

상판과 교대의 충돌을 고려한 사교의 비선형 지진거동 해석

Nonlinear Seismic Behavior Analysis of Skewed Bridges Considering Pounding Between Deck and Abutment

강승우¹⁾ · 최광규^{1)*} · 송시영¹⁾ · 손민규¹⁾

Kang, Seung Woo¹⁾ · Choi, Kwang Kyu^{1)*} · Song, Si Young¹⁾ · Son, Min Kyu¹⁾

¹⁾동아대학교 토목공학과

¹⁾Department of Civil Engineering, Dong-a University

/ A B S T R A C T /

There are differences in seismic behavior between non-skewed bridges and skewed bridges due to in-plane rotations caused by pounding between the skewed deck and its abutments during strong earthquake. Many advances have been made in developing design codes and guidelines for dynamic analyses of non-skewed bridges. However, there remain significant uncertainties with regard to the structural response of skewed bridges caused by unusual seismic response characteristics. The purpose of this study is performing non-linear time history analysis of the bridges using abutment-soil interaction model considering pounding between the skewed deck and its abutments, and analyzing global seismic behavior characteristics of the skewed bridges to assess the possibility of unseating. Refined bridge model with abutment back fill, shear key and elastomeric bearing was developed using non-linear spring element. In order to evaluate the amplification of longitudinal and transverse displacement response, non-linear time history analysis was performed for single span bridges. Far-fault and near-fault ground motions were used as input ground motions. According to each parameter, seismic behavior of skewed bridges was evaluated.

Key words: In-plane rotation, Pounding, Abutment-soil interaction, Non-linear time history analysis, Unseating

1. 서론

최근 들어 교통량은 계속 증가하고 있으나, 주변지형의 영향 및 도로선형의 유지 등으로 인해 교량의 기하적 형상이 직교보다 곡선교나 사교로 설계되는 경우가 많아지고 있다. 직교의 동적 해석방법과 설계방법은 잘 정립되어 있으나 사교는 독특한 지진응답특성 때문에 그 해석과 설계방법에 있어서 아직은 절차가 부족하고 불확실성이 남아있다.

과거의 지진에 대한 피해관측에서 직교와 사교의 손상 정도에는 차이가 있다는 것을 알 수 있다. 이는 지진하중에 의해 사교의 상판이 교량의 수직축에 대해 회전하는 경향 때문이다. 사교의 회전응답은 상판의 교축 및 교축 직각 방향의 변위를 증가시킨다. 교축방향의 변위 증가는 상판과 교대 사이의 충돌을 발생시키고 교대에 직접적인 손상을 가져올 수 있으며, 교축 직각

방향의 변위 증가는 전단키의 파괴 및 상부구조의 낙교를 유발할 수 있다.

최근 몇 년 동안 사교에 대한 많은 연구가 수행되었다. 지진하중에 의한 사교의 독특한 붕괴 메커니즘을 분석하고, 보다 정확하게 교량의 손상을 정량화하기 위한 수치해석 모델의 개발은 오랫동안 연구의 대상이 되었다. Ghobarah and Tso[1]는 교량 상판과 교각기둥을 모델링하기 위해 뼈대구조 모델을 사용하였다. 그들은 교량의 붕괴가 교량 상판의 휨과 비틀림 운동의 조합에 의해 발생하거나, 과도한 압축력에 의한 교각기둥의 파괴에 의해 발생한다고 결론 내렸다. Maragakis and Jennings[2]는 단순한 보 모델을 사용하여, 사각의 크기와 상판과 교대 사이의 충격력이 사교의 응답을 지배한다는 결론을 내렸다. Wakefield et al.[3]은 일체식 교대 교량의 동적응답은 상판의 면내 강체회전 보다 휨과 비틀림 변형의 결합에 의해 지배될 것이라고 추측했다. Meng and Lui[4]는 사교의 지진응답은 교각의 경계조건 및 사각의 크기에 크게 영향을 받는다는 결론을 얻었으며, Meng and Lui[5]는 후속 연구에서 상판의 면내회전이 교대에서의 충격력에 의한 것임을 보여주었다. Maleki[6]는 단경간 사교의 지진해석에서 콘크리트 상

*Corresponding author: Choi, Kwang Kyu

E-mail: kkchoi@dau.ac.kr

(Received April 26, 2016; Revised June 29, 2016; Accepted June 29, 2016)

판은 면내운동에 대해 강제라고 가정하여 선형 응답스펙트럼해석을 수행하였으며, 상판이 강제라는 가정은 해석을 단순화하고 슬래브 거더교량에 대해 실무적인 범위 내에서 유효하다는 결론을 내렸다.

Shamsabadi[7]는 교대-지반 상호작용을 고려하기 위해 교대를 비선형 스프링으로 모델링하여, 높은 속도의 펄스를 가지는 근단층 지반운동을 입력 지진으로 하는 비선형 시간이력해석을 수행하였다. 그 결과 직교는 높은 속도 펄스의 지반운동에서 교량의 회전 및 수평방향의 영구변형이 발생하지 않는 반면 사교에서는 심각한 영구변형이 발생한다는 결론을 얻었다. Abdel-Monti and Peken[8]는 사교의 지진응답에 대한 해석을 수행하기 위해 개선된 3차원 뼈대구조 모델을 개발하여, 매개변수 해석을 통해 개선된 뼈대구조 모델이 사교의 정확한 비선형 시간이력 분석을 수행하는데 유용하다는 것을 보여주었고, 사각의 변화와 각 매개변수의 상호작용은 사교의 지진 거동에 심각한 영향을 미친다는 결론을 얻었다. Kaviani et al.[9]는 사각의 변화에 따른 매개변수연구를 수행하여 사각이 큰 교량은 과도한 회전으로 붕괴 확률이 높아지고, 전단키는 상부구조의 회전 및 그에 따른 붕괴의 가능성을 줄이는데 중요한 역할을 할 수 있다는 결론을 얻었다. Kwon and Jeong[10]은 탄성반침으로 지지된 사교 상판의 지진응답을 구하기 위해 지반운동, 사각, 중형 비 등을 매개변수로 비선형 시간이력해석을 수행하였다. 그 결과 각 매개변수들이 변위응답에 미치는 영향을 평가하여 사각에 의한 변위요구 증가에 대한 근사 확대계수를 제안하였다. Catacolli[11]는 교대-지반 상호작용의 해석모델을 고려하여 상판의 회전 및 병진 운동을 유발하는 지반-기초-구조물 상호작용의 효과를 조사하였다. 그러나 교대 뒤채움 지반 및 전단키 스프링을 단순히 선형 및 이중선형으로 모델링하여, 실제로는 비선형 거동을 하는 교량의 지진응답을 정확히 나타낼 수는 없었다.

