전력구의 지진응답해석법에 사용되는 응답변위법의 보수성 평가

임재성¹·양대승²·황경민³·김재민^{4†}

¹전남대학교 건축토목공학과 박사과정, ²전남대학교 건축토목공학과 석사과정,
³한국전력공사 전력연구원 차세대송변전연구소 구조내진연구실 책임연구원, ⁴전남대학교 토목공학과 교수

Conservativeness of Response Displacement Method used in Seismic Response Analysis of Power Cable Tunnels

Jae-Sung Lim¹, Dae-Seung Yang², Kyeong-Min Hwang³ and Jae-Min Kim^{4†}

¹Ph.D. Candidate, Department of Architecture and Civil Engineering, Chonnam National University, Gwangju, 61186, Korea

²Graduate Student, Department of Architecture and Civil Engineering, Chonnam National University, Gwangju, 61186, Korea

³Principal Researcher, Structural & Seismic Tech. Group, KEPCO Research Institute, Daejeon, 34056, Korea

⁴Professor, Department of Civil Engineering, Chonnam National University, Gwangju, 61186, Korea

Abstract

In this study, the conservatism of the response displacement method (RDM) for the seismic response analysis of box-shaped power cable tunnels was evaluated. A total of 50 examples were used considering the cross-sections of 25 power cable tunnels and two soil conditions for each power cable tunnel. The following three methods were applied for the analysis by the RDM: (1) single cosine method, (2) double cosine method, and (3) dynamic free-field analysis method. A refined dynamic analysis method considering soil-structure interaction (SSI) was employed to compare the conservatism of the RDM. The double cosine method demonstrated the most conservative result, while the dynamic free-field analysis method yielded the least deviation. The soil stiffness reduction factor, C , for the double cosine method was recommended to be 0.9 and 0.7 for the operational performance and collapse prevention levels, respectively, to ensure a probability of at least 80% that the member force by the RDM is larger than that of dynamic SSI analysis.

Keywords : power cable tunnel, response displacement method (RDM), soil-structure interaction (SSI), earthquake resistance design for underground structures

1. 서론

1978년에 우리나라에서 지진관측이 시작된 이후로 크고 작은 지진이 지속적으로 관측되었고 최근 10년 동안에만 규모 5.0이상의 지진은 총 5번이 측정되었다. 2016년 9월 12일 발생한 경주지진과 2017년 11월 15일 발생한 포항지진 이후로 우리나라에서도 지진이 실제 피해를 일으킬 수 있다는 인식이 확산되고 있다. 이로 인해 정부 및 시민들은 지진에 대한 경각심이 커짐에 따라 내진설계에 대한 관심도 증가하였다. 우리나라의 내진설계는 1970년대에 원전에 대한 국외의 내진설계기준을 적용하여 시작되었고, 1988년에 건축물에 대한 내진설계

기준이 처음으로 제정되었으며, 1997년에 내진설계기준 연구를 통해 다양한 시설물의 상위기준이 마련되었다. 이후 다양한 시설물에 대한 내진설계기준이 제정되어 왔다. 한편, 지중구조물에 대한 내진설계는 터널설계기준(MOCT, 1999), 도시철도내진설계기준(MOCT, 2005), 지하공동구내진설계기준(MOCT, 2004) 등을 통해 제정되어 시행되고 있다. 전력구는 국가전력망의 송배전에 필요한 시설물로서 지하공동구와 유사한 기능을 하는 사회기반시설이다. 이 전력구는 지진화산재해대책법에 따라 행정안전부에서 고시한 내진설계기준공통적용사항(MOIS, 2017) 및 산업통상자원부의 에너지시설내진공통적용사항(MOTIE, 2018)을 반영하여 전력설비의 최소 내진성능을 상향하여 설계

[†]Corresponding author:

Tel: +82-62-530-1651; E-mail: jm4kim@jnu.ac.kr

Received July 1 2021; Revised July 16 2021;

Accepted July 19 2021

© 2021 by Computational Structural Engineering Institute of Korea

This is an Open-Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution Non-Commercial License(<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0>) which permits unrestricted non-commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

하도록 요구되었다(Hwang *et al.*, 2020). 이에 따라 송배전설비의 내진설계를 위한 실무지침을 개정하고 국내 송배전설비의 동특성을 고려한 내진설계지침을 제안하는 연구가 수행되었다. 이 논문은 본 연구결과와 일부로서 전력구 구조물의 지진응답 해석법에 사용되는 응답변위법의 보수성에 대한 평가결과이다.

일반적으로 국내 내진설계기준에서 전력구에 대한 지진응답 해석으로 권장되는 방법은 등가정적해석법 중에 응답변위법(Response Displacement Method, RDM)이다. 응답변위법은 지중구조물의 지진응답해석을 위한 방법으로서 국내 지중구조물의 내진설계기준에 광범위하게 사용되고 있다(Kawashima, 2000; Kim *et al.*, 2006; 2010). 그러나 이 방법은 지반스프링상수 및 지진하중 등을 계산하기 위해 가정된 사항들로 인하여 해석자의 이해 정도에 따라 해석결과가 일관적이지 못할 수 있으며, 정밀해석 결과와 비교했을 때 종종 지중구조물의 지진응답을 과소평가하기도 한다(Katayama, 1990; Kim and Kim, 2010). 또한 국내의 지반특성을 고려하지 않고 해석하는 경우에 지반변위가 과대평가될 수 있으므로 국내 지반특성을 고려한 응답변위법의 수정이 필요하다는 연구결과도 있다(Choi *et al.*, 2021; Kim *et al.*, 2004).

