

# 비선형 유한요소해석을 이용한 철근콘크리트 교량의 내진성능평가

## Seismic Performance Assessment of RC Bridges using Nonlinear Finite Element Analysis

김 태 훈\*  
Kim, Tae-Hoon

신 현 목\*\*  
Shin, Hyun-Mock

### 국문요약

이 연구의 목적은 비선형 유한요소해석을 이용하여 철근콘크리트 교량의 내진성능을 평가하는데 있다. 정확하고 올바른 성능평가를 위하여 신뢰성 있는 비선형 유한요소해석 프로그램을 사용하였다. 사용된 프로그램은 철근콘크리트 구조물의 해석을 위한 RCAHEST이다. 재료적 비선형성에 대해서는 균열콘크리트에 대한 인장, 압축, 전단모델과 콘크리트 속에 있는 철근모델을 조합하여 고려하였다. 이에 대한 콘크리트의 균열모델로서는 분산균열모델을 사용하였다. 제안한 해석기법을 철근콘크리트 교량에 적용하여 비교, 분석하였다.

**주요어** : 비선형 유한요소해석, 철근콘크리트 교량, 내진성능, 재료적 비선형성

### ABSTRACT

The purpose of this study is to assess the seismic performance of reinforced concrete bridges using nonlinear finite element analysis. The accuracy and objectivity of the assessment process may be enhanced by the use of sophisticated nonlinear finite element analysis program. A computer program, named RCAHEST (Reinforced Concrete Analysis in Higher Evaluation System Technology), for the analysis of reinforced concrete structures was used. Material nonlinearity is taken into account by comprising tensile, compressive and shear models of cracked concrete and a model of reinforcing steel. The smeared crack approach is incorporated. The proposed numerical method is applied to reinforced concrete bridges and compared.

**Key words** : nonlinear finite element analysis, reinforced concrete bridges, seismic performance, material nonlinearity

## 1. 서 론

우리나라에서는 지진에 대한 계기관측을 시작한 이래, 흥성지진, 영월지진 등 중소규모의 지진이 빈번히 관측되고 있으며, 이에 따라 한반도도 지진에 대해 안전한 곳이 아니라는 각성과 함께 지진에 대한 피해를 줄일 수 있는 방안을 논의하게 되었다.

우리나라의 내진설계 기준은 1985년 멕시코지진의 영향을 받아 미국의 Applied Technology Council에서 만든 기준(ATC 3-06)을 기초로 하여 건축물을 대상으로 건설부(현재 건설교통부)에 의해 1988년 처음 제정되었으며 그 후 1991년에 고속철도 구조물 설계 표준시방서와 1992년에 도로교 표준시방서에 내진설계편이 채택되면서 내진설계가 일반화되기 시작하였다.

도로교 설계기준<sup>(1)</sup>의 내진설계기준은 기존 도로교 표준시방서의 내진설계기준을 보완하였으나, 강진에 대한 완전연성 설계개념을 기본으로 하고 있어서 탄성해석으로부터 구한 탄성지진력을 응답수정계수 R로 나누어서 설계지진력으로 취하되 소성힌지가 예상되는 구간은 횡방향 철근으로 심부구속을 확실히 하도록 하고 있다. 다만, 심부구속 횡방향 철근의 산정식은 경우에 따라 과도한 횡방

향 철근량을 요구하게 되어서 시공성의 문제를 내포하고 있다.

우리나라와 같은 중약진 지진지역에서는 한정연성 설계 개념을 도입하여 합리적이며 경제적인 설계를 유도할 필요가 있으며<sup>(2)</sup>, 이를 위해서는 먼저 철근콘크리트 교각의 내진성능이 먼저 규명되어야 한다<sup>(3),(4)</sup>. 지진시 교각의 거동은 지진 가속도에 의한 상부구조의 관성력과 이를 지지하고 있는 교각의 거동에 따라 결정된다고 볼 수 있다. 이에 따라 교각의 내진성능은 교각 구조물의 내진성능을 나타내는데 가장 중요한 특성이 된다.

이 연구의 목적은 철근콘크리트 T형 라멘교<sup>(5)</sup>를 대상으로 하여 다중모드 스펙트럼해석법에 의한 탄성해석, 탄성 시간이력해석 및 비탄성 시간이력해석을 실시하여 그 결과를 비교함으로써 교각의 지진 거동 특성을 파악한 후, 철근콘크리트 교각의 내진성능을 해석적으로 규명하여 중약진 지진지역에서의 합리적이면서 경제적인 설계법의 개발을 위한 기초적인 자료를 제시하는데 있다.