본 연구의 목적은 사교의 전체적인 지진응답을 분석하고 낙교의 가능성을 평가하는 것이다. 교대와 상판의 충돌을 고려한 교대-지반 상호작용 모델을 사용하여 개선된 교량해석시스템을 개발하였고, 이를 사용하여 사교의 비선형 시간이력 해석을 수행하였다. 교대 뒤채움 지반, 전단키 및 탄성반침으로 이루어진 교대를 강제요소와 비선형 스프링요소를 사용하여 모델링하였으며, 지진 특성이 사교의 지진거동에 미치는 영향을 평가하기 위하여 입력 지반운동을 근단층 및 원단층 지반운동으로 구분하여 적용하였다. 개발한 해석모델을 사용하여 사교에 대한 비선형 시간이력 해석을 수행하였으며, 사각의 변화 및 지반운동의 특성에 따른 교량의 면내회전 응답과 교축 및 교축직각방향 응답 특성을 분석하였다. 특히, 교대의 예각부와 둔각부의 뒤채움지반 및 전단키의 힘-변위 이력곡선을 나타내고 그 거동을 비교분석하였으며, 이를 통하여 직교와 사교의 지진거동의 차이를 평가하였다.

2. 교대-지반 상호작용 모델

교대는 뒤채움지반과의 상호작용으로 인해 복잡한 비선형 거동을 하게 되며, 이는 교대의 교축방향 변위와 뒤채움지반의 재료특성에 따라 달라진다. 일반적인 교량해석에 사용되는 교대-지반 상호작용 모델은 선형, 이중선형 및 쌍곡선 모델이 있다.

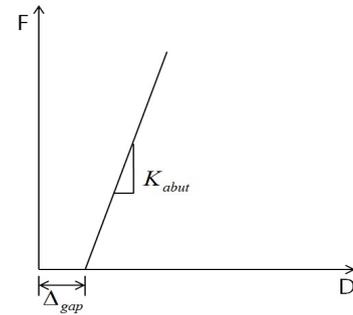


Fig. 1. Linear Model

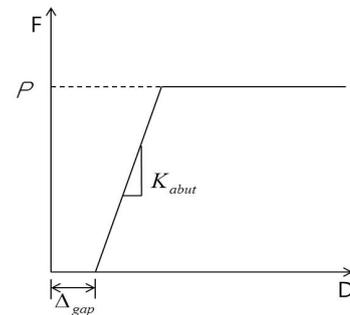


Fig. 2. Bilinear Model(Caltrans[13])

2.1 선형 모델(Linear Model)

지진하중에 의한 교대의 변형이 작을 때, 교대 뒤채움지반의 강성은 선형으로 가정할 수 있다[12]. 선형 모델은 Fig. 1과 같이 상판과 교대 사이의 간격이 닫혔을 때 압축력만 작용하는 선형으로 모델링한다.

2.2 이중선형 모델(Bilinear Model)

Caltrans[13]에서는 현장실험결과에 기초하여 교대뒤채움 지반의 힘-변위 모델을 Fig. 2와 같이 탄성과 소성구간으로 이루어진 이중선형 모델로 가정하였다. Fig. 2에서 Δ_{gap} 는 상판과 교대 사이의 간격이며, K_{abut} 는 교대 뒤채움지반의 강성으로 식 (1)을 사용하여 계산할 수 있으며, P 는 교대가 항복하는 힘으로 식 (2)와 같다.

$$K_{abut} = 14.35 \frac{kN/mm}{m} \times w \times \left(\frac{h}{1.7m} \right) \quad (S.I. units) \quad (1)$$

$$P = A_e \times 239 kPa \times \left(\frac{h}{1.7m} \right) \quad (m, kN) \quad (2)$$

여기서, w 와 h 는 각각 교대 뒷벽의 폭과 높이이고, A_e 는 교대 뒷벽의 유효면적으로 식 (3)과 같다.

$$A_e = w \times h \quad (3)$$

2.3 쌍곡선 모델(HFD Model)

Shamsabadi et al.[14]은 실험을 통해 교대 뒷벽에 가해진 단위 폭 당 힘 F 와 그로 인해 발생한 교대 뒤채움지반의 변위 y 를 Fig. 3의 쌍곡선 관계로 가정했다. Fig. 3의 힘과 변위의 관계는 식 (4)와 같다.

$$F(y) = \frac{Cy}{1 + Dy} \quad (4)$$

여기서, C 와 D 는 상수이며 식 (5)와 같이 구할 수 있다.

$$C = \left(2K_{50} - \frac{F_{ult}}{y_{max}} \right), \quad D = 2 \left(\frac{K_{50}}{F_{ult}} - \frac{1}{y_{max}} \right) \quad (5)$$

여기서, F_{ult} 는 교대 뒷벽에 가해진 단위 폭 당 최대 힘, y_{max} 는 F_{ult} 에 의해 교대 뒤채움지반이 항복하는 변위, $K_{50} = F_{ult} / (2y_{50})$ 으로 평균 교대강성이며, y_{50} 은 $F_{ult} / 2$ 에서의 변위이다.

식 (4)는 교대 높이 $H = 1.67$ m 일 때 실험에 의한 식이고, 그때의 상수 C 와 D 는 Table 1에 나타내었다.

Shamsabadi et al.[14]은 실험과 다른 높이의 교대에 대한 힘-변위 곡선을 구하기 위해 다음의 수정식을 개발하였다.

$$F(y) = \frac{ay}{1 + by} \left(\frac{H}{H_r} \right)^n \quad (6)$$

여기서, a 와 b 는 수정 HFD곡선식의 매개변수, 그리고 $(H/H_r)^n$ 는 교대 높이 H 에 대한 조정계수, H_r 은 기준 교대높이(1 m), 그리고 n 은 무차원 지수이다. Table 2에 식 (6)에 사용되는 교대의 높이에 따른 매개변수 a 와 b 그리고 무차원 지수 n 을 나타내었다.

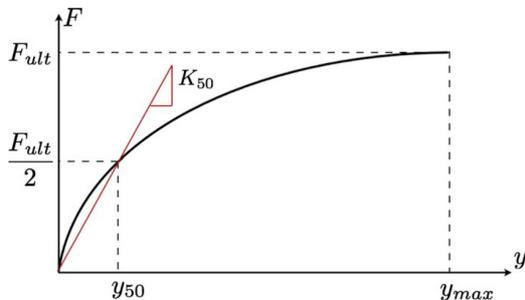


Fig. 3. HFD model(Shamsabadi et al.[14])

Table 1. Coefficients of HFD curve for UCLA and UCD abutment test

Site/backfill type	C (kN/cm/m)	D (1/cm)
UCLA(granular)	527.0	1.071
UCD(cohesive)	263.5	0.536

Table 2. Back-calculated coefficients of extended HFD curve

Site type	UCLA/granular			UCD/cohesive		
	a (kN/cm/m)	b (1/cm)	n	a (kN/cm/m)	b (1/cm)	n
1.00	410.6	1.867	1.56	249.1	0.8405	1.05
1.25	316.6	1.468	1.56	199.4	0.6755	1.05
1.50	258.4	1.206	1.56	166.1	0.5637	1.05
1.67	230.8	1.073	1.56	149.6	0.5084	1.05
1.75	218.5	1.020	1.56	142.9	0.4856	1.05
2.00	190.2	0.8836	1.56	125.6	0.4270	1.05
2.25	168.7	0.7784	1.56	112.2	0.3811	1.05
2.50	152.8	0.6954	1.56	101.6	0.3446	1.05