국외에서는 응답변위법의 해석 오차를 줄이고자 기존 응답변위법을 기반으로 수정된 MCSRDM(Modified Cross Section Racking Deformation Method)(Tao *et al.*, 2011), 알게 매립된 박스형 지하구조물에 대해 수직관성력을 추가적으로 고려한 VIF-RDM(Vertical Inertia Force Response Displacement Method), IVIF-RDM(Integral Vertical Inertia Force Response Displacement Method)(Xu *et al.*, 2019)이 제안된 바 있다.

한편, 응답변위법에 적용되는 내진설계변수 중 하나인 지반강성 보정계수인 C 값은 지반의 비선형성을 고려하기 위해 적용되는 계수로서, 선형거동을 하는 지반에 대해서는 1.0이며, 비선형거동을 하는 지반에 대해서는 1보다 작은 값이다.

$$V_{SDi} = C \cdot V_{Si} \quad (1)$$

여기서, V_{SDi} = 지표층 지반의 i 번째 토층의 설계전단파속도, V_{Si} = 해당 구조물을 포함하는 i 번째 지층의 설계초기전단파속도, C = 내진성능수준별 지반변형에 대한 보정계수, 송배전설비 내진설계 실무지침(KEPCO, 2014)에서는 내진성능 목표수준인 붕괴방지수준에서 C 값으로 0.5를 사용하도록 제시하였다. 하지만 최근에 제시된 내진설계 공통적용사항(MOIS, 2017)을 반영한 새로운 C 값에 대한 연구가 필요하다.

이 연구에서는 박스형 전력구의 내진설계를 위해 응답변위법을 적용할 때 적절한 보수성을 확보할 수 있는 지반강성 보

정계수 C 값에 대한 수치해석 연구를 수행하였다. 이를 위하여 다양한 단면과 지반조건을 고려한 50개 매개변수 지진응답 해석을 수행하였다. 또한, 응답변위법의 참조해로 정밀한 동적 해석을 수행하였고, 구조물에 발생하는 부재력의 보수성을 평가하였다.

2. 본 론

2.1 응답변위법 요약

응답변위법은 지중구조물의 내진설계를 위해 고안된 방법으로 동적인 지반운동을 정적으로 전환하여 지진해석을 수행하는 방법이다. 이 방법은 지진운동으로 인해 발생하는 주변

Fig. 1 Conceptual diagram of the response displacement method

(a) Soil profiles according to shear wave velocity

(b) Deformed shape

Fig. 2 Ground displacement calculation methods using the cosine theory

Table 1 Formula for the single cosine method

$$\begin{aligned}
 U_h(z) &= \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\pi}{2H_s} z\right) & (1.1) \\
 \tau_u &= \frac{G_D}{\pi H_s} S_v T_G \sin\left(\frac{\pi z_1}{2H_s}\right) & (1.2) \\
 \tau_b &= \frac{G_D}{\pi H_s} S_v T_G \sin\left(\frac{\pi z_2}{2H_s}\right) & (1.3) \\
 T_G &= 4 \sum_{i=1}^{n_s} \frac{H_i}{V_{SDi}} & (1.4) \\
 H_s &= \sum_{i=1}^{n_s} H_i & (1.5) \\
 V_{SDi} &= C \cdot V_{Si} & (1.6) \\
 \tau_s &= \frac{\tau_u + \tau_b}{2} & (1.7) \\
 G_D &= \frac{\gamma}{g} V_{SDi}^2 & (1.8) \\
 K_V &= k_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3}\right)^{-3/4}, K_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} & (1.9) \\
 k_{V0} &= \frac{1}{0.3} E_0, k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_0 & (1.10) \\
 K_{SB} &= \lambda K_V, K_{SS} = \lambda K_H & (1.11)
 \end{aligned}$$

where,

$U_h(z)$: displacement of the ground calculated by the single cosine method(m)
 S_v : design velocity response spectrum value corresponding to the natural period of the ground surface(m/s)
 T_G : nature period of ground surface(s)
 H_s : total thickness of ground surface(m)
 H_i : thickness of the i -th layer in the ground surface(m)
 n_s : number of soil layers
 V_{SDi} : design shear wave velocity of the i -th layer in the ground surface(m/s)
 V_{Si} : design initial shear wave velocity of the i -th layer in the ground surface
 C : soil stiffness reduction factor by performance level
 τ_u : shear stress during earthquake acting on the upper surface of the upper slab(kN/m²)
 τ_b : shear stress during earthquake acting on the lower surface of the lower slab(kN/m²)
 τ_s : shear stress during earthquake acting on the outer surface of the side wall(kN/m²)
 z_1 : depth from the ground surface to the top of the upper slab(m)
 z_2 : depth from the ground surface to the bottom of the lower slab(m)
 G_D : average design shear modulus(kN/m²)
 γ : average unit weight(kN/m³)
 K_V, K_H : vertical and horizontal ground reaction force coefficient(kN/m²/m)
 K_{SB}, K_{SS} : vertical and horizontal shear ground reaction force coefficient(kN/m²/m)
 k_{V0}, k_{H0} : vertical and horizontal ground reaction force coefficient equivalent to the value of the plate bearing test(kN/m²/m)
 B_V, B_H : vertical and horizontal converted load width(m)
 E_0 : design modulus of elasticity of the ground at the location of the design target(kN/m²)
 $\lambda = 1/3 \sim 1/4$

