

# 3차원 비선형 동적해석을 이용한 입체라멘교의 지진거동특성에 관한 연구

## A Study on Seismic Behavior of Space Frame Bridge Using Three-Dimensional Nonlinear Dynamic Analysis

김 익 현  
Kim, Ick Hyun

### 국문요약

비선형동적해석을 통하여 RC 입체라멘교에 대한 지진거동특성 및 파괴메카니즘에 관한 연구를 수행하였다. 파이버모델에 기초한 RC 프레임요소를 교각에 도입하여 3차원영역에서 모델링하여 비선형동적해석을 수행하였다. 해석의 정확성을 향상시키기 위하여 균열 진전후 콘크리트와 철근의 부착특성에 의한 재료역학적 특성차이를 고려하기 위하여 파이버는 철근영역(RC zone)과 무근영역(PC zone)으로 영역화하였다. 대상교량은 관성력 중심위치와 교량의 강성중심 위치가 일치하지 않아 비틀림을 동반한 복잡한 지진거동특성을 나타내었다. 이러한 거동특성에 의하여 유연한 교각 옆에 위치하는 상대적 강성이 큰 교각에 과다한 지진하중이 집중되어 파괴에 이르는 것으로 나타났다.

**주요어** : 입체라멘교, 비선형동적해석, 파이버모델, 지진거동특성, 파괴메카니즘

### ABSTRACT

The characteristics of nonlinear seismic behavior and failure mechanism of RC space frame in railroad viaducts have been studied by the numerical analysis in time domain. The structure concerned is modeled in 3 dimensional extent and the RC frame elements consisting of fibers are employed for the columns. The fibers are characterized as RC zone and PC one to distinguish the different energy release after cracking resulted from the bond characteristic between concrete and re-bar. Due to the deviation of the mass center and the stiffness center of the entire structure the complex behavior is shown under seismic actions. The excessive shear force is concentrated on the column beside flexible one relatively, which leads to the failure of bridge concerned.

**Key words** : space frame bridge, nonlinear dynamic analysis, fiber model, seismic behavior, failure mechanism

## 1. 서 론

시설물에 대한 내진성능 확보는 지진에 대한 인적·물적 피해를 최소화하는 기본적인 개념이다. 우리나라의 내진설계는 시설물에 따라 각기 다른 기준이 적용되어 왔으며 이는 기본적으로 강진지역의 내진설계 개념에 기초한 것이다. 이에 건설교통부에서는 1997년, 모든 시설물에 통일된 내진설계기준을 적용할 수 있도록 성능기초 내진설계(performance based seismic design) 개념의 상위설계기준을 작성하였으며<sup>(1)</sup> 향후 이에 기초하여 각 시설물의 특성에 따른 하위기술 기준이 정립될 것으로 기대된다. 도로, 댐 및 건축물과 같은 주요시설물에 대해서는 이미 상위개념에 의거한 내진설계가 적용되고 있다. 또한, 기존 시설물에 대해서도 합리적인 내진성능 확보를 위한 과제가 진행 중에 있어 가까운 장래에 내진성능 평가매뉴얼 및 내진성능 향상매뉴얼이 발행될 예정이다.

이러한 성능에 기초한 내진설계/내진보강의 기본개념하에서는 설계지진에 대하여 구조물의 소요내진성능을 만족시

키는 다양한 설계방법을 적용할 수 있는 많은 기회가 설계자에게 부여되게 된다. 따라서, 이를 위해서는 기본적으로 구조물의 지진거동 특성을 명확하게 이해하는 것이 매우 중요하다.

철도구조물은 도로와 함께 인적, 물적자원을 수송하는 기간시설물로서 지진에 의하여 피해를 입게되면 사회적, 경제적으로 큰 피해를 초래하게 되므로 내진성능을 확보하는 것이 매우 중요하다. 철도구조물에서 널리 사용되고 있는 입체식 라멘구조는 상부구조와 하부구조가 강결되어 있고 교각의 높이는 지반고에 따라 다른 경우가 일반적이다. 따라서, 지진에 의한 관성력의 작용위치와 교량의 강성 중심의 위치가 일치하지 않아 비틀림이 동반된 복잡한 거동을 나타내는 특성을 지니고 있다. 이러한 지진거동특성을 수치해석적으로 모사하기 위해서는 3차원 해석이 필수불가결하다.

본 연구에서는 이러한 구조적특성을 지닌 입체라멘구조를 대상으로 하여 3차원 비선형 동적해석을 수행하여 지진거동특성 및 파괴메카니즘에 대하여 고찰하였다. 해석 모델에서는 해석의 효율성을 고려하여 파이버모델에 기초한 RC프레임 요소를 도입하였으며 해석의 정확성을 향상시키기 위하여 콘크리트와 철근의 부착특성에 따른 다른 재료역학적 특성을 고려할 수 있도록 파이버요소를 영역화하였다.