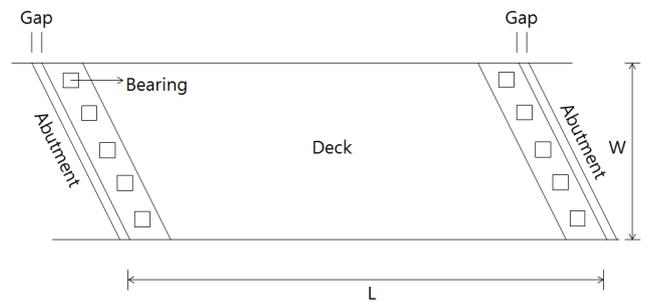


Fig. 4. Geometry of bridge

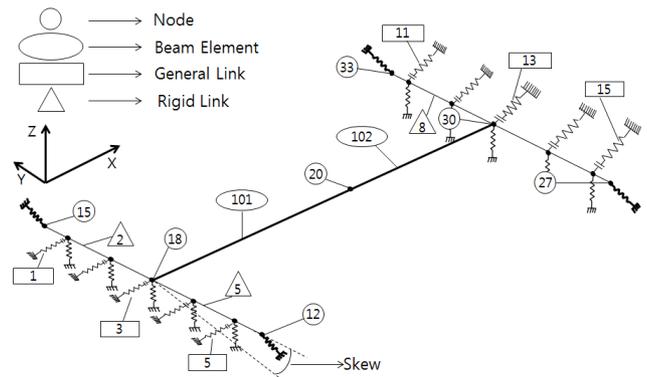


Fig. 5. Structural model of bridge

3. 교량시스템모델 및 지반운동

3.1 예제교량

사교의 독특한 지진거동을 분석하고 낙교의 가능성을 평가하기 위해 유한요소해석 프로그램인 MIDAS/CIVIL (2012)[15]을 사용하여 3차원 비선형 시간이력해석을 수행하였다.

해석에 사용된 교량의 평면형상 및 구조해석 모델을 Fig. 4와 Fig. 5에 나타내었으며, Fig. 6에 교대부분 모델링을 상세하게 나타내었다. 상판은

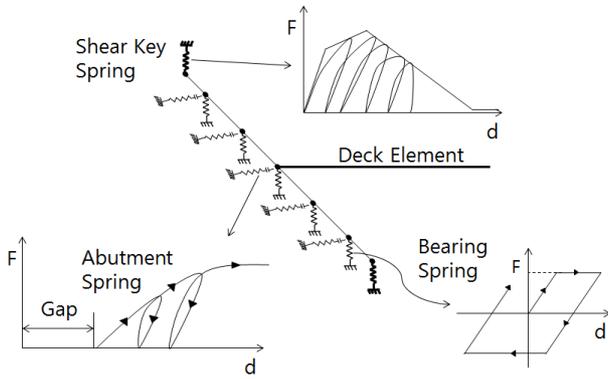


Fig. 6. Modeling of abutment

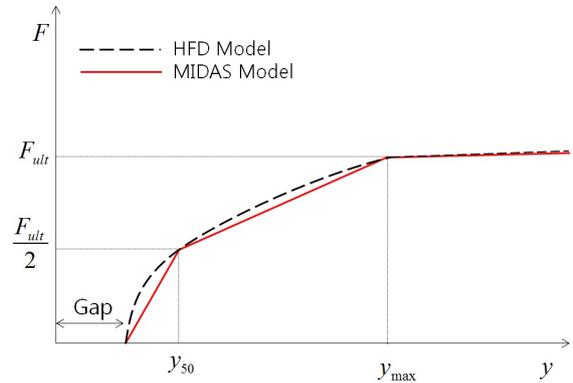


Fig. 7. Nonlinear abutment model

Table 3. Specification of bridge

Bridge length (m)	Bridge width (m)	Deck depth (m)	Gap width (mm)
45	20	2	25

교대에서 탄성받침에 의해 지지되며, 교대와 상판 사이의 간격은 25 mm로 가정하였다. 교량의 길이 L 은 45 m, 폭 W 는 20 m 그리고 교량 상부구조의 깊이는 2 m로 가정하였으며, Table 3에 교량의 제원을 나타내었다. 교량 모델은 수직방향으로는 고정되어 있으며, 횡 방향으로서는 탄성받침의 강성에 의해 지지된다. 비선형 시간이력 해석에서 지반운동은 비선형 교대 스프링 및 탄성받침 스프링의 단부에 입력된다. 지진하중에 의해 상판과 교대 사이의 간격이 닫히기 전까지는 상판은 탄성받침의 강성에 의해 지지된다. 만약 간격을 초과하는 변위가 발생하여 교대와 상판 사이의 간격이 닫히게 되면, 교대의 뒤채움지반의 강성은 활성화되고 교량의 전체 거동에 영향을 미치게 된다.

3.2 교대 뒤채움지반 모델

본 연구에서는 Shamsabadi et al.[14]의 수정식을 사용하여 교대 뒤채움지반의 강성을 산정한다. 교대의 높이는 2 m, 폭은 20 m이며, 지반은 사질토지반(*granular*)으로 가정하였다. 매개변수 a, b 그리고 무차원 지수 n 은 Table 2에서 교대 높이 2 m에 해당하는 190.2(kN/cm/m), 0.8836 (1/cm) 및 1.56 값을 사용하였다. Shamsabadi et al.[14]은 교대 뒤채움지반이 항복하는 최대 변위 y_{max} 를 교대 높이의 5%로 제시하였다. 따라서 교대 높이 2 m에서 교대 뒤채움지반이 항복하는 변위 y_{max} 는 0.1 m이며, 식 (5)에 의해 최대 교대 뒤채움지반의 강도는 단위 폭 당 570 kN/m이다. 본 연구에서는 예각부 및 둔각부에 교대의 서로 다른 응답을 고려하기 위해 20 m 교대 폭에 4 m 간격으로 총 5개의 비선형 스프링을 배치하였으며, 각 스프링의 항복강도는 2280 kN이다.

교대 뒤채움지반 스프링은 MIDAS/CIVIL (2012)[15]에서 Initial Gap을 사용할 수 있는 비선형 요소인 SLIP Trilinear/Compression 링크를 사용하여 모델링 하였다. Fig. 7에 HFD model과 본 연구에 사용한 힘-변위 곡선을 비교해서 나타내었다.

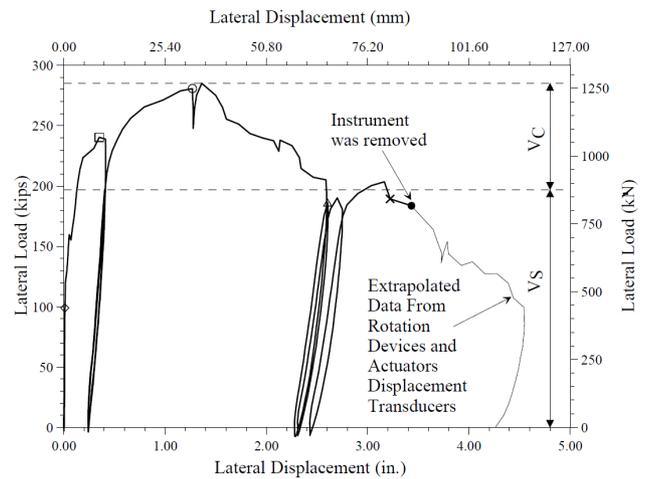


Fig. 8. Load displacement response of test(Megally et al.[16])