이 연구에서는 다자유도계 구조물의 적용에 한계를 보일 수 있는 역량스펙트럼법(Capacity Spectrum Method, CSM)의 단점을 보완한 손상지수를 이용한 내진성능평가 기법<sup>(6),(7)</sup>을 확장하여 철근콘크리트 교각의 내진성능을 해석적으로 평가하고자 한다.

손상지수를 이용한 내진성능평가 기법은 기존의 연구<sup>(6),(7)</sup>를 통하여 지진하중과 같은 반복하중을 받는 철근콘크리

\* 정회원·대우건설 기술연구원 선임연구원, 공학박사(E-mail: kimth@dwconst.co.kr)

\*\* 정회원·성균관대학교 토목환경공학과 교수, 공학박사

본 논문에 대한 토의를 2006년 6월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.  
(논문접수일 : 2005. 12. 19 / 심사종료일 : 2006. 4. 4)

트 교각의 내진성능을 적절히 평가하고 있음이 검증된 바 있다.

## 2. 비선형 유한요소해석 프로그램 RCAHEST

### 2.1 철근콘크리트의 비선형 재료모델

철근콘크리트의 비선형 재료모델은 저자 등에 의하여 이미 발표된 재료모델<sup>(8)-(10)</sup>을 그대로 적용하기로 한다. 사용된 비선형 재료모델의 특징을 간단히 요약하면 다음과 같다.

균열이 분산하여 분포된 철근콘크리트 부재의 변형거동은 사용된 균열개념에 크게 영향을 받는다. 이 연구에서는 제 2 균열의 발생을 제 1 균열과 직교방향으로 발생하도록 제한하여 콘크리트의 강성이 과대평가 되는 직교 고정균열모델과 달리, 실제 주응력의 방향과 직각으로 발생하도록 한 비직교 고정균열모델을 적용함으로써 콘크리트의 강성을 보다 사실적으로 평가하였다.

균열이 발생하기 전의 콘크리트의 역학모델은 이축응력상태에 대한 탄소성파괴모델의 기본개념에 의해서 표현된다.

균열발생후의 비선형성은 현저하게 나타나며, 이러한 재료적 비선형성에 대해서는 철근콘크리트 요소의 직교 이방성의 가정에 따라, 균열직각방향으로 콘크리트가 부담하게 되는 인장응력을 고려하기 위한 인장강성모델과 균열방향으로의 압축강성 저하를 고려하기 위한 압축강성 모델 및 균열면에서의 전단전달효과를 고려하기 위한 전단전달모델을 각각 적용한다.

콘크리트 속의 철근에 대한 항복후 거동은 철근만의 특성과 함께 부착효과 등이 동시에 고려되어야 한다. 콘크리트 속의 철근응력은 일정하지 않고 균열면에서 최대가 된다. 철근의 응력-변형률 관계가 탄성영역에 있는 경우에는 철근만의 구성모델을 적용하면 된다. 그러나 균열면에서 철근이 최초로 항복하게 되면 철근의 평균응력-평균변형률 관계는 더 이상 탄성관계가 성립하지 않는다. 균열부분을 제외하면 철근은 아직 항복을 하지 않았으므로 증가된 변형률에 따라 응력이 증가하게 된다. 즉 균열부분은 철근의 항복으로 인해 응력의 증가가 없지만 내부의 철근의 응력은 증가하여 철근의 평균응력이 증가하게 되므로 철근만의 응력-변형률 관계에서 볼 수 있는 항복 고원현상은 나타나지 않는다. 이 연구에서는 포락선부분에 대한 철근의 항복후 거동을 저자 등이 제안한 tri-linear 모델로써 표현하였다.

압축파괴가 발생한 콘크리트의 역학적 특성은 이미 여러 연구자들에 의해서 규명된 바가 있다. 이 연구에서는 콘크리트 압축파괴 이후의 효과를 Kent 등에 의해 제안된 해석모델을 수정하여 고려하였다. 또한, 압축파괴가 발생한 콘크리트의 안에 있는 철근의 좌굴거동은 최종적인 내력저하의 원인이 된다. 철근을 둘러싸고 있는 콘크리트

에 압축파괴가 발생하면 철근이 좌굴을 하였다고 판단하였으며 좌굴 시의 철근의 응력은 압축파괴가 발생한 콘크리트에서와 같이 좌굴을 무시하고 구한 철근 응력의 20%를 취하였다<sup>(10)</sup>.

