6. Tsai CS, Chen C-S, Chen B-J. Effects of unbounded media on seismic responses of FPS-isolated structures. *Structural Control and Health Monitoring*. 2004;11:1-20.
7. Cho KH, Kim MK, Lim YM, Cho SY. Seismic response of base-isolated liquid storage tanks considering fluid-structure-soil interaction in time domain. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2004;24:839-852.
8. Spyarakos OC, Maniatakis ChA, Koutromanos IA. Soil-structure interaction effects on base-isolated buildings founded on soil stratum. *Engineering Structures*. 2009;31:729-737.
9. Kausel E. Forced vibrations of circular foundations on layered media, Research Report R74-11: Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts; c1974.
10. Lee JH, Tassoulas JL. Consistent transmitting boundary with continued-fraction absorbing boundary conditions for analysis of soil-structure interaction in a layered half-space. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 2011;200:1509-1525.
11. Lee JH, Kim JK, Tassoulas JL. Dynamic analysis of foundations in a layered half-space using a consistent transmitting boundary. *Earthquakes and Structures*. 2012;3:203-230.
12. U.S. Nuclear Regulatory Commission, Regulatory Guide 1.60, Revision 1, c1973.
13. American Society of Civil Engineers. Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary. ASCE; c2000; p.4-98.
14. Schnabel PB, Lysmer J, Seed HB. SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California; c1972.
15. Beskos DE. Boundary element methods in dynamic analysis. *Applied Mechanics Review*. 1987;40:1-23.
16. Beskos DE. Boundary element methods in dynamic analysis: Part II (1986-1996). *Applied Mechanics Review*. 1997;50:149-197.
17. Astley RJ. Infinite elements for wave propagation: a review of current formulations and an assessment of accuracy. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. 2000;49:951-976.
18. Givoli D. High-order local non-reflecting boundary conditions: a review. *Wave Motion*. 2004;39:319-326.

19. Chopra AK. Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering: Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey; c2012.
20. Wolf JP. Dynamic Soil-Structure Interaction: Prentice Hall, Englewood Cliffs; 1985.
21. Gasparini DA, Vanmarcke EH. Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra, R76-4: Dept. of Civil Engineering, Massachusetts Inst. of Technology, Cambridge; c1976.
22. Tassoulas JL. Elements for the numerical analysis of wave motion in layered media, Research Report R81-2: Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts; c1981.
23. Eem SH, Jung HJ, Kim MK, Choi IK. Seismic Fragility Evaluation of Isolated NPP Containment Structure Considering Soil-Structure Interaction Effect. Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2013;17(2):53-59.
24. Kim HU, Joo KH, Noh SH, Jung CG. Behavior Analysis of a Seismically Isolated NPP Structure by Varying Seismic Input Generation Method and Strong Ground Motion Duration. Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2013;17(4):187-195.
25. Kim JH, Kim MK, Choi IK. Response of Base Isolation System Subjected to Spectrum Matched Input Ground Motions. Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2013;17(2):89-95.
26. Kim HU. Evaluation of the Applicability of Existing Design Formula for Seismic Isolation to Nuclear Power Plants. Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2012;16(6):29-36.
27. Huh JW, Jung HS, Kim JM, Hyun CH. Seismic Response Analysis of NPP Containment Structures to Improve the Guidelines of Strong Motion Duration. Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2011;15(4):33-43.