

교각 비선형 거동을 고려한 낙교위험분석 Unseating Failure of Bridge Spans with Nonlinear Pier Motion under Seismic Excitations

김상호*
Kim, Sang-Hyo

마호성**
Mha, Ho-Seong

함형진***
Ham, Hyung-Jin

Abstract

In this study, the unseating failure of the bridge spans under seismic excitations is examined by investigating the nonlinear response behaviors of the bridge system with reinforced concrete piers. To reduce the computational effort and to consider the effect of the foundation motions, a simplified 3 degree-of-freedom model is proposed, which retains the dynamic characteristics of the original bridge motions in concern. To imply the nonlinear behaviors of the RC piers to the system, a hysteresis model is utilized from the calculated force-deformation curve for the piers. The statistical characteristics of the maximum response displacements are obtained from the simulation results of 1000 time history analysis.

1. 서론

근래에 들어 세계적으로 강한 지진활동이 발생하고 있으며 그에 따른 심각한 지진피해도 보고되고 있다. 인구밀집지역의 증가로 인해 지진피해는 단순한 재산적 피해뿐만 아니라, 인명 및 교통 등을 포함한 사회혼란을 초래할 수 있으므로 내진설계에 대한 필요성이 국내에서도 강조되고 있다. 지진하중을 받는 구조물, 특히 교량의 거동을 예측하기 위해서는 교량의 동적거동특성을 분석할 수 있는 해석모형이 필요하다.

단순함과 해석의 편이를 위하여 많은 구조물의 동적해석에서 선형시스템을 사용하여 왔으나, 강진동에 의해 큰 변위가 생길 경우에 구조물은 선형이 아닌 비선형거동을 보이게 된다. 특히 지진발생시 RC콘크리트구조물의 동적해석을 위해서는 교각의 소성거동을 고려하여야 한다. 교각의 소성거동은 RC교각의 모멘트-곡률 곡선으로부터 얻은 히스테리시스모형을 이용하여 분석할 수 있다. 이러한 히스테리시스모형에 대한 연구 및 개발이 해석적, 그리고 실험적으로 활발히 이루어져 왔으며, 초기강성도와 하중감소시의 강성도의 변화, 그리고 하중재하시 강성저하 등을 고려할 수 있는 모형들이 제안되었다(Clough and Johnston 1966, Riddel and Newmark 1979, Otani 1984).

본 연구에서는 히스테리시스모형을 이용하여 교각의 소성거동을 반영하고 또한 교각기초와 지반의 상호작용을 고려하는 단순화된 3자유도 모형을 이용하여 지진발생시 일어날 수 있는 교량의 거동 중에서 교축방향의 운동으로 인한 낙교위험에 대하여 분석하려 한다.

* 연세대학교 토목공학과 교수

** 연세대학교 토목공학과 박사후과정

*** 신풍 컨설턴트 사원

2. 지진하중

지진하중을 받는 구조물의 동적특성을 분석하기 위한 시간이력해석을 하기 위해서는 지진이력이 필요하다. 추계론적 방법에 의하여 비정상과정인 인공지진이력은 스펙트럼 밀도함수로부터 얻어진 진폭과 주기가 다양한 정현함수에 위상차를 다르게 중첩하여 이루어진 정상과정과 지진의 형태를 지배하는 포락함수와의 곱으로 다음과 같이 시간의 함수로 나타낼 수 있다(Scanlan and Sachs, 1974).

$$\ddot{v}_g(t) = E(t) \sum_{n=1}^N C_n \sin(\omega_n t + \phi_n) \quad (1)$$

여기서, $E(t)$ =가속도-시간이력곡선의 포락함수, C_n =진폭, ω_n =진동수, ϕ_n =위상각.

위의 식에서 위상각 (ϕ_n)은 독립무작위변수로 0과 2π 사이에서 일정한 분포를 갖는다. 진폭은 스펙트럼밀도함수에 의하여 구할 수 있으며, n 번째에 해당되는 진폭 C_n 은 스펙트럼밀도함수 $S(\omega)$ 와 다음과 같은 관계를 갖는다.

$$C_n^2 = 2 S(\omega_n) \Delta\omega \quad (2)$$

일반적으로 포락함수는 지진의 발생원인, 규모와 지반조건에 따른 감쇠현상 등에 따라 결정되며 본 연구에서는 아래와 같은 복합형의 포락함수를 사용하였다.