Table 2 Formula for the double cosine method

$$\begin{aligned}
 U_{h1}(z_1) &= \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\pi}{V_{SD1}} z_1\right) & (2.1) \\
 U_{h2}(z_2) &= \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{V_{SD1}}\right) \left\{ \cos \frac{\omega_0 z_2}{V_{SD2}} - \frac{\sin \frac{\omega_0 z_2}{V_{SD2}}}{\tan \frac{\omega_0 H_2}{V_{SD2}}} \right\} & (2.2) \\
 (1 + \alpha) \cos\left\{ \omega_0 \left(\frac{H_1}{V_{SD1}} + \frac{H_2}{V_{SD2}} \right) \right\} + (1 - \alpha) \cos\left\{ \omega_0 \left(\frac{H_1}{V_{SD1}} - \frac{H_2}{V_{SD2}} \right) \right\} &= 0 & (2.3) \\
 \tau_u &= \tau_1(z_1) = \frac{2}{\pi^2} G_{0D1} S_v T_G \frac{\omega_0}{V_{SD1}} \sin\left(\frac{\omega_0 z_1}{V_{SD1}}\right) & (2.4) \\
 \tau_b &= \tau_2(z_2) = \frac{2}{\pi^2} G_{0D2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{V_{SD1}}\right) \frac{\omega_0}{V_{SD2}} \left\{ \sin \frac{\omega_0 z_2}{V_{SD2}} + \frac{\cos \frac{\omega_0 z_2}{V_{SD2}}}{\tan \frac{\omega_0 H_2}{V_{SD2}}} \right\} & (2.5) \\
 V_{SDi} &= C \cdot V_{Si} & (2.6) \\
 G_{0Di} &= \frac{\gamma_i}{g} V_{SDi}^2 & (2.7) \\
 K_V &= k_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3}\right)^{-3/4}, K_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} & (2.8) \\
 k_{V0} &= \frac{1}{0.3} E_0, k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_0 & (2.9) \\
 K_{SB} &= \lambda K_V, K_{SS} = \lambda K_H & (2.10)
 \end{aligned}$$

where,

$U_{h1}(z_1)$: displacement of first layer calculated by double cosine method(m)
 $U_{h2}(z_2)$: displacement of second layer calculated by double cosine method(m)
 H_1, H_2 : thickness of the first and second layer(m)
 V_{SD1}, V_{SD2} : average design shear wave velocity of the first and second layer(m/s)
 ω_0 : design natural frequency of the ground(rad/s), calculation by trial and error method
 α : impedance ratio between the first and the second layer,
 $\alpha = \frac{\gamma_1 V_{SD1}}{\gamma_2 V_{SD2}}$
 z_1 : depth from the top of the first layer to the top of the second layer(m)
 z_2 : depth from the top of the second layer to the bottom of the second layer(m)
 G_{0D1}, G_{0D2} : average design shear modulus of first and second layer(kN/m²)
 γ_1, γ_2 : average unit weight of the first and second layer(kN/m³)
 K_V, K_H : vertical and horizontal ground reaction force coefficient(kN/m²/m)
 K_{SB}, K_{SS} : vertical and horizontal shear ground reaction force coefficient(kN/m²/m)
 k_{V0}, k_{H0} : vertical and horizontal ground reaction force coefficient equivalent to the value of the plate bearing test(kN/m²/m)
 B_V, B_H : vertical and horizontal converted load width(m)
 E_0 : design modulus of elasticity of the ground at the location of the design target(kN/m²)
 $\lambda = 1/3 \sim 1/4$

지반의 변위를 먼저 구하고 이 변위에 의해 지중구조물에도 거의 같은 변위가 발생한다고 가정하여 구조물의 응력 등을 구하는 방법이다(Kim *et al.*, 2010). 또한, 응답변위법은 Fig. 1과 같이 구조물 주변의 지반을 탄성스프링으로 적절하게 모델링하고, 설계지진력은 표층지반 내의 구조물 위치에서의 상대변위, 주면전단력 및 관성력으로 구해진다. 이때 설계지진력을 결정하기 위한 방법으로는 간략계산식과 부지응답해석(site response analysis)이 있다. 간략계산식은 설계하고자 하는 표층지반의 개수에 따라 단일코사인방법 및 이중코사인방법이 있다(Fig. 2). 단일코사인방법의 경우에는 표층지반을 한 개의 층으로 가정하여 설계지진력을 결정하는 방법이고, 이중코사인방법은 표층지반을 두 개의 층으로 구분하여 각 층의 설계지진력을 구하는 방법이다. 각 방법들의 주요 계수는 Table 1과 Table 2의 공식을 사용하여 결정된다(Lee and Kim, 2009). 송배전설비 내진 설계 실무지침(KEPCO, 2014)이 개정되기 전에는 단일코사인방법이 적용되었고, 최근 공동구설계기준(MOLIT, 2018a), 도시철도내진설계기준(MOLIT, 2016) 및 기존시설물 내진성능평가요령(MOLIT, 2020)에서는 단일코사인방법과 이중코사인방법을 모두 사용하도록 하고 있다.