지진하중과 같은 반복하중을 받는 철근콘크리트의 비선형 이력거동 특성을 올바르게 평가하기 위해서는 하중재하 회수에 의한 피로거동을 무시할 수 없으며 이에 대한 충분한 고려가 필요하다. 이 연구에서는 철근과 콘크리트의 해석모델에 하중재하 회수의 누적에 따른 강도 및 강성 저하의 영향을 적용함으로써 피로손상을 고려하였다. 철근의 피로모델은 Coffin-Manson의 제안식<sup>(11)</sup>을 적용하였으며 콘크리트의 피로모델은 Kakuta 등의 제안식<sup>(12)</sup>을 수정하여 사용하였다.

### 2.2 비선형 유한요소해석 프로그램

유한요소해석 프로그램을 작성하는 방법은 사용목적에 맞는 전용 프로그램을 새롭게 작성하는 방법과 사용자가 개발한 요소를 추가할 수 있는 모듈화된 범용 유한요소해석 프로그램을 이용하는 방법으로 구분될 수 있다. 전자의 방법은 전용프로그램으로서 입력자료의 작성이 간단하고 해석시간을 줄일 수 있는 장점이 있는 반면에 이미 개발된 또는 앞으로 개발될 다른 종류의 요소와 조합으로 사용하기가 곤란하다.

이 연구에서는 후자의 방법을 택하여 저자 등에 의하여 그 동안 개발된 철근콘크리트 평면응력요소, 그리고 경계면요소 등<sup>(6)-(10)</sup>을 미국 버클리 대학의 Taylor가 개발한 범용 유한요소해석 프로그램인 FEAP<sup>(13)</sup>에 이식하여 모듈화된 비선형 유한요소해석 프로그램인 RCAHEST(Reinforced Concrete Analysis in Higher Evaluation System Technology)<sup>(14)</sup>을 사용하였다(그림 1).

|   |                           |  |  |
|---|---------------------------|--|--|
| 2D or 3D Spring element                 | 4 nodes PSC shell element | 2D or 3D Flexibility-based fiber beam-column element | 4 nodes Elastic shell element          |
| Joint element                           | FEAP                      |  | 4 nodes RC shell element               |
| Reinforcing or Prestressing bar element | Interface element         | RC plane stress element                              | 2D Elasto-plastic plane stress element |

그림 1 비선형 유한요소해석 프로그램 RCAHEST

## 3. 비선형 유한요소해석에 의한 내진성능평가

### 3.1 손상지수 산정

최근 들어 내진상세가 적용되지 않은 기존 구조물의

비선형 거동특성의 파악과 내진성능 평가를 위한 노력이 계속되고 있으며 손상정도를 판단하기 위한 척도로서 손상지수를 사용하는 경우가 많아지고 있다. 손상지수는 구조물의 손상된 정도를 평가할 수 있는 편리한 방법으로서 하중 재하에 따른 구조물의 손상정도를 수치적으로 표현하며 전체 구조물의 성능특성을 나타내는 지수이다. 이러한 손상지수는 구조물레벨과 요소레벨로 나누어 볼 수 있다.

구조물레벨에는 구조물의 기본주기 변화를 이용하는 평가방법이 있으며 요소레벨에는 강성의 저하, 피로의 정식화 그리고 이력곡선의 에너지 방출 등을 이용하는 평가방법이 있다. 이러한 구조물레벨의 손상지수 산정법은 구조물의 손상을 정량적으로 평가할 수 있는 방법이지만 각 하중단계에서의 기본주기를 계산하는 등의 번거로움이 있다.

이에 기존의 연구에서는 비선형 유한요소해석을 전제로 하여 유한요소해석에서 필연적으로 계산되는 가우스적분점에서의 변형률을 이용하여 해석프로그램에서 직접 손상지수를 산정할 수 있는 방법을 개발하였다. 즉, 비탄성 해석으로 얻어지는 콘크리트와 철근의 극한변형률에 근거한 파괴기준을 토대로 요소레벨의 손상지수를 개발하였다. 파괴기준은 크게 콘크리트의 압축파괴와 전단파괴, 그리고 철근의 인장파괴로 나누어 볼 수 있으며 이를 토대로 각 해석단계의 변형률에 해당하는 손상지수를 구한다. 이러한 파괴기준과 손상지수를 정리하여 표 1에 나타내었다<sup>(9),(10)</sup>.