$$\begin{cases} a-b: E_1(t) = \left(\frac{t}{b-a}\right)^n \\ b-c: E_2(t) = 1 \\ c-d: E_3(t) = e^{-\alpha(t-c)} \end{cases} \quad (3)$$

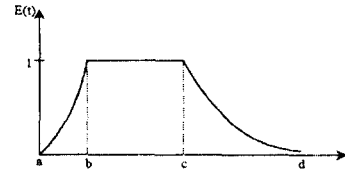


그림 1. 복합형포락함수

교량에 작용한 인공지진이력은 스펙트럼함수를 시방서에 규정된 설계응답스펙트럼 값을 이용하여 구한 후 평균속도가 0이 되도록 보정하고, 발생된 인공지진이력의 응답스펙트럼을 설계응답스펙트럼과 다시 비교하여 서로 일치할 수 있도록 스펙트럼 밀도함수를 보정하는 과정을 반복함으로써 최종인공지진이력을 완성할 수 있다(Vanmarcke and Gasparini, 1976). 그림 2에 인공지진이력의 응답스펙트럼을 설계응답스펙트럼과 비교했고, 그림 3에 인공지진이력의 시간이력도를 나타내었다

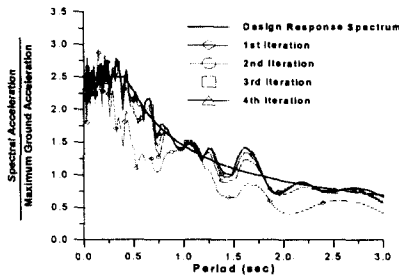


그림 2. 설계응답스펙트럼과 반복횟수에 따른 응답스펙트럼

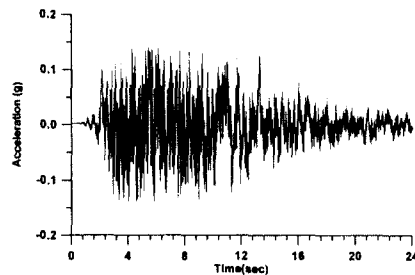


그림 3. 인공지진이력

3. 교량의 운동방정식과 히스테리시스 모형

교축방향의 거동만을 고려할 때, 낙교를 지배하는 것은 교각상부구조와 인접교각 또는 교

대와의 상대변위이며 이러한 교축방향의 응답거동분석을 위해 그림 4와 같이 단순시간을 진동계로서 고려하였다. 기초의 회전 및 병진운동을 고려하기 위한 단순화된 3자유도 모형의 자유도를 그림 5에 나타내었다.

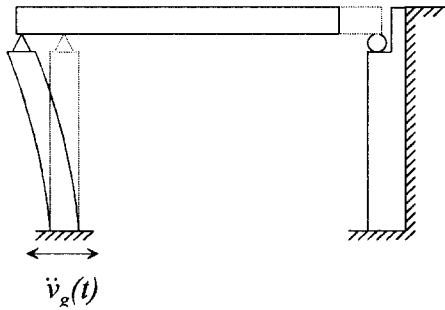


그림 4. 단순화된 교량

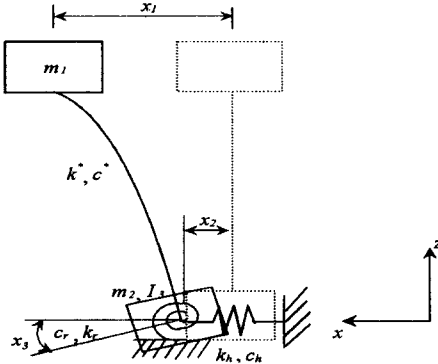


그림 5. 3자유도 해석모형

x_1 , x_2 , x_3 는 각각 교각상부의 변위, 기초의 변위, 기초의 회전변위를 나타낸다. m_1 , m_2 , I_3 는 상부구조와 상부구조에 영향을 미치는 교각의 질량과 기초의 질량, 그리고 기초의 회전관성질량을 각각 나타내며, k_h , k^* , k_r 는 각각 기초의 횡방향 강성, 교각의 강성, 기초의 회전 강성을 나타낸다. 또한, c_h 는 기초의 횡방향 감쇠, c^* 는 교각의 감쇠, c_r 은 기초의 회전 감쇠를 나타내며, $\ddot{v}_g(t)$ 는 지진가속도를 나타낸다.