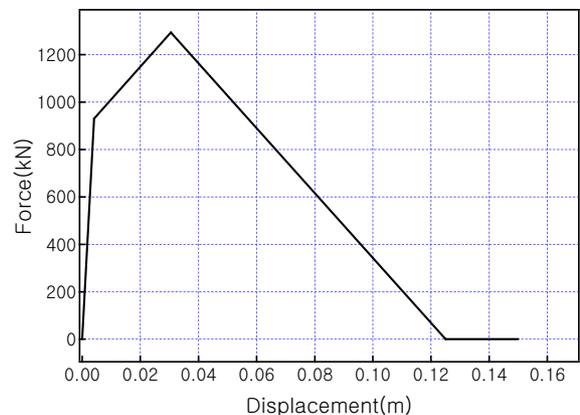


Fig. 9. Nonlinear shear key model

3.3 전단기 모델

사교의 교대 모델에서 교축직각방향 응답은 외부 전단기의 저항에 의해 좌우된다[8]. Megally et al.[16]은 전단기의 힘-변위 응답모델 얻기 위해 실험연구를 수행하였으며, 본 연구에서는 이를 사용하여 전단기의 비선형 요소를 모델링 하였다. Fig. 8은 Megally et al.[16]의 실험에 의한 전단기

의 힘-변위 응답모델을 나타낸 것이다.

비선형 전단키 스프링은 MIDAS/CIVIL(2012)[15]에서 Multi-Linear Plastic Kinematic 링크를 사용하였으며, 인장력이 작용할 때는 활성화되지 않고 압축력이 작용할 때만 활성화되는 압축전용인 Compression Only로 모델링 하였다. Fig. 9에 해석에 사용된 전단키의 비선형 모델을 나타내었다. 비선형 전단키 모델의 최대 강도는 1294 kN이고, 0.125 m 이상의 교축직각 방향 변위가 발생하면 전단키는 완전히 파괴되어 그 기능을 상실한다.

3.4 탄성받침 모델

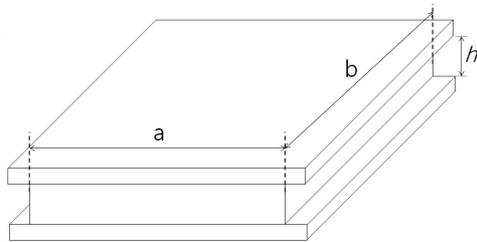
탄성받침의 강성을 평가하기 위해 각 받침은 순수전단 상태에 있다고 가정하였다. 강성을 평가하기 위한 받침모델을 Fig. 10에 나타내었다.

Fig. 10으로부터 전단력 τ 는 식 (7)과 같다.

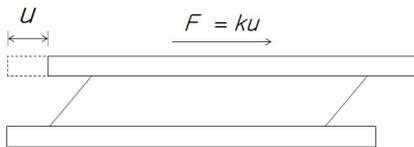
$$\tau = G\gamma = G\frac{u}{h} \quad (7)$$

여기서 G 는 전단탄성계수, γ 는 전단변형률이며, u 는 주어진 방향에서의 받침의 변위, h 는 받침의 높이이다.

따라서 탄성받침의 강성 k 는 식 (8)과 같다.



(a) Geometry of a single pad



(b) Shearing deformation of a pad

Fig. 10. Elastomeric bearing stiffness

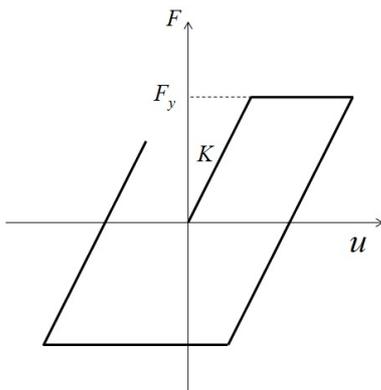


Fig. 11. Elastomeric bearing model

$$k = G\frac{ab}{h} \quad (8)$$

여기서 a 와 b 는 받침의 가로 및 세로 길이이다. 교량은 각 교대에서 모두 5개의 받침으로 지지되어 있고, 각각의 받침은 탄-소성 요소로 모델링 하였다. Fig. 11에 해석에 사용된 탄성받침의 힘-변형 이력거동을 나타내었다.

비선형 탄성받침 스프링은 MIDAS/CIVIL(2012)[15]에서 Hysteretic System Type Nonlinear Spring을 사용하여 교축 및 교축직각방향으로 모델링 하였으며, 각 스프링의 강성은 6950 kN/m이며, 항복강도는 270 kN이다.

3.5 입력지진파 선정

지진특성이 사교의 지진거동에 미치는 영향을 조사하기 위해 입력지진을 원단층 지반운동(far-fault ground motion)과 근단층 지반운동(near-fault ground motion)으로 구분하여 적용하였다. 근단층 지반운동은 일반적으로 진앙거리가 약 10 km 이내인 지역에서 관측되는 장주기 성분의 펄스 형태를 갖는 지반운동이다. 이 범위 밖의 지역은 원단층 지반운동으로 분류되어진다. 교량의 지진거동은 지반운동의 특성에 따라 차이를 나타내며, 특히 근단층 지반운동이 원단층 지반운동에 비하여 변위응답을 크게 발생시키는 것이 일반적이다[7,10].

가속도시간이력은 UC버클리대학교 지진공학연구센터 PEER Ground Motion Database[17] (<http://peer.berkeley.edu/smcat>)에서 가져왔으며, 각 입력 지진파는 원단층 및 근단층 지반운동으로 분류하여 각 그룹에서 5개의 지진파에 대해 시간이력 해석을 실시하여 평균 응답을 구하였다.

해석에 사용한 지반운동의 약어 및 최대 지반가속도를 Table 4와 Table 5에 나타내었으며, 각 지반운동의 응답스펙트럼을 Fig. 12와 Fig. 13에 나타내었다. 각 경우의 지반운동의 평균 최대 지반가속도는 약 0.39 g이다.

Table 4. Selected far-fault records

Ground motions	Abbreviation	PGA(g)
Chi-Chi(1999) - CHY041	F - CC	0.639
Coalinga(1983) - Pleasant Valley P.P.-yard	F - C	0.602
Hollister(1986) - Hollister Diff Array #3	F - H	0.106
Loma prieta(1989) - Hollister - South & Pine	F - LP	0.371
Taiwan(1986) - SMART1 O02	F - T	0.242
Average response	F - AV	0.392

Table 5. Selected near-fault records

Ground motions	Abbreviation	PGA(g)
Chi-Chi(1999) - TAP003	N - CT	0.126
Imperial Valley(1979) - El Centro Array #3	N - IV	0.266
Kobe(1995) - Takarazuka	N - KTA	0.694
Kobe(1995) - Takatori	N - KTI	0.616
Taiwan(1986) - SMART1 M07	N - T	0.254
Average response	N - AV	0.391