\* 정희원 · 울산대학교 지구환경시스템공학부, 조교수

(대표저자 : ickhyun@mail.ulsan.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2002년 12월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다. (논문접수일 : 2002. 8. 23 / 심사종료일 : 2002. 10. 7)

## 2. 비선형 해석방법

### 2.1 해석모델링 및 해석개요

교량구조물의 해석은 교축방향과 교축직각방향에 대해 독립적으로 수행하는 것이 일반적이다. 그러나, 입체라멘 교량의 경우 교각의 높이는 교각이 위치하는 지반고에 따라 다르게 되어 교량구조시스템의 강성중심위치가 지진 시 관성력이 작용하는 상부구조의 질량중심과 일치하지 않아 지진 시의 거동은 3차원 공간상에서 매우 복잡한 양상을 나타내게 된다. 따라서, 2차원 해석으로 대상구조물의 지진거동특성을 모사하기 위해서는 상당한 제약이 따르게 된다. 이러한 RC구조물의 복잡한 지진거동을 상당히 정확하게 모사하기 위해서는 입체요소(solid element)를 도입한 3차원 비선형 유한요소해석이 필요하게 된다. 그러나, 구조물의 형상이 복잡하고 구조물을 구성하는 부재 수가 많은 경우에는 많은 계산시간이 소요되어 현실적으로 적용하는데는 한계가 있다. 따라서, 본 연구에서는 대상구조물의 지진거동특성과 수치해석에서의 효율성을 고려하여 대상교량을 그림 1에서와 같이 3차원영역에서 모델링(structural modeling)하고 1차원의 재료역학적모델(material model)을 도입하여 해석을 수행하였다. 이렇게 3차원 해석시의 자유도를 축소시켜 해석함으로써 해의 수렴성과 안정성을 확보하고 계산시간을 대폭 감소시키는 것이 가능하다.

대상교량의 모델링에 있어서는 지진거동에 주요한 영향을 주는 교각에 대해서는 파이버모델(fiber model)에 기초한 RC프레임요소(frame element)를 도입하였으며, 거더를 포함한 슬래브는 철근이 많이 배근되어 있고 낙교를 고려하지 않는다면 지진 시의 손상은 무시할 수 있어 탄성체로 가정하여 3차원 입체요소를 적용하였다(그림 1). 계산을 간편하게 하기 위하여 기초 및 말뚝과 같은 기초구조물과 지반은

고려하지 않았다. 교각에 적용한 파이버요소는 철근과 콘크리트의 부착에 의한 균열 후 응력소산특성의 차이를 고려하여 그림 1에서와 같이 RC(철근콘크리트) 및 PC(무근콘크리트) 영역으로 나누어 모델링하였다. RC 영역은 주철근 주위의 영역으로 균열 후에도 콘크리트와 철근의 부착특성으로 균열의 진전이 제어되어 응력의 저하가 서서히 발생한다(tension stiffening). PC영역은 주철근에서 떨어진 내부영역으로 콘크리트에 균열이 발생하면 급작스러운 응력감하(tension softening)가 발생한다. 이러한 파이버모델에서는 평면은 변형후에도 평면을 유지한다는 가정과 단면변형이 선형적으로 분포한다는 가정에 기초하여 축방향의 평균변형도와 직교하는 2방향의 휨 곡률로부터 각 파이버에 있어서 변형도를 계산한다. 각 파이버에서 변형도가 계산되면 비선형재료모델에 따라 대응하는 축력, 전단력, 휨과 같은 내부힘이 계산된다. 본 연구에서 사용한 파이버모델에 기초한 RC 프레임요소의 해석방법은 편심축하중을 받고 있는 단주식 RC교각의 진동대실험에 의한 비선형거동특성을 비교적 잘 모사하여 그 적용성이 확인되었다.<sup>(2)</sup> 해석의 경계조건으로는 각 교각의 하단부를 완전고정으로 하였으며 지진의 위상차를 고려하지 않고 동일한 파형의 지진을 입력하였다.

본 해석에서는 구조물의 파괴는 교각단면에서의 압축변형률이 1%에 도달한 경우 휨 파괴가 발생하는 것으로 간주하였다. 이는 압축변형률이 커지게 되면 콘크리트의 압축응력은 거의 0에 가깝게 되어 그 이상 해석을 수행하면 해의 수렴도가 떨어지기 때문이다. 실 구조물에 있어서는 파복콘크리트가 박리되는 수준 이상의 손상이 이미 진행된 상태에 해당한다. 전단파괴에 대해서는 해석에서 직접적으로 구현되지는 않는다. 따라서, 이에 대한 판정은 해석 데이터를 후 처리하여 아래 3절에서와 같은 방법으로 별도로 검토하였다.

### 2.2 재료구성모델(Material Model)

RC구조물의 비선형거동을 잘 모사하기 위해서는 콘크리트와 철근의 재료구성모델이 매우 중요하다. 본 연구에서의 구성모델은 재하(load), 제하(unloading) 및 재재하(reloading)와 같은 하중전달경로에 종속적(path-dependent)인 평균응력과 평균변형도의 관계식으로 주어지는 분산균열모델을 채용하고 있다.<sup>(3)</sup> 따라서, 임의의 하중경로를 갖는 동적해석에 있어서도 비교적 정확하게 거동을 모사할 수 있다. 한편, 반복하중에 의한 재료의 강성저하는 고려하고 있지 않다. 따라서, 재료모델에서는 과거에 경험한 최대변형률에 다시 도달하게 되면 하중의 반복재하횟수에 관계없이 원래의 응력 값으로 복귀하게 된다. 그러나, 구조물 전체의 거동에서는 이들 재료모델의 조합에 의하여 한 차례의 반복하중을 받으면 원래의 하중보다 조금 작은 하중으로 복귀함으로써 구조물 전체의 강성저하는 구현된다.