그림 5에서 보인 교량시스템의 운동방정식은 다음과 같이 Lagrange's equation을 이용하여 구할 수 있다(Fertis 1995).

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{q}_i} \right) - \frac{\partial T}{\partial q_i} + \frac{\partial U}{\partial q_i} - \frac{\partial W_d}{\partial q_i} = \frac{\partial W_e}{\partial q_i} \quad (4)$$

여기서, T는 운동에너지, U는 변형률 에너지, W_d 는 댐핑에 의한 일, W_e 는 외력에 의한 일이다. 식 (4)로부터 일반화된 좌표 q_i 를 고려하는 자유도의 방향인 x_1 , x_2 , x_3 으로 취하여 식을 전개하면, 다음과 같은 운동방정식을 구할 수 있다.

$$m_1 \ddot{x}_1 + c^*(\dot{x}_1 - \dot{x}_3 l - \dot{x}_2) + k^*(x_1 - x_3 l - x_2) = -m_1 \ddot{v}_g(t) \quad (5)$$

$$m_2 \ddot{x}_2 + c_h \dot{x}_2 + k_h x_2 - c^*(\dot{x}_1 - \dot{x}_3 l - \dot{x}_2) - k^*(x_1 - x_3 l - x_2) = -m_2 \ddot{v}_g(t) \quad (6)$$

$$I_3 \ddot{x}_3 + c_r \dot{x}_3 + k_r x_3 - l c^*(\dot{x}_1 - \dot{x}_3 l - \dot{x}_2) - l k^*(x_1 - x_3 l - x_2) = 0 \quad (7)$$

교각의 소성거동을 반영하기 위하여 강성저하등을 고려할 수 있는 히스테리시스모형을 사용하였다. 히스테리시스모형은 모멘트-곡률곡선에서 아래의 관계로부터 구할 수 있다.

$$F = M/l, \quad D = \int_0^l x \phi dx \quad (8)$$

여기서, F는 횡방향하중, M은 모멘트, l은 교각길이, D는 횡방향 변위, x는 하중작용점까지의 거리, ϕ 는 곡률이다.

모멘트-곡률곡선은 $\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$ 인 콘크리트와 SD 30인 철근으로 이루어진 원형의 철근콘크리트 교각에 대한 응력-변형률 관계로부터 해석적으로 구할 수 있다. 지진하중에 대해 교각은 횡방향 하중을 받는 캔틸레버 기둥으로 고려할 수 있으므로, 모멘트를 식 (8)을

이용하여 횡방향 하중으로 바꾸고 곡률을 적분하면 그림 6과 같은 하중-변위 곡선을 얻을 수 있으며, 이로부터 그림 7에서 보인 절차에 따라 히스테리시스모형을 구성하였다(Penelis and Kappos, 1997).

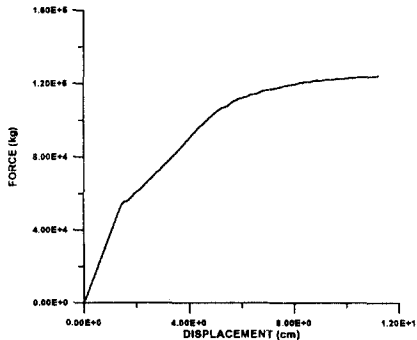


그림 6. 원형 철근콘크리트 교각의 하중-변위 곡선

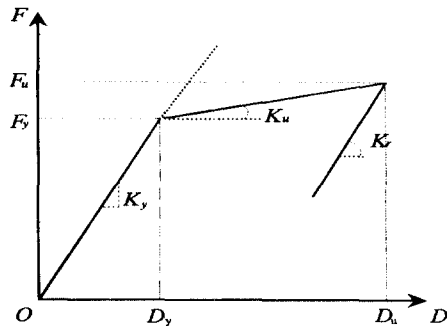


그림 7. 히스테리시스모형의 변수

그림 7에서, D_y 와 F_y 는 철근의 항복발생변위와 항복발생하중을, K_y 는 항복강성을 나타낸다. D_u 와 F_u 는 최대변위와 최대하중을 각각 나타내며, K_r 은 하중제거시(Unloading)강성을 표현한다. 또한, K_u 는 극한강성을 나타낸다.

하중제거시 강성저하는 Otani등(1984)이 제안한 아래의 식으로부터 구할 수 있다.

$$K_r = K_y |D_y / D_u|^\alpha \quad (9)$$

여기서 α 는 하중감소시 강성저하 매개변수이며 철근 콘크리트의 경우 약 0.1 ~ 0.5의 값으로 가정된다. 그림 8에 계산된 히스테리시스모형을 나타내었다.