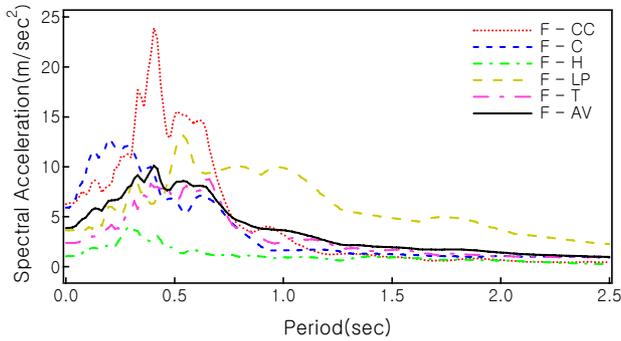


Fig. 12. Spectral accelerations of far-fault ground motions

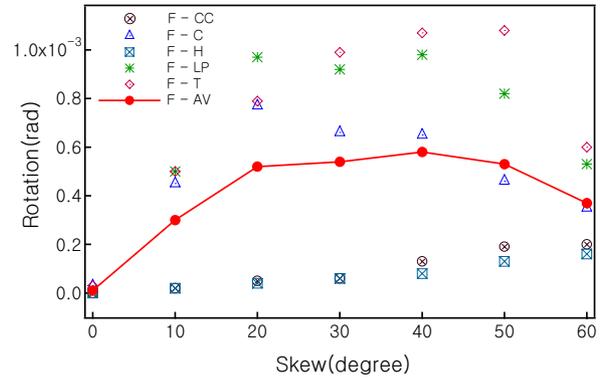


Fig. 14. Rotational response by far-fault ground motions

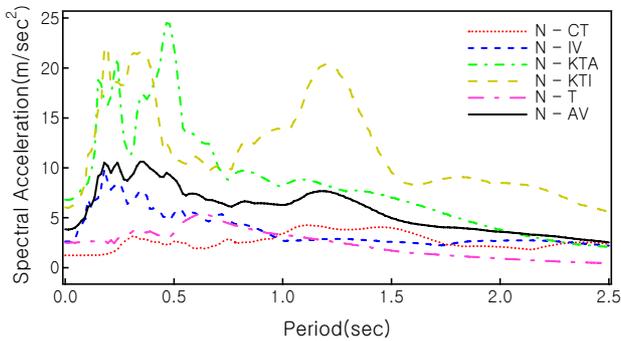


Fig. 13. Spectral accelerations of near-fault ground Motions

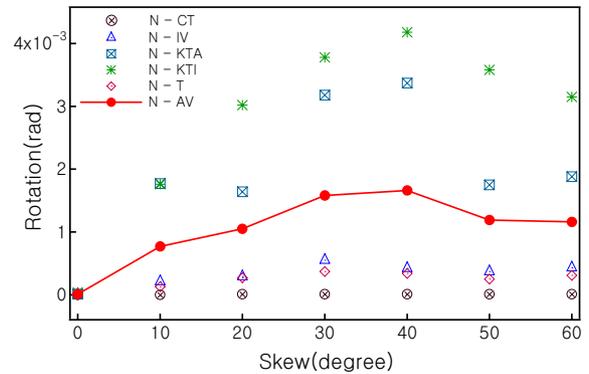


Fig. 15. Rotational response by near-fault ground motions

4. 교량해석 및 결과검토

사교의 지진거동에 사각 및 지반운동 특성의 영향을 평가하기 위해 0°에서 60°까지 10°간격으로 사각을 변화시켜가며 근단층 및 원단층 지반운동을 사용하여 해석을 수행하였으며, 교량의 질량중심에서의 회전응답과 교축 및 교축직각방향 변위응답을 평가하였다.

4.1 면내회전 응답

지반운동의 특성에 따른 사교의 면내회전 응답을 평가하기 위해 먼저 원단층 지반운동을 사용하여 교량의 비선형 시간이력 해석을 수행하였다. Fig. 14는 원단층 지반운동에 의한 교량의 질량중심에서 상판의 회전응답을 나타낸 것이다.

Fig. 14에서 평균응답은 사각이 40°까지는 증가하다가 40°이후에는 약간 감소하는 것을 볼 수 있다. 이러한 경향은 회전응답이 크게 발생하는 지반운동에서 명확하게 나타난다. 이는 사각이 증가하면 교대에서 발생하는 충격력과 질량 중심과의 편심거리 증가로 인해 교량 상판의 질량중심에서의 회전모멘트가 증가하기 때문이다. 그러나 사각이 40°가 넘어가면 교대에서의 충격력이 크게 감소하기 때문에 사각이 증가함에도 불구하고 면내 회전응답은 감소한다. 반면에 교대와 상판 사이의 충돌이 발생하지 않는 회전응답이 작은 지반운동의 경우에는 사각이 증가함에 따라 회전응답은 크게 영향을 받지 않는다.

지반운동의 특성에 따른 사교의 면내회전 응답을 평가하기 위해 근단층

지반운동을 사용하여 교량의 비선형 시간이력 해석을 수행하였다. Fig. 15는 근단층 지반운동에 의한 교량 질량중심에서 상판의 회전응답을 나타낸 것이다.

Fig. 15에서 평균응답은 원단층 지반운동 경우와 유사하게 사각 40°까지 증가하다가 그 후 감소하는 것을 볼 수 있다. 특히 Kobe(1995) - Takatori 지반운동의 경우 다른 지반운동의 경우에 비해 사각 40°까지 회전응답의 증가 폭이 상당히 큰 것을 볼 수 있다. 이는 다른 지반운동에서는 교량의 전단기가 교축 직각방향의 변위를 구속하기 때문에 사각의 변화에 따른 상판의 회전응답이 크게 증폭되지 않지만, Kobe(1995) - Takatori 지반운동의 경우 사각 10°에서 교량 상판의 예각방향 회전으로 인해 예각부의 전단기는 최대 용량에 도달하고 그 기능을 상실하게 된다. 사각이 10°보다 큰 교량에서는 Kobe(1995) - Takatori 지반운동에 의해 모두 전단기가 파괴되는 결과가 나타났고, 이로 인해 전단기에 의한 상판의 교축직각방향 구속이 사라져 회전응답은 급격히 증가한다. 전단기의 파괴는 교량의 회전응답 및 교축직각방향의 응답을 크게 증가시키고 이로 인해 교량 상판이 교대에서 떨어지는 낙교가 발생할 수 있다.

Fig. 16은 사각의 변화에 따른 원단층 지반운동과 근단층 지반운동에 의한 교량의 평균 회전응답을 비교한 것이다. 모든 사각에서 근단층 지반운동에 의한 평균 회전응답이 원단층 지반운동에 의한 것보다 두 배 이상 큰 것을 볼 수 있다.