콘크리트의 압축모델로는 콘크리트의 거동을 영구 변형 및 에너지 흡수능력의 손실을 나타내는 소성(plasticity)과 파괴(fracture)로 표현되는 탄소성파괴모델(elasto-plastic fracture

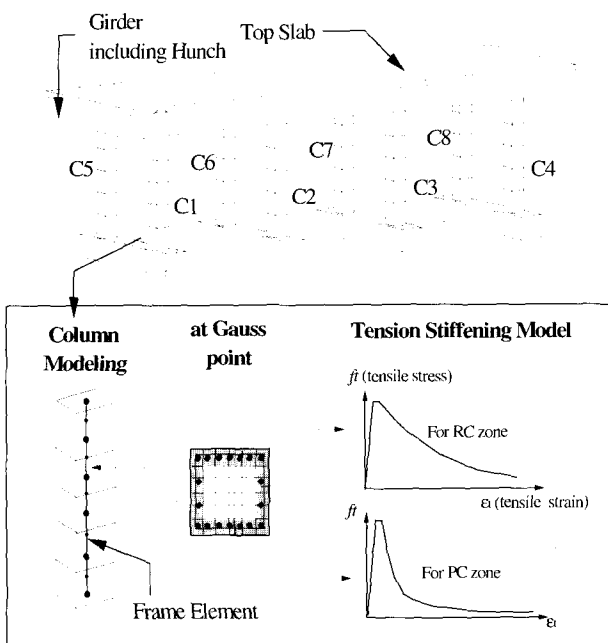


그림 1 구조 모델링

model)을 적용하였다.<sup>(4)</sup> 콘크리트의 인장구성모델은 RC 영역에 인장경화(tension stiffening)모델, PC영역에 인장연화(tension softening)모델을 적용하였다. 충분한 철근비를 가진 RC부재에 일축 인장력을 가하면 부재의 평균 인장응력은 균열 발생 후에도 즉시 “영(Zero)”으로 떨어지지 않는다. 이는 균열 발생 면에서의 철근의 인장응력이 여전히 항복점 이하여서 철근과 이를 에워싼 콘크리트의 부착특성에 의해 작용 하중을 균열이 발생하지 않은 이웃 단면으로 전달하기 때문이다. 식 (1)은 평균 인장응력과 평균 변형도의 관계식이다.<sup>(5)</sup>

$$\sigma_t = \sigma_t(\varepsilon_t; c) = f_t \left( \frac{\varepsilon_{tu}}{\varepsilon_t} \right)^c \quad (1)$$

여기서,  $\sigma_t$ 는 균열에 수직인 평균 인장응력,  $f_t$ 는 콘크리트의 인장강도,  $\varepsilon_t$ 는 균열에 수직인 인장 변형도,  $\varepsilon_{tu}$ 는 콘크리트의 균열 시의 인장변형도,  $c$ 는 경화계수이다. 경화계수는 부착특성에 의해 결정되며 콘크리트와 일반 이형철근에서는 일반적으로 0.4가 이용되고 있다.<sup>(5)</sup>

RC와 달리 무근콘크리트의 경우 부착응력 특성이 없어 균열 발생 후의 응력은 급격하게 감소하게 된다. 이런 인장연화 특성은 파괴에너지(fracture energy)를 사용하여 특성화할 수 있다.<sup>(6)</sup> 파괴에너지는 많은 실험을 통해서 최대골재 크기와 큰 상관관계가 있는 재료의 성질이라는 사실이 알려져 있다.<sup>(7)</sup> 따라서, 재료의 성질이 주어지면 결정되게 된다. 이 파괴 에너지의 개념은 균열의 폭을 대신하는 요소의 대표크기(reference size)를 도입하여 근사적으로 분산균열 모델을 이용한 FEM에 적용할 수 있다. 이런 파괴에너지를 만족시키는 인장응력-변형도의 관계식은 여러 형태로 수식화할 수 있지만 본 연구에서는 인장경화모델과의 일관성을 유지하기 위하여 식 (1)을 사용하고 인장경화계수(c)로 2.0을 적용하였다. 따라서, 균열 발생후의 인장응력은 급속하게 저하되게 된다.

콘크리트 내에서의 철근의 거동특성은 철근 자체만의 거동특성과 달리 철근 및 부착특성에 따라 달라진다. 균열이 발생한 콘크리트 부재 내에서 철근에 작용하는 인장응력은 동일하지 않고 콘크리트가 인장력을 부담하지 못하는 균열 면에서의 응력이 최대가 된다. 따라서, 균열 면에서의 철근이 항복하여도 철근의 평균 인장응력은 철근 자체의 항복점보다 낮아진다.<sup>(5)</sup> 하중의 제하 및 재제하에 대해서는 가도 모델<sup>(8)</sup>을 채용하여 마우징거 효과 및 변형 경화를 모사하였다.

한편, 본 해석모델에서는 주철근이 기초로부터 뽑히는 풀아웃(pull-out)과 부재가 크게 손상을 받은 이후에 발생하는 피복콘크리트의 박리 및 주철근의 좌굴 효과 등은 고려되지 않았다. 이들 영향은 구조물의 응답/잔류변형이 커지도록 작용하지만 실구조물과 같은 큰 제원 및 배근상태에서는 구조물 전체의 변형량에서 이들 요인에 의한 변형량이 차지하는 비율은 크지 않다는 것이 실험에서 보고되고 있다.<sup>(9)</sup> 한편, 본 해석에서는 기하학적 비선형과 P- $\Delta$ 효과의 영향은 고려되어 있다.

### 3. 다축 하중을 고려한 전단파괴의 검토방법

지진 시 구형단면 부재에 도입되는 지진하중은 부재의 주축과 일치하지 않는다. 특히 프레임구조에 있어서는 지진 시 부재에 작용하는 축력에도 변동이 있다. 따라서, 축하중을 포함하여 직교하는 2방향 하중을 고려한 전단파괴의 검토가 필요하다.