이 연구에서는 다음과 같은 세 가지 방법을 적용하여 응답변위법에 의한 지진응답해석을 수행하였다.

- (1) 단일코사인방법 : 지반스프링과 설계지진력은 Table 1에 나타난 식을 이용하여 결정
- (2) 이중코사인방법 : 지반스프링과 설계지진력은 Table 2에 나타난 식을 이용하여 결정
- (3) 부지응답해석 : 부지응답해석을 위해 일차원 파동전달 이론을 기반으로 작성된 M-SHAKE를 이용하였다(Kim, 2010). 변형률의존 자유장해석을 통해 구해지는 등가선형 전단탄성계수를 고려하여 지반스프링을 계산하였다. 또한, 자유장해석으로 계산된 변위, 가속도, 전단변형률을 이용하여 설계지진력을 결정

2.2 해석예제의 정의

2.2.1 박스형 전력구 구조물 및 지반조건

응답변위법을 적용한 전력구의 지진응답해석을 수행하기 위하여 국내 박스형 전력구 구조물의 설계도 및 지반조사 자료를 참고하였다. 예제해석을 위해 각각 25개의 서로 다른 구조물 및 지반층상구조의 단면이 선정되었다. 그리고 각 지반구조물 단면에 대해 2개의 서로 다른 지반조건(전단파속도가 300m/s 이하의 경우 지반조사 보정계수에 의해 0.8을 곱하여 적용)을 고려하여 총 50개의 예제를 조합하였다. Fig. 3에 나타

Fig. 3 Definitions of structural model and seismic input

Fig. 4 Design initial shear wave velocity V_{si} profiles given in Table 3

낸 예제구조물의 폭(B), 높이(H), 벽체의 두께(t_1, t_2, t_w)와 매립된 깊이(z_1) 및 표층지반의 총 깊이(H_s)를 Table 3에 상세히 나타내었다. 또한, 전체 해석예제의 설계 초기전단파속도를 Fig. 4에 나타내었고, 이때 최소값은 100m/s 이고 최대값은 560m/s 이며 기반암의 전단파속도는 760m/s 이상으로 적용하였다. 해석예제의 지반은 대부분 모래, 점토, 자갈 및 풍화암으로 이루어져 있으며, 25개 지반 특성치를 Fig. 5에 나타내었다.

2.2.2 설계응답스펙트럼 및 입력지진운동

이 연구에서 사용한 입력지진운동은 내진설계 일반(MOLIT, 2018b)에 주어진 암반지반에서 수평설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼을 만족하도록 Fig. 6과 같이 작성하였다. 그리고 내진목표 성능수준은 기능수행수준(Operational performance level, OLE)과 붕괴방지수준(Collapse prevention performance level, CLE)으로 결정하였고 각 수준의 설계지진 재현주기는 내진특등급에 해당하는 200년과 2400년이며 지진구역은 I구역

Fig. 5 Ground conditions for numerical analysis models

Fig. 6 Design response spectrum depending on seismic performance target levels

Fig. 7 Input control acceleration time histories depending on seismic performance target levels

으로 적용하였다. 이때, 내진성능수준에 해당하는 유효수평지반가속도(S)는 기능수행수준에서 0.0803g이며, 붕괴방지수준에서 0.22g이다. Fig. 7과 같이 작성된 인공지진파를 예제모델의 기반암 노두에 입력하여 지진응답해석을 수행하였다.

2.3 동적 지반-구조물 상호작용해석 및 응답변위법 해석

2.3.1 동적 지반-구조물 상호작용해석

전력구의 지진응답해석법에 사용되는 응답변위법의 보수성을 평가하기 위하여 정밀한 동적해석과 응답을 비교하였다. 이를 위해 진동수영역에서 지반-구조물 상호작용(Soil-Structure Interaction, SSI) 해석이 가능한 KIESSI-3D 프로그램(Kim *et al.*, 2012; Seo and Kim, 2012)을 이용하여 해석하였다. KIESSI-3D 해석모델에서 구조물은 3차원 보 요소로 묘사하였으며 지반 모델은 3차원 입체요소로 작성하였다. 또한, 2차원 지진응답 해석인 응답변위법과 동일한 해석조건을 위하여 모든 절점의 Y

Table 3 Definition of numerical analysis model(unit:m)