Fig. 17과 Fig. 18은 가장 큰 회전응답을 나타내는 Kobe(1995) - Takatori 지반운동에 의한 사각이 0°인 직교와 사각이 40°인 사교의 좌측

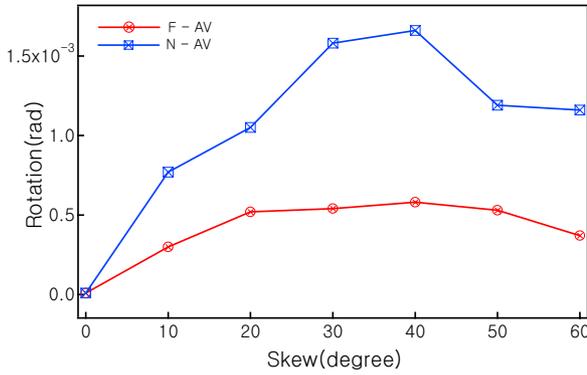
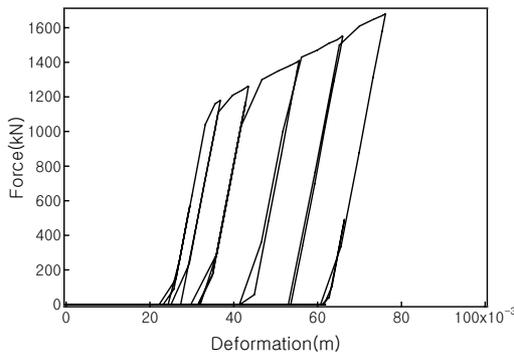
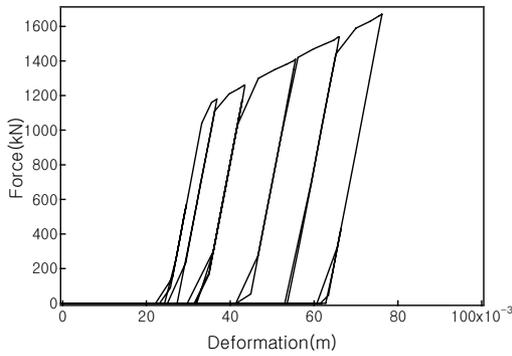


Fig. 16. Comparison of rotational responses



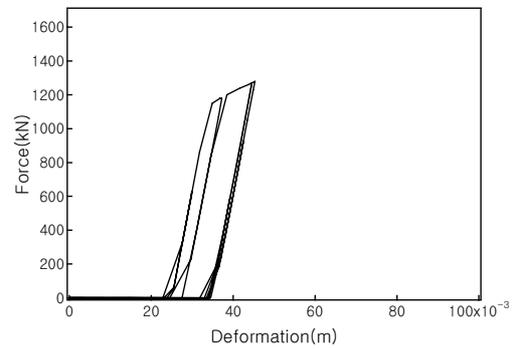
(a) Acute corner



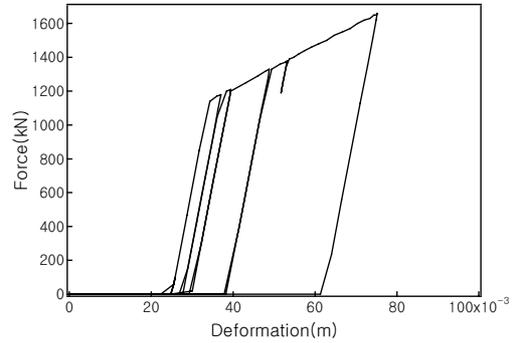
(b) Obtuse corner

Fig. 17. Hysteretic behavior of abutment backfill with 0° skewed angle

교대에서 예각부와 둔각부의 교대 뒤채움지반의 힘-변위 이력곡선을 나타낸 것이다. Fig. 17에서 직교의 교대 뒤채움지반의 강성은 지진하중에 의해 모두 동원되고 교대 뒷벽을 따라 모든 뒤채움지반 스프링이 상판의 교축방향 운동에 대해 균등하게 저항하는 것을 볼 수 있다. 그러나 사각이 40° 교량의 이력곡선인 Fig. 18에서는 사교의 예각방향 회전으로 인해 예각부와 둔각부의 응답이 서로 다른 것을 볼 수 있다. 교량의 회전으로 인해 교량 상판의 둔각부에서는 상판이 교대 뒤채움지반을 밀고 들어가고 뒤채움지반의 강성은 모두 동원된다. 반면에 예각부에서는 상판의 회전으로 인해 교량 상판이 교대 뒤채움지반으로 부터 떨어져 나오게 되면서 뒤채움지반의 강성은 부분적으로 동원된다. 또한 사각이 증가함에 따라 교대 뒤채움지반의 강성기여도는 예각부와 둔각부 모두 감소하는 것을 볼 수 있다.



(a) Acute corner



(b) Obtuse corner

Fig. 18. Hysteretic behavior of abutment backfill with 40° skewed angle

4.2 교축방향 변위응답

지반운동의 특성 및 사각의 변화에 따른 사교의 교축방향 변위응답을 평가하기 위해 비선형 시간이력 해석을 수행하였으며 그 결과는 다음과 같다. Fig. 19는 원단층 지반운동에 의한 좌측 교대 예각부에서 사각의 변화에 따른 교축방향 변위응답을 나타낸 것이다. 사각의 크기가 작을 때 (0°~20°)는 교대 뒤채움지반의 강성이 교량 상판의 교축방향 변위를 제한하기 때문에 교축방향 변위에 대한 사각의 영향은 크지 않다. 그러나 사각이 증가할수록 (30°~60°) 교축방향의 변위는 크게 증가한다. 이는 교대와 교량 사이에 수직으로 배치되어 있는 교대-지반 상호작용 스프링의 교축방향 강성기여도가 사각이 증가함에 따라 감소하기 때문이다. 직교일 때 보다 사각이 60° 일 때 평균응답은 50% 이상 증가하였다.

Fig. 20은 근단층 지반운동에 의한 좌측 교대 예각부에서 사각의 변화에 따른 교축방향 변위를 나타낸 것이다. 평균 교축방향 변위응답은 원단층 지반운동에 의한 결과와 유사하게 작은 사각에서는 (0°~20°) 증가가 크지 않다가 큰 사각에서는 (30°~60°) 증가폭이 큰 것을 볼 수 있다. 특히 Kobe(1995)-Takatori 지반운동의 경우, 사각 50°와 60°에서 교대 뒤채움지반이 항복하는 125 mm가 넘는 교축방향의 변위가 발생했고 그 이후 변위가 크게 증가하는 것을 볼 수 있다.

Fig. 21은 사각의 변화에 따른 원단층 지반운동과 근단층 지반운동에 의한 교량의 교축방향 평균변위응답을 비교한 것이다. 모든 사각에서 근단층 지반운동에 의한 평균 응답이 원단층 지반운동에 의한 것보다 50% 이상 더 크게 나타났으며, 사각이 큰 교량일수록 응답의 차이는 더 증가한다.