표 1 요소레벨의 손상지수

| Item     |                       | Failure Criterion<br>( $\epsilon_{cu}$ or $\epsilon_{tu}$ ) | Damage Index<br>( $D.I_e$ )  |
|----------|-----------------------|---|--|
| Concrete | Compressive and Shear | $0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \epsilon_{sm}}{f_{cc}}$     | $1 - ftg_c \left( \frac{2\epsilon_{cu} - \epsilon_{cs}}{2\epsilon_{cu}} \right)^2$ |
| Steel    | Tensile               | 0.10  | $1.20 \left( \frac{\epsilon_{ts}}{2ftg_r \epsilon_{tu}} \right)^{0.67}$            |

- \* $\rho_s$  = transverse confining steel ratio;  $f_{yh}$  = yield stress of the confining steel
- $\epsilon_{sm}$  = steel strain at maximum tensile stress;  $f'_{cc}$  = confined concrete compressive strength
- $ftg_c$  = fatigue parameter for concrete;  $ftg_r$  = fatigue parameter for steel
- $\epsilon_{cs}$  = compressive strain in analysis step;  $\epsilon_{ts}$  = tensile strain in analysis step
- $\epsilon_{cu}$  = ultimate strain of concrete;  $\epsilon_{tu}$  = ultimate strain of reinforcing bars

손상지수  $D.I_e$ 는 손상이 없는 0.0으로부터 파괴를 나타내는 1.0까지로 표현되며 손상지수 0.75는 파괴의 시점을 알린다. 일반 구조물에 대한 각각의 손상지수의 값이 이 연구의 대상인 철근콘크리트 교량에 적용하면, 보수가 가능한 손상지수 값 0.1은 주철근의 항복이 일어나기 전으로서 경미한 휨균열이 발달한 상태로, 보수가 불가능한 손상지수 값 0.4는 주철근이 항복한 후 매우 큰 휨 또는

전단균열에 의해서 콘크리트의 피복이 박리된 상태로, 파괴 시점의 손상지수 값인 0.75는 주철근의 파단이 일어나기 시작한 상태로, 그리고 손상지수 값 1.0은 주철근이 대부분 파단되어 붕괴된 상태로 설명할 수 있다<sup>(9),(10)</sup>.

### 3.2 손상지수를 이용한 내진성능평가

최근 철근콘크리트 구조물의 설계는 한계상태설계(Limit State Design) 이론을 도입하여 사용하고 있으며, 이를 기본으로 성능기반설계(Performance Based Design) 이론으로 전환하여 한층 선진화되는 과정에 있다. 또한 요구되는 성능기준에 적합한 구조물을 설계하기 위한 기반기술의 개발이 필요시 되고 있다.

성능기반 내진설계는 구조물이 예측 가능한 내진성능을 확보하고 규정된 성능목표를 달성할 수 있도록 하는데 필요한 해석과 설계절차를 포괄하고 있는 차세대 개념의 내진설계 방법이다. 즉 예상되는 지진하중에 대하여 주어진 조건에서 허용할 수 있는 적절한 피해정도 혹은 에너지 흡수정도를 미리 설정하고, 이를 달성하도록 하는 설계방법이다<sup>(15)</sup>.

그림 2는 기존의 연구자들이 제안한 성능기반 내진설계 체계를 나타내고 있으며 성능목표는 지역의 중요도 및 교량의 중요성 등에 따른 위험수준에 의해 결정된다<sup>(16)</sup>. 이러한 내진설계 체계는 교량과 건물의 여러 성능기반 설계규정과 거의 유사하다<sup>(15),(17)</sup>.

|                                  |                                       | Structural Performance Level<br>(구조성능수준) |                          |                            |                  |
|----------------------------------|---------------------------------------|--|--------------------------|----------------------------|------------------|
|                                  |                                       | □ Ordinary (일반)                          | Fully Operational (완전기능) | Delayed Operational (기능수행) | Stability (붕괴방지) |
| Seismic Hazard Level<br>(지진위험수준) | ■ Important (중요)                      |  |                          |                            |                  |
|                                  | Minimum Hazard Level<br>(최소위험수준)      |  |                          |                            |                  |
|                                  | Intermediate Hazard Level<br>(중간위험수준) |  |                          |                            |                  |
|                                  | Maximum Hazard Level<br>(최대위험수준)      |  |                          |                            |                  |

그림 2 성능기반 내진설계 체계

이 연구에서는 기존의 지진손상 평가법<sup>(9),(10)</sup>을 확장하여 표 2와 같이 성능수준과 함께 비교하여 나타냄으로써 철근콘크리트 교량의 내진성능 평가가 가능하도록 하였다. 완전기능 수준은 손상이 거의 발생하지 않아 보수가 요구되지 않으며 기능수행 수준은 경미한 손상이 발생하여 보수가 필요한 상태이다. 그리고 붕괴방지 수준은 심각한 손상이 발생하여 부분 또는 전체적인 보수 및 보강이 필요한 상태를 의미한다.