Case Label	Structural Dimension ID ($B \times H, t_1, t_2, t_w$)	Soil Layer Depth ID (z_1, H_s)	Soil Property ID	Soil type $C=1.0$ (MOLIT, 2018b)
1	B1 (2.7×3.325 , 0.4, 0.45, 0.4)	L1 (10.04, 30.0)	S1	s_1
2			S2	s_1
3	B2 (2.6×2.9 , 0.3, 0.4, 0.3)	L2 (6.0, 15.2)	S3	s_2
4			S4	s_2
5	B3 (2.6×3.475 , 0.3, 0.35, 0.3)	L3 (4.0, 22.5)	S5	s_1
6			S6	s_1
7	B4 (2.0×2.525 , 0.3, 0.35, 0.3)	L4 (2.3, 30.0)	S7	s_1
8			S8	s_1
9	B5 (2.7×2.9 , 0.3, 0.3, 0.3)	L5 (0.93, 27.4)	S9	s_1
10			S10	s_2
11	B6 (2.65×2.95 , 0.35, 0.45, 0.35)	L6 (2.5, 22.0)	S11	s_1
12			S12	s_1
13	B7 (2.65×2.95 , 0.35, 0.45, 0.35)	L7 (8.6, 24.0)	S13	s_1
14			S14	s_1
15	B8 (2.4×2.53 , 0.3, 0.35, 0.3)	L8 (5.53, 20.82)	S15	s_1
16			S16	s_1
17	B9 (2.4×2.53 , 0.3, 0.35, 0.3)	L9 (5.54, 16.54)	S17	s_2
18			S18	s_2
19	B10 (2.6×3.18 , 0.3, 0.45, 0.3)	L10 (4.0, 17.8)	S19	s_3
20			S20	s_3
21	B11 (3.0×4.60 , 0.6, 0.7, 0.7)	L11 (11.0, 30.0)	S21	s_1
22			S22	s_1
23	B12 (2.6×2.93 , 0.3, 0.4, 0.3)	L12 (6.9, 22.0)	S23	s_1
24			S24	s_1
25	B13 (2.55×3.38 , 0.35, 0.4, 0.35)	L13 (2.2, 30.0)	S25	s_1
26			S26	s_1
27	B14 (2.35×2.43 , 0.25, 0.4, 0.25)	L14 (3.98, 11.5)	S27	s_2
28			S28	s_3
29	B15 (2.5×2.48 , 0.3, 0.35, 0.3)	L15 (3.3, 18.0)	S29	s_2
30			S30	s_3
31	B16 (2.35×2.425 , 0.25, 0.4, 0.25)	L16 (3.98, 11.5)	S31	s_2
32			S32	s_3
33	B17 (2.4×2.475 , 0.3, 0.35, 0.3)	L17 (9.2, 48.0)	S33	s_1
34			S34	s_2
35	B18 (2.3×2.425 , 0.25, 0.4, 0.25)	L18 (8.1, 48.0)	S35	s_1
36			S36	s_1
37	B19 (3.0×4.6 , 0.6, 0.7, 0.7)	L19 (9.4, 54.0)	S37	s_1
38			S38	s_1
39	B20 (2.55×3.375 , 0.35, 0.4, 0.35)	L20 (2.2, 30.0)	S39	s_1
40			S40	s_1
41	B21 (2.0×2.525 , 0.4, 0.45, 0.4)	L21 (2.3, 30.0)	S41	s_1
42			S42	s_1
43	B22 (2.475×2.5 , 0.3, 0.35, 0.3)	L22 (8.7, 18.0)	S43	s_2
44			S44	s_2
45	B23 (2.475×2.5 , 0.3, 0.35, 0.3)	L23 (3.3, 18.0)	S45	s_2
46			S46	s_2
47	B24 (2.05×2.425 , 0.3, 0.35, 0.3)	L24 (8.1, 12.0)	S47	s_2
48			S48	s_2
49	B25 (2.55×2.575 , 0.35, 0.4, 0.35)	L25 (4.0, 17.2)	S49	s_2
50			S50	s_2

Fig. 8 Example model for verification of SSI analysis program

Fig. 9 Comparison of transfer functions of seismic responses

방향을 구속하였다. 이 KIESSI-3D를 이용한 2차원 평면변형 해석 모델의 검증에 위하여 범용 SSI 해석프로그램인 SASSI2010 (Bechtel National Inc., 2011)의 2차원 응답과 비교하였다. 이를 위한 해석예제로는 Table 3의 첫 번째 지반조건을 적용하였고 Fig. 7의 붕괴방지수준에 대한 지진파를 기반암노두에 입력하여 지진응답해석을 수행하였다. KIESSI-3D와 SASSI2010의 2차원 평면변형해석 모델은 Fig. 8에 나타내었다. 해석결과, KIESSI-3D에 의해 구한 구조물의 전달함수는 SASSI2010과 유사한 결과를 보였고 Fig. 9에 나타내었다.

KIESSI-3D를 이용한 지진응답해석을 위해 등가선형 자유장 해석을 수행하였다. 지반의 변형률의존 변형특성을 고려하여, 등가선형 전단계수와 등가선형 감쇠비를 결정하였다. 이때 선정부지의 지층종류에 대한 비선형 관계곡선은 Fig. 10과 같이 기존 문헌자료에서 제시된 자료를 참고하였다(Richards *et al.*, 2012). 지반의 전단파속도가 200m/s 이하는 점토, 460m/s 이하는 모래, 이상은 자갈로 가정하였다.