수평 2축방향 하중을 받는 RC 부재의 전단강도는 직교방향으로 기 재하된 하중의 크기가 증가함에 따라 감소되어 전단강도 포락선은 그림 2에서와 같이 타원형으로 나타낼 수 있다.<sup>(10)</sup> 따라서 교축 및 교축직각방향 부재의 전단강도를 알면 임의의 방향에서의 전단강도의 크기를 알 수 있게 된다. 이러한 전단강도의 특성은 그림 2에서와 같이 입체요소를 도입한 3차원 해석(full 3D analysis)으로도 모사 가능하다. 한편, 1축방향에 대한 부재의 전단강도를 잘 나타내는 실험식을 이용한다면 전단강도 포락선을 쉽게 구축할 수 있다. 그림 2에서 파선으로 나타낸 전단강도 포락선은 식 (2)로 표현되는 콘크리트의 전단강도 평가식을 이용한 경우로 수치해석 결과와 비교적 잘 일치하고 있다. 식 (2)는 콘크리트의 전단강도 평가에 부재의  $a/d$ (전단경간비) 영향을 고려하는 Okamura-Higai 제안식<sup>(11)</sup>을 수정한 Niwa-Okamura 평가식으로서 콘크리트의 전단강도는 부재의 인장축에 배치된 주철근의 비, 부재에 작용하는 축하중의 크기 및 부재 단면의 유효높이의 크기를 고려하여 산정된다.<sup>(12)</sup> 전단철근에 의한 전단강도는 트러스 이론에 의하여 산정한다. 식 (2)에 의하면 지진 시 부재에 작용하는 축력에 변동이 발생되면 전단강도 포락선은 수축 또는 확대되게 된다. 그러므로 지진 시 각 하중단계에서 축력과 직교하는 2방향 전단력을 계산한다면 그림 2에서와 같이 하나의 전단강도 포락선과 지진하중에 의한 부재의 전단력을 표시할 수 있다(그림 2에서 검은 사각형으로 표시된 것). 따라서, 전단력의 크기(|S|)와 전단강도(|V|)의 크기를 각 하중 단계에서 비교함으로써 부재의 전단파괴를 검토할 수 있다.

$$V_c = 0.20f'_c{}^{1/3}(0.75 + 1.4d/a)b_w d \beta_p \beta_n \beta_d \quad (2)$$

여기서,  $V_c$ 는 콘크리트의 전단강도[N],  $f'_c$ 는 콘크리트의 압축강도[MPa],  $b_w$ 는 부재의 복부폭[mm],  $d$ 는 단면의 유효높이[mm],  $a$ 는 전단경간[mm]이며  $\beta_p$ ,  $\beta_n$ ,  $\beta_d$ 는 주철근비, 축력, 유효높이에 따른 보정계수로서 다음과 같다.

$$\beta_p = (100p)^{1/3} \leq 1.5 \quad (3a)$$

$$\beta_n = 1 + M_0/M_d \leq 2 \quad (N'_d \geq 0) \quad (3b)$$

$$\beta_d = (1000/d)^{1/4} \leq 1.5 \quad (3c)$$

여기서,  $p$ 는 인장철근비,  $M_d$ 는 설계휨모멘트,  $M_0$ 는 축력에 의하여 부재 인장축 끝단에 발생하는 압축응력을 소멸시키는 데 필요한 휨모멘트의 크기,  $N'_d$ 는 설계축압축력[N]이다.

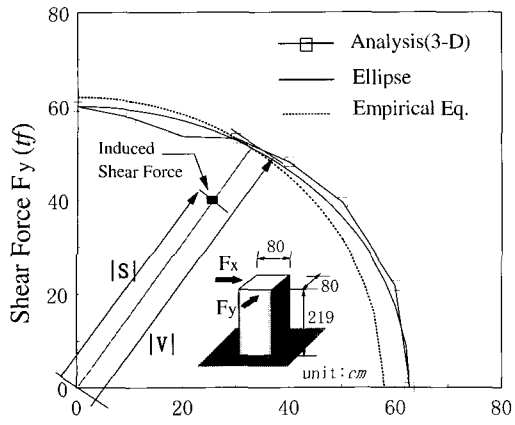


그림 2 다축하중하에서의 부재의 전단파괴 평가방법

#### 4. 입체라멘교각의 지진거동특성

##### 4.1 대상구조물의 특성 및 입력지진운동

본 연구에서는 그림 3과 같은 교장 30m의 3경간연속 입체라멘교를 대상으로 하여 지진시의 거동특성을 분석하였다. 대상구조물은 일본의 효고현남부 지진 시 피해를 입은 철도고가교로서 79기의 연속되는 3경간연속교 중의 1기이다. 실제 지진시에는 인접하는 교량과의 충돌이 발생한 것으로 사료되지만 본 연구에서는 1기를 독립시켜 해석을 수행하여 인접교량과의 충돌과 같은 상호영향은 고려하지 않았다. 각 경간장은 8m이고 교각의 높이는 지반고에 따라 차이가 있다. 우측교각이 가장 짧고中间的의 두 교각은 같고 좌측의 교각이 가장 길다. 교각의 단면크기는 80cm로 모든 교각이 동일하기 때문에 교량시스템의 교축직각방향의 강성중심은 상부구조의 질량 중심보다 우측에 위치하게 된다. 교각의 횡방향 철근비는 0.1% 이하로 매우 작아 심부 콘크리트의 횡구속을 기대하기는 힘든 구조적 특성을 지니고 있다.