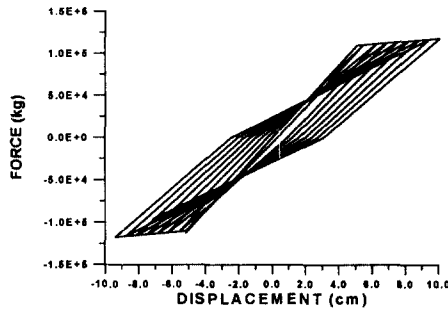


그림 8. 교각의 히스테리시스모형

4. 낙교위험도 분석기법

교량의 지진하중에 의한 낙교위험을 분석하기 위해 먼저 지진하중에 의한 최대응답변위의 확률적 특성을 파악하고 주어진 최대지반가속도의 지진이 발생할 수 있는 확률추정을 위한 지진위험도분석이 필요하다. 최대응답변위의 확률적특성은 교량거동의 시간이력도로 이루어진 확률과정을 이용하여 구할 수 있다. 이를 위하여 교량거동으로부터 1000개의 시간이력도를 구하였으며, 각 시간이력도로부터 얻은 1000개의 최대응답변위의 샘플값으로부터 확률적 특성을 구할 수 있다. 적절한 확률샘플의 크기를 결정하기 위하여 각기 100, 200, 400, 600 및 1000개의 샘플로 이루어진 확률분포곡선을 구한 후 비교하여 그림 9에 나타내었다.

그림 9로부터 샘플크기가 작은 경우, 확률분포함수상에서 상·하단의 꼬리부분에서 샘플값의 분포와 가정한 대수정규분포와의 일치성이 다소 떨어지나, 1000개의 샘플로부터 얻은 최대응답변위는 대수정규분포로써 표현하기에 적합한 것을 알 수 있다.

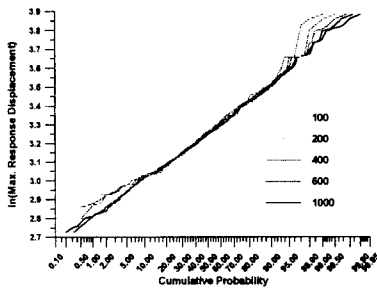


그림 9. 최대응답변위의 확률분포 특성
(비선형해석결과)

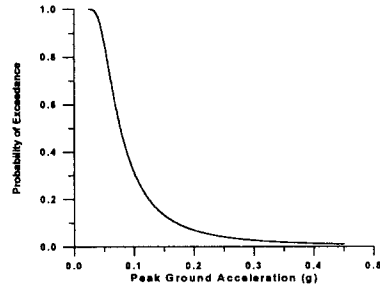


그림 10. 서울에서의 50년 기간의
지진위험도곡선

기간 t 년동안 최대진앙진도 I_e 를 초과하는 지진이 최소한 한번 발생할 확률인 최대진도 초과확률 (P_t)을 아래와 같이 다음과 같이 나타 낼 수 있다(오병환과 강영진, 1992).

$$P_t = 1 - \prod_{i=1}^n \exp[-pt \cdot \exp\{-\beta^*(I_e - i_0)\}] \quad (10)$$

여기서, β^* : 축적매개변수, i_0 : 위치매개변수, p : 지진구역의 지진발생비율

지진발생위험도 분석은 식 (10)을 이용하여 얻을 수 있으며, 그림 10에 서울에서의 50년 기간의 지진위험도곡선을 나타내었다.

최대지반가속도가 a_g 인 지진이 발생하였을 때 낙교가 발생할 확률은 식 (11)과 같은 조건확률로써 표현할 수 있다(Ang and Tang, 1984).

$$P(\text{failure}|a_g) = P(N/D < 1) \quad (11)$$

여기서, N =최소받침지지길이, D =지진에 의한 최대응답변위

최소받침지지길이는 대상교량에 따라 일정한 상수값을 갖고 최대응답변위는 대수정규분포를 나타내므로 식(11)은 다시 식 (12)와 같이 나타낼 수 있다.

$$P(\text{failure}|a_g) = \Phi\left(\frac{\lambda_D - \ln N}{\xi_D}\right) \quad (12)$$