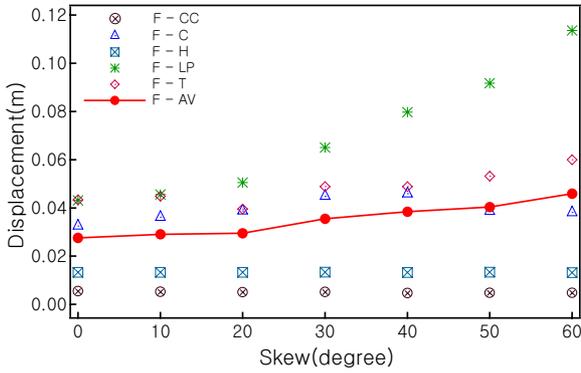


Fig. 19. Longitudinal responses by far-fault ground motions

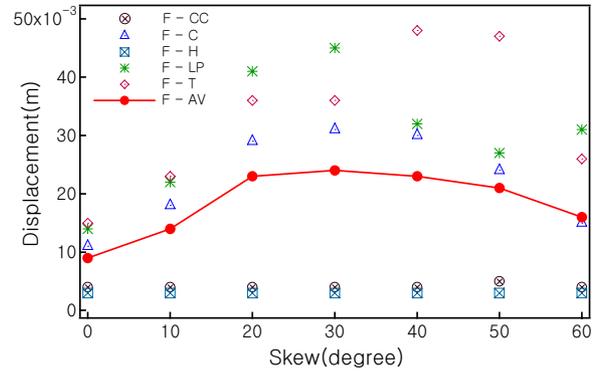


Fig. 22. Transverse responses by far-fault ground motions

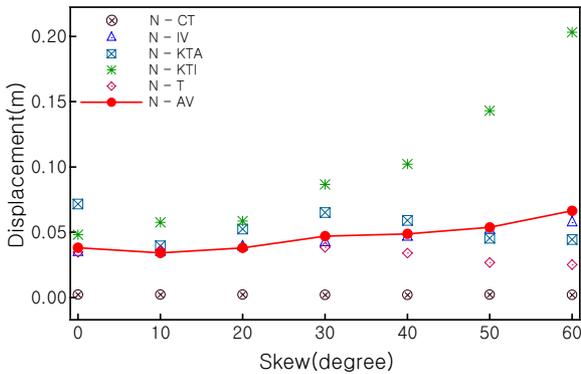


Fig. 20. Longitudinal responses by near-fault ground motions

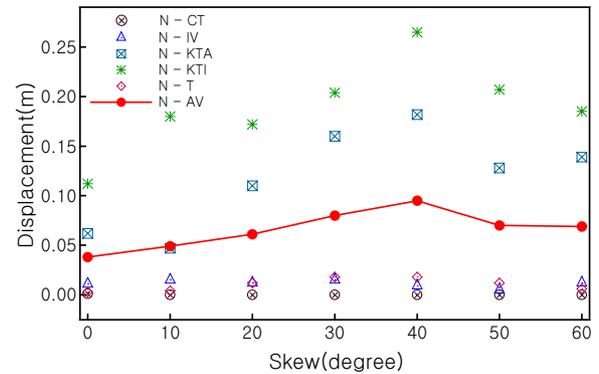


Fig. 23. Transverse responses by near-fault ground motions

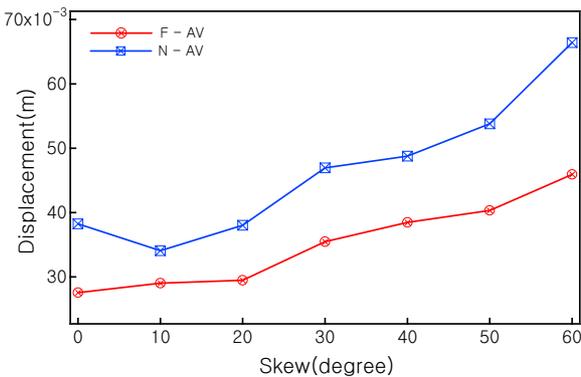


Fig. 21. Comparison of longitudinal responses

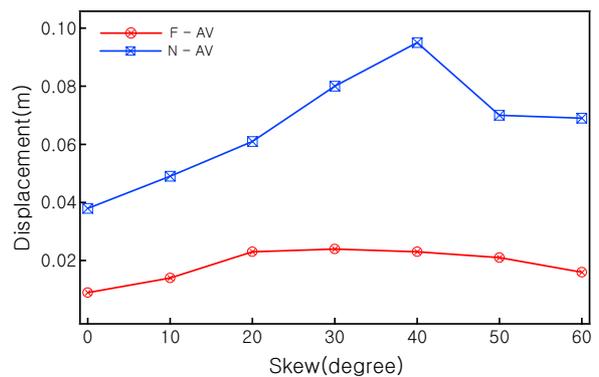


Fig. 24. Comparison of transverse responses

4.3 교축직각방향 변위응답

지반운동의 특성 및 사각의 변화에 따른 사교의 교축직각방향 변위응답을 평가하기 위해 비선형 시간이력 해석을 수행하였으며 그 결과는 다음과 같다. Fig. 22는 원단층 지반운동에 의한 사각의 변화에 따른 좌측 교대의 예각부에서 교축직각방향 변위응답을 나타낸 것이다. 교축직각방향의 평균 응답은 사각 30°까지는 크게 증가하다가 그 이후로는 조금씩 감소하는 것을 볼 수 있다. 이는 Fig. 14에 나타난 질량중심에서의 교량 상판의 회전 응답과 유사한 경향을 나타낸다. 따라서 교량 상판의 교축직각방향 응답은 교량 상판의 회전응답에 크게 영향을 받는 것을 알 수 있다. 또한 교축직각

방향 변위응답이 작은 경우에는 전단키의 구속효과가 크기 때문에 사각에 영향을 거의 받지 않는 것을 볼 수 있다. Fig. 23은 근단층 지반운동에 의한 사각의 변화에 따른 좌측 교대의 예각부에서의 교축직각방향 변위응답을 나타낸 것이다. 평균응답은 원단층 지반운동의 응답과 유사하게 사각이 40°까지는 증가하다가 그 이후 감소하는 것을 볼 수 있다. 이 역시 Fig. 15에 나타난 교량 상판의 질량중심에서 회전응답의 경향과 동일하다. Fig. 24는 원단층 지반운동과 근단층 지반운동에 의한 사각에 따른 교축직각방향 평균 변위응답을 비교한 것이다. 전단키의 파괴가 발생하는 근단층 지반운동의 경우가 전단키가 파괴되지 않는 원단층 지반운동 경우 보다 교축직각방향의 평균 변위응답이 약 세 배 이상 발생하는 것을 볼 수 있다.

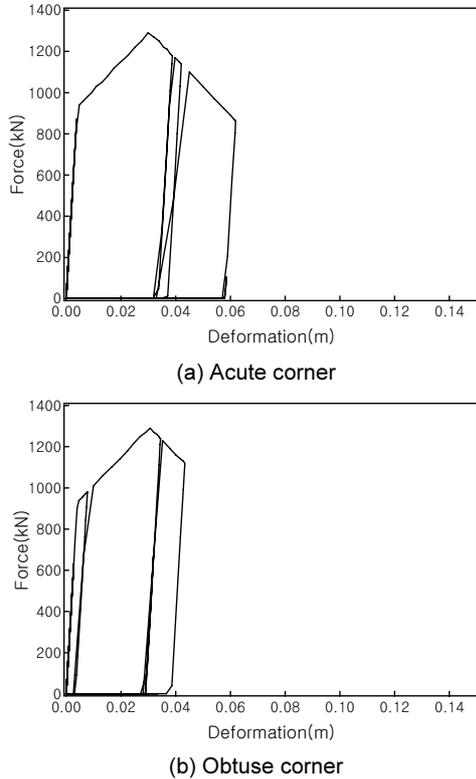


Fig. 25. Hysteretic behavior of shear key with 0° skewed angle

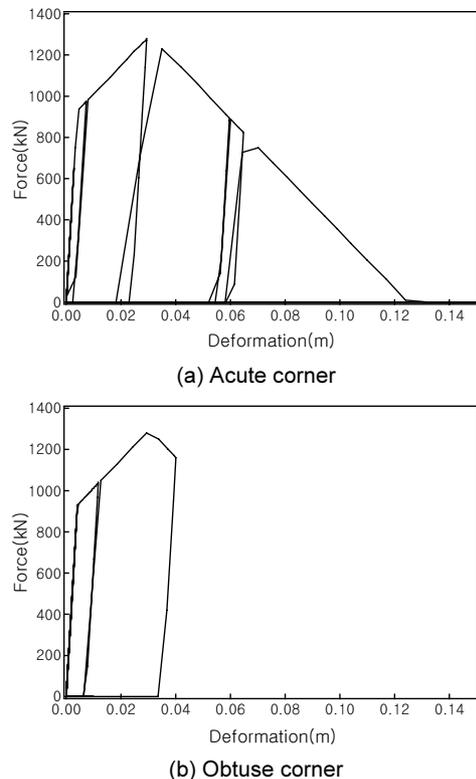


Fig. 26. Hysteretic behavior of shear key with 40° skewed angle

직교와 사교의 예각부 및 둔각부에서 전단키의 힘-변위 이력거동의 차이를 평가하기 위해 Kobe(1995) - Takarazuka 지반운동에 의한 직교와 사