설계압축강도는 240kgf/cm<sup>2</sup>이고 주철근과 횡철근의 항복강도는 각각 3500kgf/cm<sup>2</sup>, 2400kgf/cm<sup>2</sup>이다. 표 1은 각 교

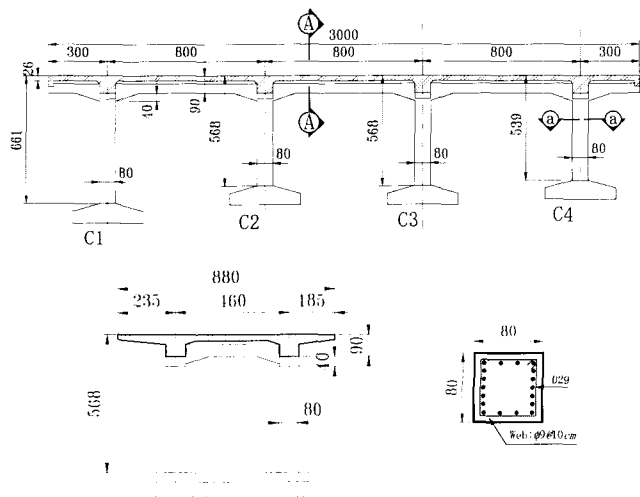


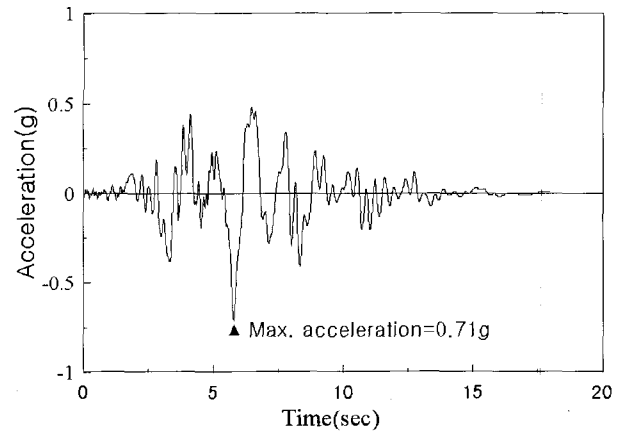
그림 3 대상교량의 제원 및 교각 단면도

표 1 교각의 휨, 전단강도 및 강도비

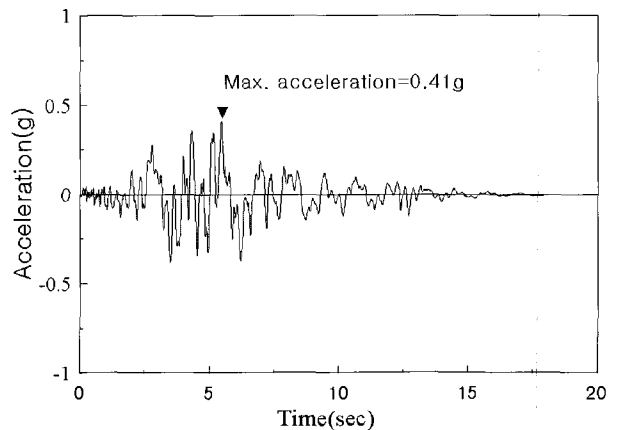
교각	전단경 간비 a/d	휨 강도 (M <sub>n</sub> , tonf-m)		전단강도 (V <sub>n</sub> , tonf)		강도비 (V <sub>n</sub> × a / M <sub>n</sub> )	
		교축	직각	교축	직각	교축	직각
C1	3.67	135.1	131.2	54.2	57.8	1.07	1.17
C2, C3	3.02	135.1	131.2	57.4	61.3	0.93	1.02
C4	2.83	135.1	131.2	58.7	62.6	0.89	0.98

각의 휨강도, 전단강도 및 강도비를 나타낸 것으로 교각의 강도비가 1보다 작거나 유사하여 전단파괴의 위험성이 매우 높은 구조임을 알 수 있다. 실제로 대상 구조물은 일본 효고현남부지진시 교각에 발생한 심각한 사인장전단균열에 의하여 교축직각방향으로 붕괴가 발생하였다.

그림 4는 지진 해석에 이용한 입력지진운동으로 암반지역에서 계측된 지진파를 구조물이 위치한 토질상태를 고려하여 역해석으로 얻은 것이다. 최대가속도는 NS성분이 0.71g, EW성분이 0.41g로 매우 크다. 실제 구조물의 교축방향이 동서방향임을 고려하여 동적해석에 있어서는 NS성분을 교축직각방향, EW성분을 교축방향의 입력지진으로 하였다. 입력지진운동의 시간간격은 0.02초이며 수직운동은 계측지진파가 불완전하여 고려하지 않았다.



(a) NS(남북)방향



(b) EW(동서)방향

그림 4 입력지진운동

4.2 해석 결과 및 분석

본 연구에서는 콘크리트의 압축변형도가 1%에 도달할 때 휨 파괴가 발생하는 것으로 가정하고 해석을 수행하였지만, 휨 파괴는 발생하지 않았다. 그림 5는 3절의 검토방법으로 각 지진하중단계에서 각 교각의 전단파괴에 대한 검토를 수행한 것으로 최대지반가속도가 입력되는 시점에서 교각 C2에서 전단파괴가 발생하는 것을 알 수 있다. 교각 C2의 교축방향 및 교축직각방향으로 도입되는 지진력을 시간영역에서 도시하면 그림 6과 같다. 입력지진운동의 세기의 차이에 의하여 상대적으로 큰 전단력이 교축직각방향으로 도입됨을 알 수 있다. 교각 C2에 도입되는 전단력과 전단강도 포락선을 함께 도시하면 그림 7과 같으며 거의 교축직각방향으로 전단파괴가 발생하여 실제피해 현상과 잘 일치하고 있다. 그림 8은 교각 C2의 교축직각방향에 대한 지진응답가속도-변위 이력곡선을 나타낸다. 교각이 충분한 연성도를 발휘하지 못하고 급작스러운 파괴에 이르는 것을 알 수 있다.