여기서, $\lambda_D = \ln \mu_D - 0.5\xi_D^2$, $\xi_D = \ln(1 + \sigma_D^2/\mu_D^2)$, μ_D =최대응답변위의 평균, σ_D =최대응답변위의 표준편차, Φ =표준정규분포함수

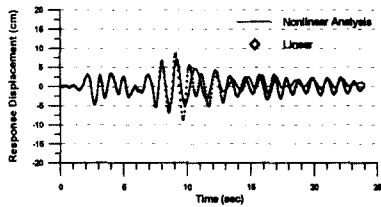
대상교량의 50년 기간동안 낙교가 발생할 확률은 전확률의 정리(total probability theory)에 의해서 50년동안 각 최대지반가속도에 대한 지진이 발생할 초과확률과 각 지진에 의한 낙교발생확률의 곱을 모두 누적한 값이며 다음과 같이 구할 수 있다.

$$P_f = \sum P(\text{failure}|a_g)P(a_g) \quad (13)$$

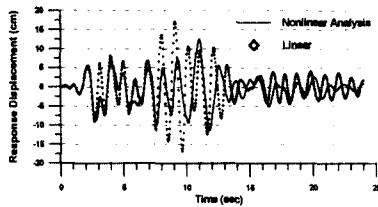
5. 결과분석

우선 교각의 소성거동의 영향을 보기위하여 식 (5), (6), (7)로 표현되는 선형시스템과 히스테리시스모형을 갖는 비선형시스템의 결과를 변위와 복원력비의 시간이력도를 이용하여 비교하여 보았다. 대상교량은 지간 35m, 교각형태는 π 형, 교각높이 12m인 강판형교이다.

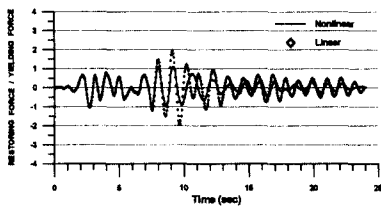
지반가속도의 크기에 따른 영향정도를 보기 위하여 중진으로 볼 수 있는 0.2g와 강진으로 볼 수 있는 0.4g의 지반가속도를 교량에 가하였다. 그림 11에 그 결과를 나타내었다. 두 지진에 대한 응답변위시간이력도를 보면, 0.2g의 지진에 의한 선형과 비선형시스템의 시간이력도(그림 11(a))는 0.4g의 결과(그림 11(b))에 비해 크게 차이가 없음을 알 수 있다, 이는 복원력의 시간이력도로부터 설명될 수 있다. 지반가속도가 작은 경우 상대적으로 교각의 복원력이 소성에 최초로 도달하는 시간이 길며, 따라서 두 시스템의 초기거동은 일치하게 된다. 또한 복원력이 항복값을 넘는 비가 크지 않으므로 교각의 소성거동으로 인한 영향은 크지 않다.(그림 11(c)) 반면, 강진의 경우 복원력이 항복값을 초과하는데 걸리는 시간은 매우 짧으며, 따라서 시스템의 거동차이는 초기치로부터 빠르게 일어나며, 비선형시스템의 복원력이 항복값보다 커지지 못하는 반면 선형시스템의 복원력비는 4가지 증가하게 된다. 이러한 복원력의 큰 차이로부터 교량거동의 차이는 크게 발생한다. 위의 결과로부터 교량에 가해지는 지반가속도가 큰 경우 교각의 소성거동이 전체 교량거동에 미치는 영향은 매우 크다는 것을 알 수 있다.



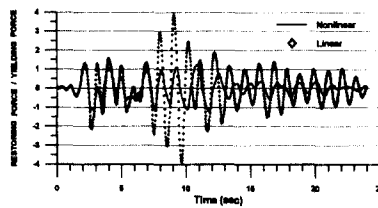
(a)



(b)

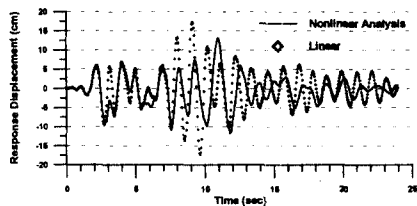


(c)

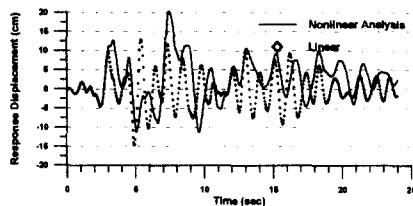


(d)