각이 40°인 사교의 예각부와 둔각부에서 전단키의 힘-변위 이력거동을 Fig. 25와 Fig. 26에 나타내었다. 직교에서는 회전응답이 발생하지 않기 때문에 교축직각방향 변위응답은 교축직각방향 지반운동에 의해 발생하며 예각부와 둔각부방향의 거동의 차이는 크지 않다. 따라서 Fig. 25와 같이 예각부와 둔각부의 전단키는 서로 비슷한 이력거동을 한다.

반면 사교에서는 교대와 상판 사이의 편심충돌에 의해 회전모멘트가 발생하고 교량은 예각부로 회전하게 된다. 이는 교축직각방향에서 예각부와 둔각부방향의 변위응답에 큰 차이를 발생시킨다. 따라서 전단키의 이력거동을 나타낸 Fig. 26과 같이 변위응답이 크게 증가하는 예각부에 위치한 전단키는 지진하중에 의해 힘-변위 이력곡선의 최대 용량에 도달하게 된다. 이는 강력한 지진에 의해 전단키가 파괴될 수 있음을 나타낸다. 전단키가 파괴되면 교량의 회전 구속은 감소하게 되고, 상판의 횡 변위의 증가로 인해 상판이 교대로부터 낙교할 수 있다.

5. 결론

본 연구에서는 교대 뒤채움 지반, 전단키 및 탄성받침으로 이루어진 교대를 강제요소와 비선형 스프링요소를 사용하여 정밀하게 모델링한 개선된 교량해석시스템을 개발하였다. 또한 원단층 및 근단층 지반운동을 입력 지진으로 사용하여 비선형 시간이력 해석을 수행하였으며, 사각의 변화 및 지반운동의 특성에 따른 교량의 면내회전 응답과 교축 및 교축직각방향 응답 특성을 분석한 결과는 다음과 같다.

- 1) 사각의 변화에 따른 회전응답은 사각이 40°까지 증가하다가 그 이후에는 감소하는 경향을 보였다.
- 2) 사각이 커지면 뒤채움지반의 교축방향 강성기여가 감소하게 되고, 교축방향 응답은 크게 증가한다.
- 3) 교축직각방향 응답은 회전응답과 직결되어 있으며 유사한 경향을 나타낸다.
- 4) 사각이 큰 교량에서 근단층 지반운동에 의해 전단키가 파괴되는 결과가 나타났고, 이로 인해 회전응답 및 교축직각방향 응답은 크게 증가한다.
- 5) 근단층 지반운동에 의한 응답이 원단층 지반운동에 의한 응답보다 모든 사각에서 두 배 이상 큰 값을 보였다.

사각이 큰 사교에서는 지진하중으로 상판과 교대의 충돌에 의해 예각방향으로 회전이 발생하고, 이는 전단키의 파괴뿐만 아니라 상부구조물의 낙교를 유발할 수 있다. 따라서 지진하중에 의한 충돌손상 및 낙교방지를 위한 연구가 지속되어야 할 것으로 사료된다.

본 연구의 결과는 특정 교량제원 조건에 대하여 얻어졌으므로 보다 보편적인 결과를 얻기 위해서는 향후 다양한 교량제원 조건에 대한 매개변수 해석이 필요할 것으로 생각된다.

/ 감사의 글 /

이 논문은 2016년도 정부(미래창조과학부)의 재원으로 한국연구재단

의 지원을 받아 수행된 연구입니다(No. 2013R1A1A2009508).

/ REFERENCES /

1. Ghorarah AA, Tso WK, Seismic analysis of skewed highway bridges with intermediate supports, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1973;2(3):235-248.
2. Maragakis EA, Jennings PC, Analytical models for the rigid body motions of skew bridges, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1987;15(8):923-944.
3. Wakefield RR, Nazmy AS, Billington DP, Analysis of seismic failure in skewed RC bridge, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 1991 Mar;117(3):972-986.
4. Meng JY, Lui EM, Seismic analysis and assessment of a skewed highway bridge, *Engineering Structure*, 2000 Nov;22(11):1433-1452.
5. Meng JY, Lui EM, Refined stick model for dynamic analysis of skewed highway bridges, *ASCE Journal of Bridge Engineering*, 2002 May; 7(3):184-194.
6. Maleki S, Deck modeling for seismic analysis of skewed slab-girder bridges, *Engineering Structures*, 2002 Oct;24(10):1315-1326.
7. Shamsabadi A, Three-dimensional nonlinear seismic soil-abutment-foundation-structure interaction analysis of Skewed bridges, Ph.D. Dissertation, University of Southern California, Los Angeles, CA, c2007.
8. Abdel-Mohti A, Pekcan G, Seismic response of skewed RC box-girder bridges, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2008 Dec;7(4):415-526.
9. Kaviani P, Zareian F, Taciroglu E, Seismic behavior of reinforced concrete bridges with skewed-angled seat-type abutments, *Engineering Structures*, 2012 Dec;45:137-150.
10. Kwon OS, Jeong SH, Seismic displacement demands on skewed bridge decks supported on elastomeric bearings, *Journal of Earthquake Engineering*, 2013 Apr;17(7):998-1022.
11. Catacili SS, Displacement demands for performance based design of skewed bridges with seat type abutment, Ph.D. Dissertation, University of British Columbia, Vancouver, British Columbia, Canada, c2014.
12. AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials, Guide specifications for LRFD seismic bridge design, c2011.
13. Caltrans, Seismic Design Criteria (v1.6), California Department of Transportation, Sacramento, CA, c2010.
14. Shamsabadi A, Khalili-Tehrani P, Stewart JP, Taciroglu E, Validated simulation models for lateral response of bridge abutments with typical backfills, *ASCE Journal of Bridge Engineering*, 2010 May;15(3):302-311.
15. MIDAS/CIVIL(2012)[Internet], Midas Civil: Integrated solution system for bridge and civil engineering, MIDAS Information Technology Co., Ltd. (in Korean) Available from:www.midasuser.com
16. Megally S, Silva PF, Seible F, Seismic response of sacrificial shear keys in bridge abutments, Report No. SSRP-2001/23, University of California, San Diego, CA, c2002.
17. PEER, PEER Ground Motion Database(Beta)[Internet], Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2010. Available from:http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database