이 해석에서 교각 C2에 전단파괴가 발생하는 것은 시사하는바가 크다. 표 1에서와 같이 휨에 대한 전단강도의 비는 교각 C4가 가장 작아 전단파괴에 가장 취약하다. 따라서, 2차원 평면에서 해석을 수행하는 경우 파괴패턴은 3차원 영역에서의 해석결과와 다르게 교각 C4에서의 전단파괴로 유도될 가능성이 매우 크다. 본 연구의 입체라멘교와 같이 비

대칭특성을 갖는 구조물의 지진거동특성을 파악하기 위해서는 3차원영역에서의 해석이 필요함을 알 수 있다.

구조물 전체의 지진시 거동특성을 파악하기 위하여 각 교각의 교축방향 및 교축직각방향의 응답변위를 그림 9 및 그림 10에 나타내었다. 교축방향에 대해서는 대칭이기 때문에 구조물이 병진운동만을 하는 것을 알 수 있다. 그러나, 교축직각방향에 대해서는 구조물의 질량중심과 강성중심의 차이로 회전운동이 동반된 복잡한 거동을 하게 된다. 힘의 평형조건을 만족시키기 위하여 상대적으로 강성이 큰 교각 C4보다 다른 교각들에 큰 응답변위가 발생하는 것을 알 수 있다. 이러한 응답변위의 특성은 교량의 양단에 위치한 교각 C1과 교각 C4의 강성에 의하여 크게 영향을 받게 된다. 이러한 응답변위에 의하여 각 교각의 교축직각방향으로 도입되는 전단력을 그림으로 나타내면 그림 11과 같다. 파괴시에 교각 C2에 가장 큰 지진하중이 걸린다. 이는 교각 C2와 교각 C3의 강성은 동일하지만 교각 C2가 상대적으로 유연한 교각 C1에 인접하여 위치하므로 큰 응답변위를 허용하게 되고 이로 인하여 큰 지진력이 작용하게 되는 것이다.

지진에 의해 교량에 도입되는 전단력이 교각에 어떻게 분배되는지를 살펴보기 위하여 그 분담비율을 하중단계별로 그림 12에 나타내었다. 수치적인 오류를 감소시키기 위하여 전 교각에 작용하는 지진하중(전단력)의 합이 20tonf를 넘는 하중단계에서만 데이터를 처리하였다. 교각 C3(C7과 동일하다)는 약 1/4의 지진하중을 거의 일정하게 분담하고 있다.