위와 같이 성능기반 내진설계 체계는 손상상태의 정량화가 필수적이며 이는 그림 3과 같이 수정된 지진손상 평가법을 통해서 얻을 수 있다. 각 손상상태는 한 개 또

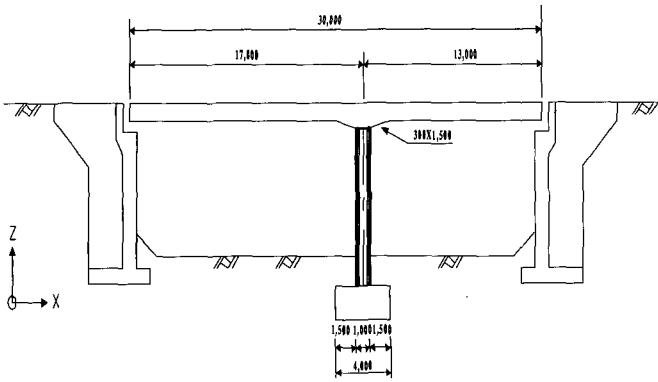


그림 4 종단면도 (단위: mm)

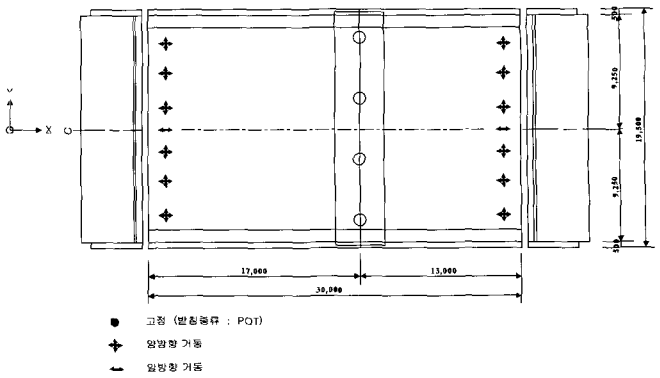


그림 5 평면도 (단위: mm)

는 그 이상의 한계상태에 의해 결정되며 각각은 성능수준을 규정할 수 있다.

가 기법을 사용하여 철근콘크리트 T형 라멘교의 내진성능을 함께 파악하고자 한다.

표 2 성능수준 상세와 지진손상 평가

| Performance level   | Service         | Repair                               | Damage                                     |       |
|---------------------|-----------------|--------------------------------------|--|-------|
|                     |                 |                                      | State                                      | Index |
| Fully operational   | Full service    | Limited epoxy injection              | Hairline cracks                            | 0.1   |
| Delayed operational | Limited service | Epoxy injection<br>Concrete patching | Open cracks<br>Concrete spalling           | 0.4   |
| Stability           | Not useable     | Replacement of damage section        | Bar buckling/<br>Fracture<br>Core crushing | 0.75  |

#### 4.1 제원 및 설계상수<sup>(5)</sup>

해석 대상 교량인 2경간 연속 철근콘크리트 T형 라멘교의 제원 및 설계상수는 다음과 같으며 단면 상세는 그림 4~그림 7과 같다.

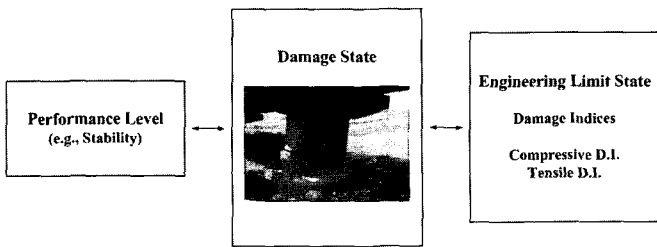


그림 3 성능수준과 손상상태를 평가하는 지진손상 평가법

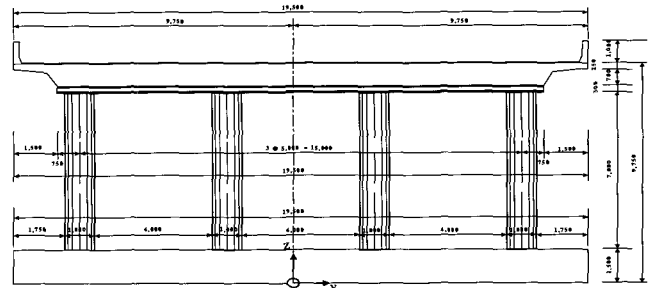


그림 6 지점부 단면도 (단위: mm)

#### 4. 해석 예 및 고찰

해석 대상 교량은 한국도로공사에서 발간된 고속도로 교량의 내진설계편람에 수록된 2경간 연속 철근콘크리트 T형 라멘교이다<sup>(5)</sup>.