계산된 등가선형 물성치를 동적 SSI 해석의 지반모델에 적용하여 등가선형탄성해석을 수행하였다. 또한, 동적 SSI 해석과 응답변위법의 해석조건이 동일해야 하므로 Y방향에 대한 모든 절점의 경계조건을 구속하였다(Fig. 11). 그리고 부재력의 출력위치는 응력이 집중되어 큰 하중이 걸리는 구조물의 상단과 하단, 외벽의 상단과 하단으로 결정하였다. 해석모델은

Fig. 10 Nonlinear behavior of soils used for free-field analysis(Richards *et al.*, 2012)

Fig. 11 Boundary conditions and output locations for member forces

Fig. 12 Analysis models for the dynamic SSI analysis

Fig. 12와 같이 25개의 구조모델과 2가지 종류의 지반조건이 조합된 총 50개이다.

2.3.2 응답변위법

응답변위법의 해석모델은 설계지진력을 결정하는 세 가지 방법들에 따라 각각 작성하였다. 이 방법들 중 간략계산식인 단일코사인방법과 이중코사인방법에 적용된 지반강성 보정 계수인 C값은 0.7이며 내진목표 성능수준은 붕괴방지수준이다. 한편, 부지응답해석은 Fig. 10의 지반 비선형곡선을 적용하여 설계지진력을 구하였다. 응답변위법 해석은 구조해석용 전산프로그램인 SAP2000에 의해 수행되었다. 해석모델의 지반은 강성스프링으로 모사하였으며, 구조물은 보 요소로 작성되었다. 설계하중은 강성스프링에 변위로 작용하여 지진해석을 수행하였고, Fig. 13과 같이 응력집중이 예상되는 네 지점의 부재력을 출력하였다. 이때 각 지점을 모양 및 색깔로 구분하여 Fig. 14 및 Fig. 15와 같이 응답비의 분포도에 표시하였다.

Fig. 13 SAP2000 box structural model and output location of member forces

Fig. 14 Comparison of response ratio (shear force)

2.4 동적 지반-구조물 상호작용해석 및 응답변위법 해석 결과 비교

이상에서 응답변위법과 동적 SSI 해석을 수행하였고, 각각 50개 세트의 관심지점에서 부재력(전단력, 휨모멘트)의 최댓값을 도출하였다. 이 절에서는 두 해석법으로 구한 응답을 비교분석하였다. 즉, 두 해석법으로 구한 부재력을 서로 비교하여 응답비(Response Ratio, RR)의 분포도를 구하였고, 이를 Fig. 14와 Fig. 15에 나타내었다. 또한 응답비의 통계분포를 확

인하기 위하여 신뢰성분석에 자주 사용되는 대수정규분포(lognormal distribution)로 나타내었으며, 표준편차와 평균은 각각 식 (2) 및 식 (3)과 같이 구하였다.

$$\sigma_{RR} = \exp(\sigma_{\ln RR}) \quad (2)$$

$$\mu_{RR} = \exp(\mu_{\ln RR}) \quad (3)$$

해석결과, Fig. 14(a)와 Fig. 15(a)의 단일코사인방법을 이용한 응답변위법 응답비의 경우, 대수정규분포도의 표준편차는 0.5이상으로 다른 두 방법보다 월등히 크게 나타났다. 이는 단일코사인방법을 사용한 응답변위법이 상대적으로 일관성 있는 결과를 얻기 어렵다는 것을 의미한다. 또한 이중코사인방법과

부지응답해석으로 구한 응답변위법 응답비의 분포도는 단일코사인방법보다 보수적인 결과를 보였다.

응답변위법과 동적 SSI 해석을 통한 부재력(전단력, 휨모멘트) 응답비가 1보다 작을 확률($P = (RR \leq 1)$)을 Fig. 16에 나타내었다. 이때, 단일코사인방법을 이용한 확률은 전단력이 20%, 휨모멘트는 23%로 구해졌고 이중코사인방법의 확률은 전단력이 19%, 휨모멘트는 18%로 계산되었으며 부지응답해석의 확률은 전단력이 41%, 휨모멘트는 18%로 나타났다. 이를 통해 좀 더 보수적인 설계지진력 결정방법은 이중코사인방법으로 판단된다.

2.5 응답변위법에 사용되는 지반강성 보정계수(C)의 보수성 평가

전력구와 같은 지중구조물은 구조물과 접한 인접지반의 강성에 따라 지진응답이 결정된다. 응답변위법을 이용한 지진해석에서 지반의 비선형성을 고려할 수 있는 방법이 지반강성 보정계수를 적용하는 것 밖에 없다. 하지만 내진설계기준의 지반강성 보정계수가 명확한 근거가 없이 제시되어있고 이를 이용할 경우 비보수적인 설계가 되는 경우도 발생한다. 따라서 이 연구에서는 지반강성 보정계수에 따른 매개변수 해석을 통해 보수성을 평가하였다. 이를 위해 각 내진목표 성능수준의 C 값을 0.5부터 1.0까지 0.1씩 증가시키면서 지진응답해석을 수행하였다. 지진응답해석으로는 이중코사인방법을 적용한 응답변위법과 동적 SSI 해석을 수행하였다. 두 해석방법에 사용된

Fig. 15 Comparison of response ratio(bending moment)

Fig. 16 $P(RR \leq 1)$

(Response displacement method/dynamic SSI analysis)

Fig. 17 Response ratio of member force at OLE (shear force, RDM/dynamic SSI analysis)

Fig. 18 Response ratio of member force at OLE (bending moment, RDM/dynamic SSI analysis)

Fig. 19 Response ratio of member force at CLE (shear force, RDM/dynamic SSI analysis)

지반조건 및 해석조건은 앞장의 내용과 동일하게 적용하였다.