그림 11 교각높이 12m일 경우 시간이력응답: (a),(b) 응답변위의 시간이력, (c),(d) 복원력비의 시간이력도, (a),(c) 지반가속도 (a),(c) 0.2g, (b),(d) 0.4g



(a) 선형해석의 발생변위가 큰 경우



(b) 비선형해석의 발생변위가 큰 경우

그림 12. 선형해석과 비선형해석의 최대발생변위의 비교

지진하중에 따른 선형과 비선형해석의 최대응답변위를 비교해 보기 위하여 같은 값의 지반가속도를 갖는 지진하중에 대하여 응답시간이력도를 구하여 보았다. 결과로부터 같은 크

기의 지진에 대하여 두 시스템의 최대응답변위는 크게 차이가 없음을 알 수 있었다. 0.4g의 지진하중에 대하여 두 시스템은 최대응답변위가 선형시스템이 큰 경우와 비선형시스템이 큰 경우의 예를 그림 12에 나타내었다. 일반적으로, 비선형시스템과 선형시스템의 최대응답은 대응하는 선형시스템의 고유주기와 밀접한 관계를 갖고 있으며, 고유주기가 0.5~3초인 경우의 속도민감영역(velocity sensitive region)에서는 두 시스템의 최대응답변위의 크기 차이가 없으며, 고유주기가 0.5초 이하인 경우의 가속도민감영역에서는 소성거동을 갖는 비선형시스템의 최대응답변위가 크게 나타나는 것으로 알려져 있다(Chopra, 1995).

다음은 교량의 낙교위험을 분석하기 위하여 지간은 35m, 교각형식은 π 형, 기초형태는 직접기초를 갖는 교량에 대하여 교각높이를 12m, 16m, 20m와 같이 달리하면서 선형과 비선형시스템에 대한 낙교위험의 변화를 검토하였다. 단순교의 지간 중 양쪽이 모두 교각위에 위치한 경우는 지진발생시 교각과 고정단으로 연결된 상부구조로 이루어진 인접한 두 진동구조계의 거동으로 인해 발생하는 상대변위에 의해 낙교가 일어나게 된다. 연속한 교량은 교각 및 상부구조의 질량, 교각강성, 교각높이의 차이에 의해 구조물의 고유진동수에 차이가 발생하게 되고 또한 지진파의 전달 속도에 의해 생기는 도달 시간차로 인하여 인접교각상부 거동에 위상차가 발생할 수 있다. 본 연구에서는 인접한 두 단순구조계의 상대변위를 한쪽 교각상부에 발생하는 최대변위의 2배가 발생한다고 가정했을 경우와 SRSS(square root of the sum of the squares)로 가정한 경우에 대해, 낙교를 지배하는 상대변위를 분석하였다.

교량에 가해진 지진에 대한 교각높이에 따른 낙교위험도의 변화를 보기 위하여 최대지반가속도가 0.3g인 경우, 신뢰성지수를 구하여 그림 13에 나타내었다. 교각높이가 증가함에 따라 선형시스템과 비선형시스템은 모두 신뢰성지수가 감소하는 경향을 보이고 있다. 따라서 교각높이의 증가에 따라 낙교위험도 또한 증가함을 알 수 있다. 다음은 교각높이의 변화에 따른 선형과 비선형시스템의 50년 기간에 대한 낙교확률을 그림 14에 나타내었다. 50년 기간에 일어날 수 있는 모든 지반가속도 크기와 각 크기에 대한 발생빈도를 고려하여 구한 낙교확률 역시 교각높이에 따라 증가함을 알 수 있다. 위의 결과에서 선형과 비선형시스템의 최대응답변위에 대한 결과가 크게 차이나지 않는 이유는 대상교량의 고유주기가 1.0~1.5초 정도로 선형과 비선형해석의 응답변위가 큰 차이가 발생하지 않는 속도민감영역에 포함되기 때문이다. 최소받침지지길이는 시방서에 규정된 방법에 따라 교각높이가 높아질수록 길어지나, 위의 결과로부터 알 수 있듯이 낙교위험도는 계속 증가한다. 그러므로, 교각높이가 변화함에 따라 교량의 낙교위험도를 같은 수준으로 유지하기 위해서는 최소받침지지길이의 규정에 교량거동의 확률적특성이 고려되어야 한다.