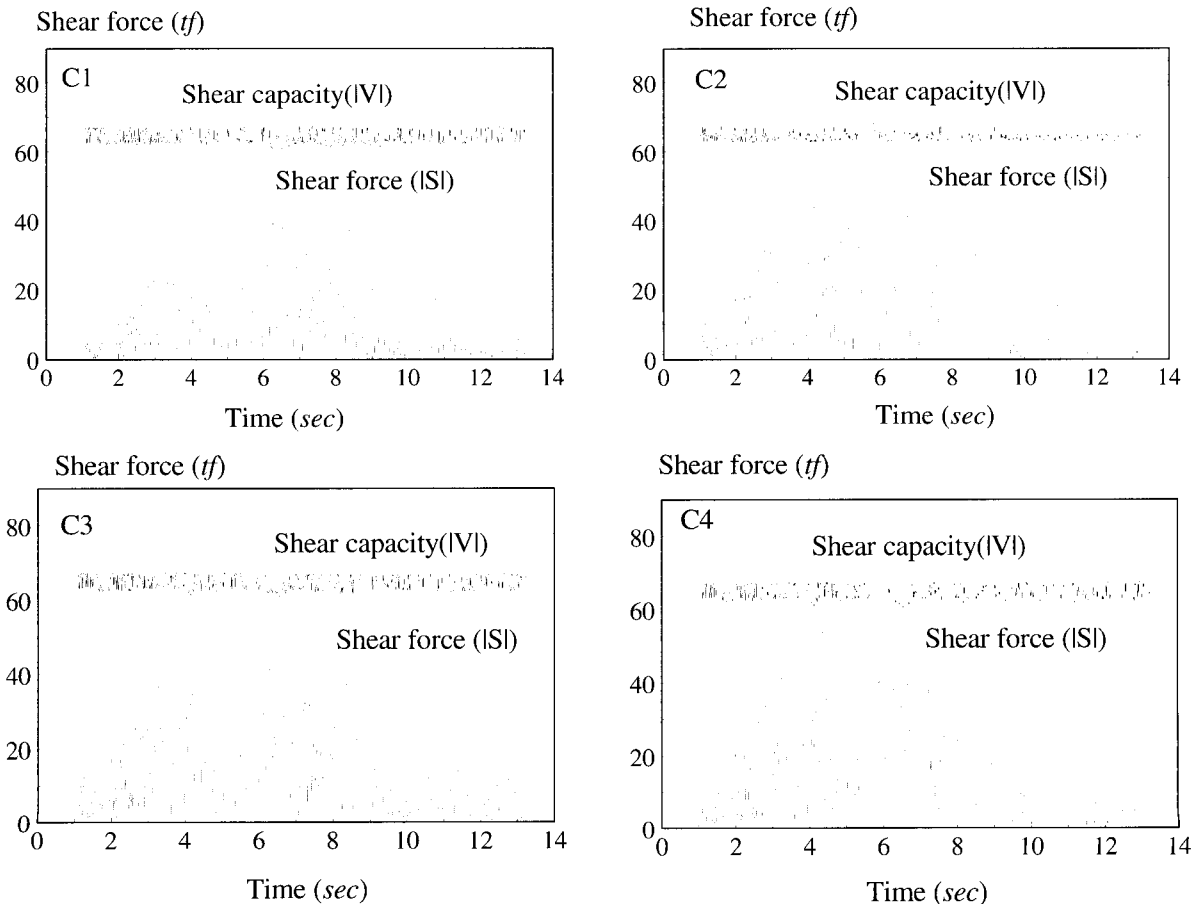


그림 5 각 교각의 전단파괴 검토

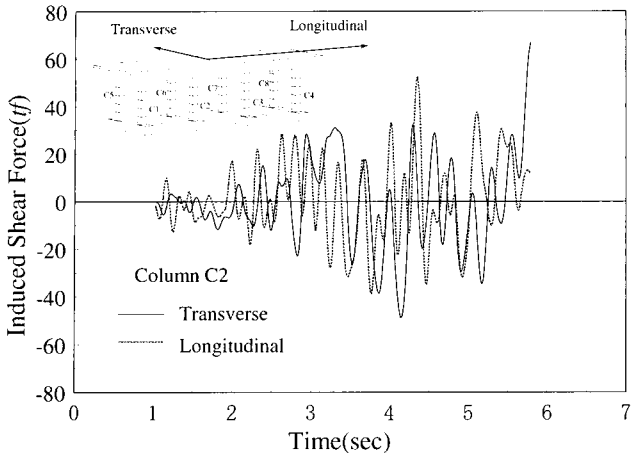


그림 6 교각 C2의 지진 시 동적거동

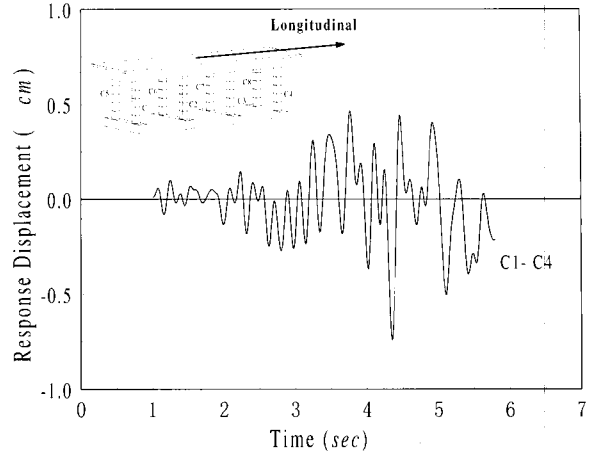


그림 9 교각의 교축방향의 응답변위

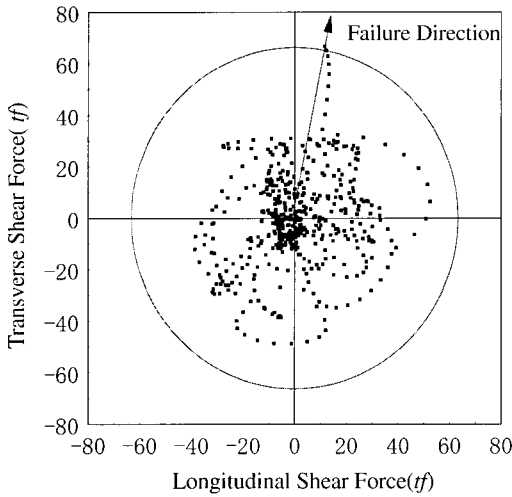


그림 7 전단강도포락선과 전단력(교각 C2)

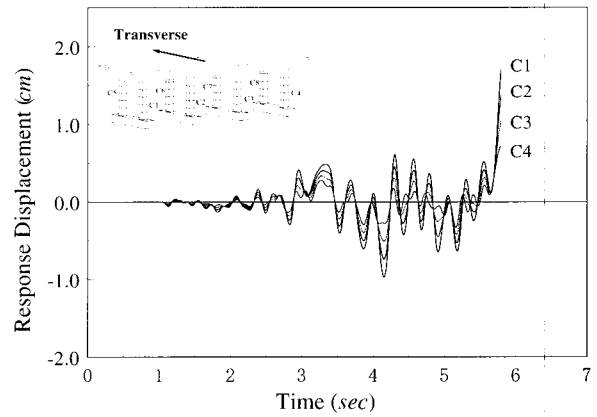


그림 10 교각의 교축직각방향의 응답변위

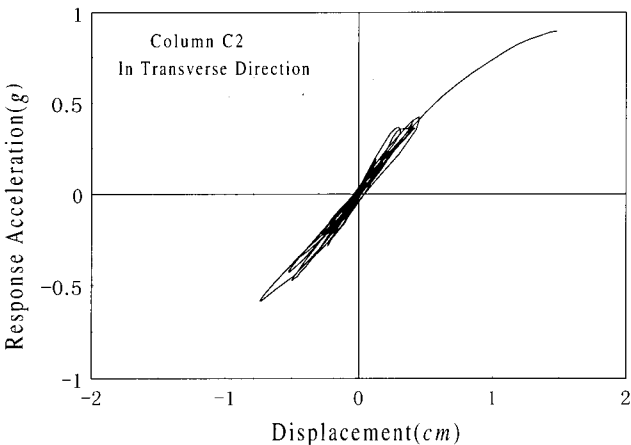


그림 8 교각 C2의 지진 시 이력곡선

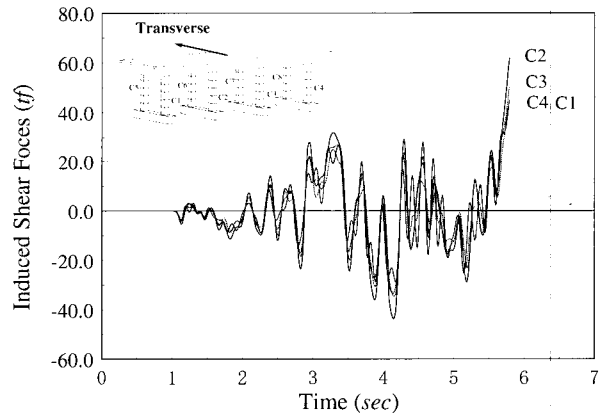


그림 11 대상 교량의 교각의 전단력

교각 C4(C8)는 강성은 가장 크지만 회전운동에 의하여 응답변위가 매우 작아 오히려 가장 작은 지진하중을 분담하고 있다. 회전운동에 의하여 교각 C4(C8)가 분담하는 지진하중의 일부가 소산되는 경우 그 대부분은 교각 C2(C6)에 전달되는 것을 확인할 수 있다. 이러한 거동특성으로 교각 C2에 전단파괴가 발생하며 이것이 교량구조 전체의 붕괴로 이어진다.