해석방법은 우선 SAP2000<sup>(18)</sup>을 사용하여 다중모드 스펙트럼해석과 인공지진파에 의한 탄성 시간이력해석을 실시하여 비교함으로써 두 해석방법의 타당성을 검증한 후, 저자 등에 의하여 개발된 RCAHEST를 사용하여 탄성 및 비탄성 시간이력해석을 실시하고 SAP2000에 의한 해석결과와의 비교검토를 통하여 교량의 지진 거동 특성을 파악한다. 그리고 전절의 손상지수를 이용한 내진성능평

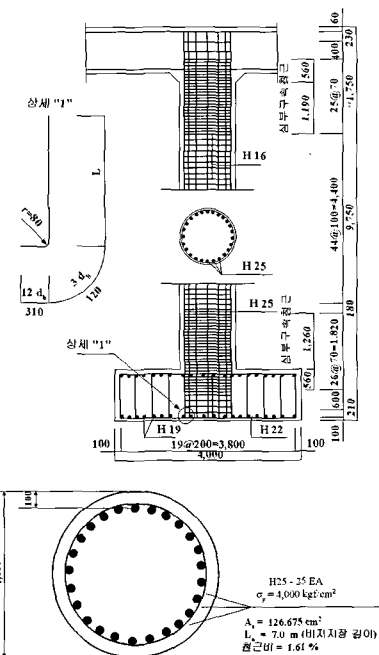


그림 7 교각 배근 요약도 (단위: mm)

1) 상부구조 단면 및 재료정수

- $L = 30.0\text{m}$  : 교량전체길이
- $A_{dx} = 17.475\text{m}^2$  : 상부슬래브 전단면적
- $I_z = 1.299\text{m}^4$  : 교축방향 관성모멘트
- $I_y = 496.340\text{m}^4$  : 교축직각방향 관성모멘트
- $J = 4.973\text{m}^4$  : 비틀림 관성모멘트
- $f_{ck} = 270\text{kgf/cm}^2$  : 콘크리트 공칭 압축강도
- $E_c = 2.46 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$  : 콘크리트 탄성계수

2) 하부구조 단면 및 재료정수

- $L_c = 7.0\text{m}$  : 기둥의 비지지장(순 길이)
- $A_{dx} = 0.785\text{m}^2$  : 기둥의 순단면적
- $I_c = 0.049\text{m}^4$  : 기둥의 관성모멘트
- $J = 0.098\text{m}^4$  : 기둥의 비틀림 관성모멘트

3) 지진 거동에 영향을 주는 부분의 중량

- $W_d = 43.688\text{tf/m}$  : 상부슬래브 길이당 중량
- $W_{as} = 3.422\text{tf/m}$  : 아스팔트 포장 길이당 중량
- $W_G = 1.535\text{tf/m}$  : 방호벽 길이당 중량
- $W_h = 0.516\text{tf/m}$  : 중간지점부 헌치 중량(상부 단위길  
이로 환산)
- $W_c = 0.916\text{tf/m}$  : 4개 기둥의 1/2 중량(상부 단위길  
이로 환산)

4.2 다중모드 스펙트럼해석 및 탄성·비탄성 시간이력해석

이 연구에서는 도로교 설계기준<sup>(1)</sup>에서 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반을 나타내는 지반종류-II를 기준으로 하는 그림 8과 같은 국내 인공지진파를 이용하여 해석을 수행하였다.

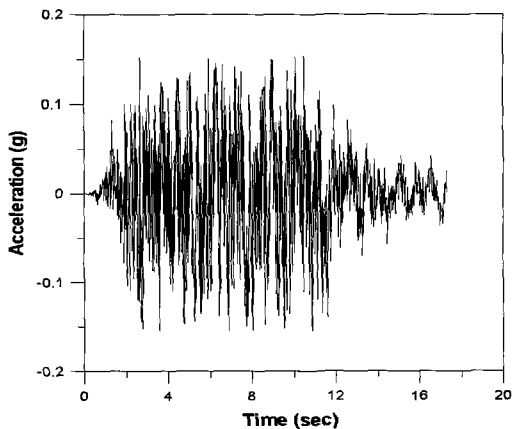


그림 8 인공지진 데이터 (지반종류-II)

유한요소법을 사용한 비선형 동적해석에 있어서, 비선형 관계로 나타나는 동적 증분 평형방정식은 Hilber-Hughes-Taylor (HHT) 법<sup>(19)</sup>에 의한 시간에 대한 수치적분과정과 수렴에 도달하기 위한 반복계산과정을 단계적

으로 거침으로써 해를 구하였다.

그림 9는 RCAHEST에 의한 유한요소해석을 수행하기 위하여 요소 분할된 망이며 76개의 3점 가우스 적분을 적용한 8절점 등대개요소를 이용하였다. 그리고 원형 철근콘크리트 교각을 등가환산단면을 이용하여 그림 10과 같이 2차원 평면요소로 해석이 가능하도록 하였다. 등가환산단면은 원형 철근콘크리트 교각의 실제거동과 유사하도록 철근과 콘크리트의 단면적, 하중재하 방향의 단면 2차 모멘트를 같게 하여 유도하였다.