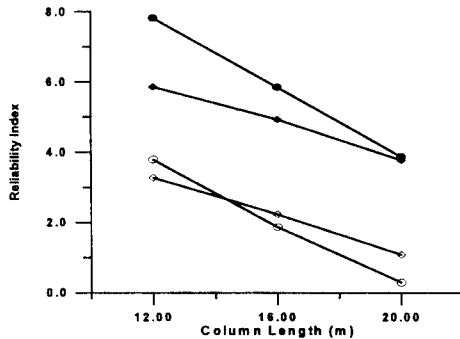


그림 13. 교각의 높이에 따른 선형과 비선형해석의 낙교 신뢰성지수의 변화 (최대지반가속도 0.3g)

● 선형, 최대변위의 SRSS, ◆ 비선형, 최대변위의 SRSS, ○ 선형, 최대변위의 2배, ◇ 비선형, 최대변위의 2배

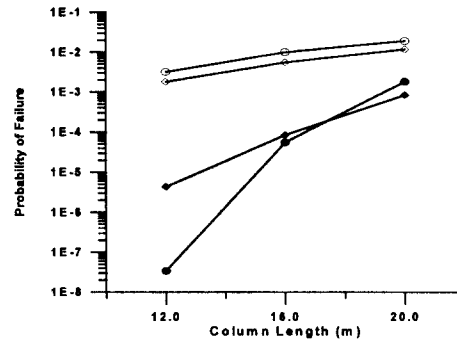


그림 14. 교각의 높이에 따른 50년 기간의 낙교확률

6. 결 론

본 연구에서는 RC교각으로 이루어진 교량의 비선형거동 및 교각기초운동을 고려하여 지진발생시 교량의 낙교위험에 대하여 3자유도 시스템을 이용하여 연구하였다. 본 연구결과, 지진하중에 대한 교량의 응답거동은 철근콘크리트 교각의 소성거동을 고려한 경우 강진발생시 선형해석과는 매우 다른 응답거동특성을 보임을 시간이력도를 통하여 밝혔다. 또한 교량거동의 최대응답변위는 상응하는 선형시스템의 고유주기와 연관이 있으며, 대상교량의 고유주기 범위가 속도민감영역에 포함되므로, 따라서 개개의 응답거동형식은 매우 다르나 최대응답변위의 확률적 특성은 큰 차이가 없음을 알 수 있었다.

인접한 두 교각에서의 최대상대변위에 의한 낙교위험분석으로부터 교량의 낙교위험도는 선형 및 비선형해석으로부터 모두 교각의 높이가 증가함에 따라 증가하며 특히 최대상대변위를 제곱합평방근으로 가정한 경우 낙교위험도는 현저하게 증가함을 알 수 있었다. 그러므로, 교각높이가 증가함에 따라 낙교위험도를 같은 수준으로 유지하기 위하여는 시방서에 규정된 최소받침지지길이의 개선이 요구되며, 이를 위한 심도깊은 연구가 필요하다.

7. 참고문헌

1. Ang, A. H-S. and Tang, W. H.(1984), "Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Vol. I & II", John Wiley & Sons.
2. Chopra, A. K.(1995), "Dynamics of Structures : Theory and Applications to Earthquake Engineering", Prentice Hall, pp. 254~256.
3. Clough, R. W. and Johnston, S. B.(1996), "Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements", Proceedings of Second Japan National Conference on Earthquake Engineering, pp. 227-232.
4. Fertis, Demeter G. (1995), "Mechanical and Structural Vibrations", Wiley-Interscience.
5. Otani, S.(1984), "Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis", Proceedings of Eighth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 4-1, pp. 551-558.
6. Penelis, G. G. and Kappos, A. J.(1997), "Earthquake-Resistant Concrete Structures", E & FN Spon, pp. 229-231.
7. Riddel, R. and Newmark, N. M.(1979), "Forced-Deformation Models for Nonlinear Analysis", Journal of the Structural Division, Vol. 105, No. 12, pp. 2773-2778.
8. Scanlan, R. H. and Sachs, K.(1974), "Earthquake Time Histories and Response Spectra", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 100, pp. 635~655.
9. Vanmarcke, E. H. and Gasparini, D. A.(1976), "Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra", M. I. T. Department of Civil Engineering Research Report R76-4, Order No. 527.
10. 오병환, 강영진(1992), "지진위험도해석기법과 설계지진결정 연구", 대한토목학회논문집, 제12권, 제1호, pp. 29~42.