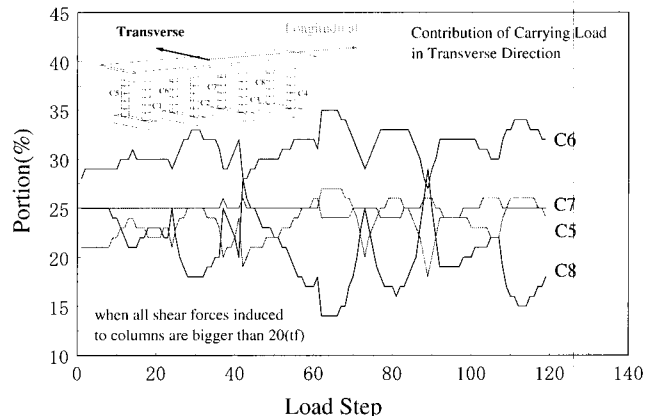


그림 12 교각의 지진하중 분담율

## 5. 결 론

RC 입체라멘교량을 대상으로 하여 3차원 비선형동적해석을 수행하여 지진거동특성과 파괴메카니즘을 분석하였다. 대상교량은 3경간 연속교로 교축직각방향을 축으로 하여 비대칭인 구조특성을 지니고 있으며 일본 효고현남부지진시 교축직각방향으로 전단파괴가 발생한 실 교량이다. 본 연구 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) RC 입체라멘교량의 지진거동특성은 교각에 파이버모델(fiber model)에 기초한 RC프레임요소(frame element)를 도입하여 3차원 비선형동적해석을 수행함으로써 모사하는 것이 가능하다. 이 때 균열 진전 후 콘크리트와 철근의 부착특성에 의한 재료모델의 특성 차이를 고려하여 파이버를 철근영역(RC zone)과 무근영역(PC zone)으로 영역화함으로써 보다 정확한 모사를 기대할 수 있다.
- 2) 지진하중과 같이 다축하중을 받는 부재의 전단강도는 직교하는 2개의 주축에서의 전단강도를 잇는 타원형으로 전단강도포락선을 구축하는 것이 가능하며 전단파괴는 지진시 부재에 도입되는 전단력과 전단강도포락선을 각 하중단계에서 비교함으로써 파악하는 것이 가능하다.
- 3) 대상교량은 교축직각방향에 대하여 강성중심의 위치와 질량중심의 위치가 일치하지 않아 지진 시 회전운동을 동반하는 복잡한 거동특성을 나타내었다. 이로 인하여 각 부재에 도입되는 지진하중의 크기는 반드시 교각의 강성에만 의존하지는 않는다. 이로 인하여 교량시스템의 파괴는 부재의 개별적인 지진취약성과는 다른 양상을 보이게 된다. 이러한 거동특성 및 파괴메카니즘은 3차원 해석이 수행되어야 모사 가능하다.

### 감사의 글

이 논문은 2001년 울산대학교의 연구비에 의하여 연구되었음.

### 참 고 문 헌

1. 건설교통부, 내진설계기준연구(II): 내진설계성능기준과 경제성평가, 1997.
2. Tsuchiya et al., "Multi directional flexural behavior

- and nonlinear analysis of RC columns subjected to eccentric axial forces," *Concrete Library of JSCE*, No. 37, 2001. 6, pp. 1-15.
3. Okamura, H. and Maekawa, K., *Nonlinear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete*, Gihodo-Shuppan.
4. Maekawa, K. and Okamura, H., "The deformational behavior and constitutive equation of concrete using elasto-plastic and fracture model," *Journal of Faculty of Engineering, University of Tokyo(B)*, Vol. 37, No. 2, 1983, pp. 253-328.
5. Shima, H., Chou, L., and Okamura, H., "Micro and macro models for bond behavior in reinforced concrete," *Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokyo (B)*, Vol. 39, No. 2, 1987, pp. 134-194.
6. Bazant, Z. P. and Oh, B. H., "Crack band theory for fracture of concrete," *Material and Structures*, Vol. 16, 1983, pp. 157-177.
7. Comite Euro-International du Beton, *CER-FIP Model Code 1990-Final Draft, Chapter 1-3, Bulletin d'Information*, No. 223, 1991
8. Kato, B., "Mechanical properties of steel under load cycles idealizing seismic actions," *CEB Bulletin D'information*, 131, 1979, pp. 7-27.
9. The Metropolitan Expressway Public Corporation, Incorporated Foundation of the Metropolitan Expressway Technical Center, "Investigation on Bridge Highways of the Metropolitan Expressway(1995)," *Report of Concrete Piers Subcommittee*, Japan, 1996. 2.
10. Sato, Y. M. and Tsumura, K., "Deformation characteristic of RC column subjected to bilateral loading," *Proc. of JCI*, Vol. 16, No. 2, 1994.
11. Okamura, H. and Higai, T., "Proposed design equation for shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement," *Proc. of JSCE*, No. 300, 1980. 8, pp. 131-141.
12. Niwa, J., Yamada, K., and Okamura, H., "Reevaluation of the equation for shear strength of RC beams without web reinforcement," *Concrete Library of JSCE*, No. 9, 1987, pp. 65-84.