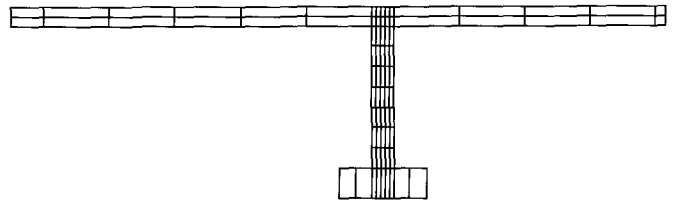


그림 9 유한요소모델

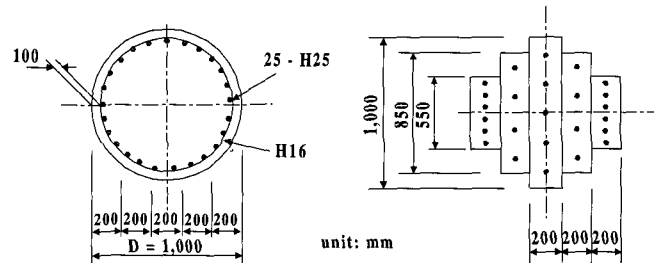


그림 10 등가환산단면

SAP2000에 의한 다중모드 스펙트럼해석 결과는 표 3과 같이 시간이력해석 결과에 비하여 교각의 하단부 전단력 및 휨모멘트를 약 18%정도 과대평가하고 있지만 RCAHEST의 탄성 시간이력해석 결과와는 1.2%의 오차를 보이고 있으므로 해석에 사용한 인공지진파는 도로교 설계기준의 지진응답계수곡선을 대체적으로 만족하고 있다고 판단된다(그림 11).

표 3 SAP2000에 의한 교축방향의 해석결과 비교

| 구분   | 전단력(kN) |       | 모멘트(kN·m) |        | 축력(kN) |        | 범위(mm) |      |      |
|------|---------|-------|-----------|--------|--------|--------|--------|------|------|
|      | 1       | 2     | 1         | 2      | 1      | 2      | 1      | 2    |      |
| 교대 1 | 0.0     | 0.0   | 0.0       | 0.0    | 3788.3 | 2873.3 | 40.0   | 33.0 |      |
| 교각   | 상단      | 991.5 | 835.5     | 2985.1 | 1015.0 | 2287.9 | 2272.2 | 39.9 | 32.9 |
|      | 하단      | 991.5 | 835.5     | 4130.6 | 3381.3 | 2287.9 | 2272.2 | 0.0  | 0.0  |
| 교대2  | 0.0     | 0.0   | 0.0       | 0.0    | 2818.4 | 2084.9 | 40.0   | 33.0 |      |

( Note 1 : 다중모드 스펙트럼해석 결과, 2 : 시간이력해석 결과 )

RCAHEST에 의한 탄성 시간이력해석 결과는 SAP2000에 의한 탄성 시간이력해석결과에 비하여 최대변위는 일치하나 교각 하단부의 전단력을 17% 정도 크게 산정하고 있는데 이는 SAP2000이 뼈대요소(frame element)를 사용한 3차원 모델링에 의한 결과인데 반하여 RCAHEST는 면요소(plane stress element)를 사용한 2차원 모델링

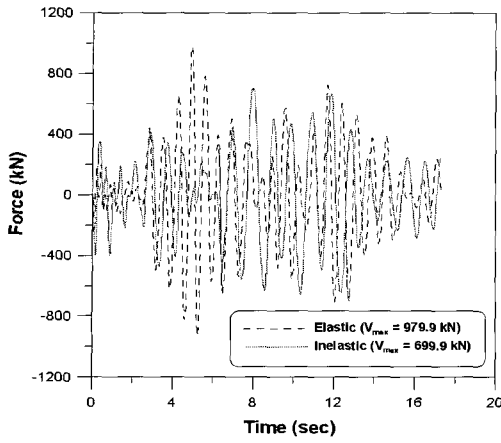


그림 11 지진응답(하중)

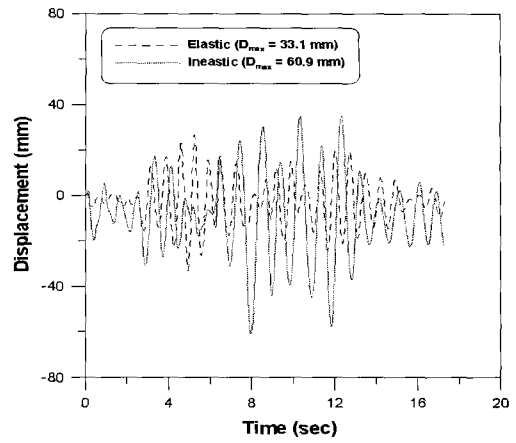


그림 12 지진응답(변위)

에 의한 결과이기 때문인 것으로 판단된다(그림 12).