해석결과, 지반강성 보정계수의 변동에 따른 응답변위법과 동적 SSI 해석을 통한 응답비를 비교하였으며, 전단력과 휨모멘트 응답비의 분포를 Fig. 17~Fig. 20에 나타내었다. 이때, 각 그림의 (a)는 응답비의 분포, (b)는 대수정규분포, (c)는 대수누적분포, (d)는 응답변위법이 동적 SSI 해석보다 비초과확률을 나타낸다. 이를 통해 각 수준에 대한 응답비의 비초과확률을

Fig. 20 Response ratio of member force at CLE (bending moment, RDM/dynamic SSI analysis)

구한 결과, 기능수행수준에서 C값이 0.9일 때를 기준으로 전단력이 18%, 휨모멘트는 15%이며 Fig. 17(d) 및 Fig. 18(d)에 나타내었다. 또한 붕괴방지수준에서 비초과확률은 C값이 0.7일 때를 기준으로 전단력이 19%, 휨모멘트는 18%이며 Fig. 19(d) 및 Fig. 20(d)과 같이 나타났다. 응답비의 비초과확률이 20% 이하가 되기 위한 지반강성 보정계수 C값으로 기능수행수준에서 0.9, 붕괴방지수준에서 0.7을 추천하였다.

3. 결 론

이 연구에서는 응답변위법에 적용되는 설계지진력의 결정 방법 및 지반강성 보정계수(C)의 보수성을 평가하였고 합리적인 설계를 위한 계수값을 제시하였다. 이 연구의 결과를 정리하면 다음과 같다.

- 1) 단일코사인방법을 사용한 응답변위법의 경우 보수적인 결과를 보이지는 않았다. 응답비의 분포도 폭이 넓고 표준편차가 크게 나타나 다른 방법들에 비해 비보수적인 결과를 나타내기도 한다. 또한 부지응답해석법을 사용한 경우도 응답비의 평균이 작아 비보수적인 결과를 보였다. 이를 통해 보수적인 관점에서 응답변위법을 수행하는 경우 이중코사인방법으로 설계지진력을 결정하는 것이 합리적일 것으로 판단되었다.
- 2) 이중코사인방법을 적용한 응답변위법과 동적 SSI 해석의 응답을 구하였고 이에 대한 응답비의 비초과확률을

계산하였다. 그 결과, 기능수행수준에서 $C=0.9$ 일 때 전단력이 18%, 휨모멘트는 15%이었고, 붕괴방지수준에서는 $C=0.7$ 일 때 전단력이 19%, 휨모멘트는 18%로 나타났다. 이로부터 이중코사인방법을 적용할 때, 응답변위법에 의한 부재력이 동적해석에 의한 값보다 클 확률이 80% 이상이 되기 위한 지반강성 보정계수 C 값으로 기능수행수준에서 0.9, 붕괴방지수준에서 0.7을 추천하였다.

마지막으로 이 연구에서는 변형률의존 변형특성의 종류가 3가지로 한정되어 있고 입력지진운동이 한 개로 제한되어 있으며 구조물의 단면이 박스형으로만 구성되어 있다. 이로 인한 해석조건의 한계가 존재하므로 지반의 다양한 변형률의존 변형특성, 입력지반운동의 변동성 및 다양한 구조단면 형상에 따른 추가적인 연구가 필요하다.

감사의 글

이 연구는 한국전력공사의 “송배전설비의 내진설계 실무지침서 개정” 연구과제의 지원을 받아 수행되었습니다.

References

- Bechtel National Inc.** (2011) User's Manual for SASSI2010, Version 1.0, November.
- Choi, J.H., Yun, J.S., Choo, Y.W., Youn, J.U.** (2021) A Study on the Correction Factors of Soil Non-linearity Considering Korean Regional Conditions for Seismic Deformation Method Applied to Multi-Utility Tunnels, *J. Earthq. Eng. Soc. Korea*, 25(1), pp.11~20.
- Hwang, K.M., Chun, N.H., Chung, G.Y., Park, K.S.** (2020) Study on Seismic Performance Evaluation and Verification of Seismic Safety for Power Cable Tunnels, *KEPCO J. Electr. Power & Energy*, 6(4), pp.439~445.
- Katayama, I.** (1990) Studies on Fundamental Problems in Seismic Design Analyses of Critical Structures and Facilities, Ph.D. Dissertation, Kyoto University, Japan.
- Kawashima, K.** (2000) Seismic Design of Underground Structures in Soft Ground: A Review. In: Fujita and Miyazaki (eds), *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Balkema, Rotterdam.
- KEPCO (Korea Electric Power Cooperation)** (2014) Seismic Design Guidelines for Transmission, Substation and Distribution Facilities, Korea.
- Kim, D.G., Seo, H.Y., Park, J.W., Choe, I.J.** (2006) Earthquake Response Analyses of Underground Structures Using Displacement Responses of Soil, *J. Korea Inst. Struct. Maint. Insp.*, 10(6), pp.133~142.
- Kim, J.M.** (2010) Seismic Design of Underground Structures and Directions for Further Improvement, *Proc. Earthq. Eng. Soc. Korea Conf.*, pp.272~311.
- Kim, J.M., Kim, D.A.** (2010) A Study on Conservativeness of Seismic Deformation Method for Earthquake Analysis of Underground Structures, *Proc. Earthq. Eng. Soc. Korea Conf.*, pp.83~86.
- Kim, J.M., Lee, E.H., Chung, K.Y., Seo, C.G.** (2012) An Applicability of KIESSI-3D Program for Soil-Structure Interaction Analysis, *Proc. Civil Eng. Soc. Korea Conf.*, pp.334~337.
- Kim, M.C., Kim, Y.I., Cho, W.Y., Kim, M.K.** (2004) Modification of Response Displacement Method for Seismic Design of Underground Structures under Domestic Conditions, *J. Earthq. Eng. Soc. Korea*, 8(2), pp.83~93.
- Kim, Y.M., Jeong, S.S., Lee, Y.H., Jang, J.B.** (2010) Seismic Design of Vertical Shaft using Response Displacement Method, *J. Eng. Soc. Korea*, 30(6), pp.241~253.
- Lee, B.R., Kim, D.G.** (2009) Seismic Deformation Method for Earthquake Analyses of Underground Structures, *J. Comput. Struct. Eng. Inst. Korea*, 22(3), pp.21~34.
- MOCT (Ministry of Construction and Transportation)** (1999) Manual on Tunnel Design, Korean Tunnelling Association, Korea.
- MOCT (Ministry of Construction and Transportation)** (2004) Seismic Design Standards for Underground Tunnels, Ministry of Construction and Transportation, Korea.
- MOCT (Ministry of Construction and Transportation)** (2005) Seismic Design Standard for Urban Railway, Ministry of Construction and Transportation, Korea.
- MOIS (Ministry of the Interior and Safety)** (2017) Seismic Design Criteria Common Application, Ministry of the Interior and Safety, Korea.
- MOLIT (Ministry of Land, Infrastructure and Transport)** (2016) Seismic Design Standard for Urban Railway, Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Korea.
- MOLIT (Ministry of Land, Infrastructure and Transport)** (2018a) Design Code for Multi-Utility Tunnel : Seismic Design, (KDS 11 44 00), Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Korea.
- MOLIT (Ministry of Land, Infrastructure and Transport)** (2018b) General Seismic Design (KDS 17 10 00), Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Korea.
- MOLIT (Ministry of Land, Infrastructure and Transport)** (2020) Guidelines for Seismic Performance Evaluations of Existing Structures (Multi-Utility Tunnel), Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Korea.

- MOTIE (Ministry of Trade, Industry and Energy)** (2018) Requests for Detailed Revision of each Facility according to the Establishment of Seismic Design Standards for Power Equipment, Ministry of Trade, Industry and Energy, Korea.
- Richards, J., Hamel, J., Kassawara, R.** (2012) Seismic Evaluation Guidance, Screening, Prioritization and Implementation Details (SPID) for the Resolution of Fukushima Near-Term Task Force Recommendation 2.1: *Seismic*, EPRI, USA.
- Seo, C.G., Kim, J.M.** (2012) KIESSI Program for 3-D Soil-Structure Interaction Analysis, *J. Comput. Struct. Eng. Inst. Korea*, 25(3), pp.77~83.
- Tao, L.J., Wang, W.P., Zhang, B., Li, W.B., Xu, Y.J.** (2011) Comparison Study of Seismic Design Methods for Subway Structures, *2011 Int. Conf Multimed. Technol.*, pp.1484~1487.
- Xu, Z., Du, X., Xu, C., Jiang, J., Han, R.** (2019) Simplified Equivalent Static Methods for Seismic Analysis of Shallow Buried Rectangular Underground Structures, *J. Soil Dyn. & Earthq. Eng.*, 121, pp.1~11.

요 지

이 논문에서는 박스형 전력구의 지진응답해석에 사용되는 응답변위법(Response Displacement Method, RDM)의 보수성을 평가하였다. 이를 위하여 25가지 전력구 단면과 각 전력구에 대한 2개의 지반조건을 고려한 총 50개 예제를 선정하였다. 응답변위법에 의한 해석은 다음과 같은 세 가지 방법을 적용하였다: (1) 단일코사인방법, (2) 이중코사인방법, (3) 부지응답해석법. 그리고 이들 응답변위법의 보수성을 평가하기 위하여 지반-구조물 상호작용을 고려한 동적해석법으로 구한 응답과 비교하였다. 비교결과, 설계지진력을 결정하는 방법 중에서 부지응답해석법이 가장 변동폭이 작았으며, 이중코사인방법이 가장 보수적인 결과를 보였다. 마지막으로 이중코사인방법을 적용할 때, 응답변위법에 의한 부재력이 동적해석에 의한 값보다 클 확률이 80% 이상이 되기 위한 지반강성 보정계수 C값으로 기능수행수준에서 0.9, 붕괴방지수준에서 0.7을 추천하였다.

핵심용어 : 전력구, 응답변위법, 지반-구조물 상호작용, 지중구조물 내진설계