RCAHEST에 의한 비탄성 시간이력해석 결과는 전단력은 699.9 kN으로서 탄성 해석결과대비 72%의 응답을 보이며 최대변위는 60.9 mm로서 탄성해석대비 184%의 응답을 보이고 있는데 대상 교량의 탄성상태에서의 주기가 0.7초로서 비교적 장주기 교량에 속하며 항복변위가 45 mm이며 극한변위가 440 mm인 점을 감안할 때 대상 교량은 입력 인공지진파에 대하여 충분히 안전하다는 것을 알 수 있다(그림 13). 대상교량의 내진성능평가에 대하여는 다음 절에서 다루도록 한다.

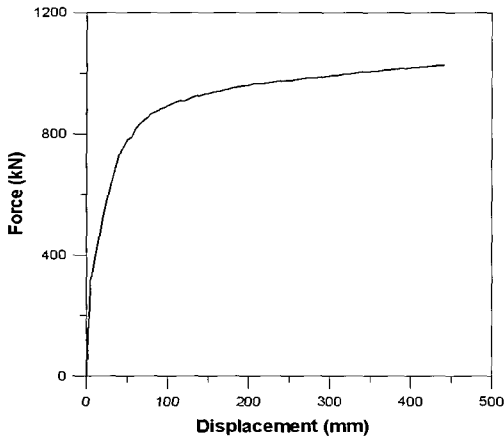


그림 13 하중-변위 곡선(단조하중)

### 4.3 내진성능평가

전절의 교량해석 결과로부터 현행 도로교 설계기준에 의하여 내진설계된 철근콘크리트 T형 라멘교는 입력 인공지진파에 대하여 충분히 안전할 것으로 판단되므로 교량의 내진성능을 다음 3가지 경우로 나누어 평가하기로 한다. 즉, CASE-1은 원설계안대로 교각의 종방향 철근비를 1.61%로 하고 횡방향 심부구속철근비를 0.60%로 한 교량이며, CASE-2는 교각의 종방향 철근비는 그대로 두되 횡방향 심부구속철근비를 0.40%로 한 교량이며, CASE-3은 교각의 횡방향 심부구속철근비는 그대로 두되 종방향 철근비를 0.81%로 한 교량이다.

표 4는 3가지 경우에 대한 입력지진파에 따른 손상지수의 변화를 성능수준과 함께 비교·검토함으로써 철근콘크리트 T형 라멘교의 내진성능평가를 나타내고 있다.

교각의 종방향 철근비는 그대로 두되 횡방향 심부구속 철근비를 원 설계(0.60%)에 비하여 0.40%로 한 CASE-2와 교각의 횡방향 심부구속철근비는 그대로 두되 종방향 철근비를 0.81%로 한 CASE-3의 해석결과는 원 설계의 경우에서와 같은 입력 지진가속도의 6배에서 파괴가 발생하여서 안전율이 도입되지 않았다는 점을 감안하더라도 안전한 것으로 판단된다.

입력지진파에 따른 손상지수의 변화를 나타내는 그림 14는 이 해석의 매개변수로 사용한 횡방향 철근량에 따

표 4 철근콘크리트 T형 라멘교의 내진성능평가

| Input Acceleration | CASE-1       |                     | CASE-2       |                     | CASE-3       |                     |
|--------------------|--------------|---------------------|--------------|---------------------|--------------|---------------------|
|                    | Damage Index | Performance Level   | Damage Index | Performance Level   | Damage Index | Performance Level   |
| 1 × 0.154g         | 0.10         | Fully operational   | 0.13         | Delayed operational | 0.15         | Delayed operational |
| 2 × 0.154g         | 0.29         | Delayed operational | 0.30         | Delayed operational | 0.30         | Delayed operational |
| 3 × 0.154g         | 0.33         | Delayed operational | 0.36         | Delayed operational | 0.44         | Stability           |
| 4 × 0.154g         | 0.49         | Stability           | 0.53         | Stability           | 0.58         | Stability           |
| 5 × 0.154g         | 0.61         | Stability           | 0.67         | Stability           | 0.74         | Stability           |
| 6 × 0.154g         | 0.94         | -                   | 0.99         | -                   | 0.99         | -                   |

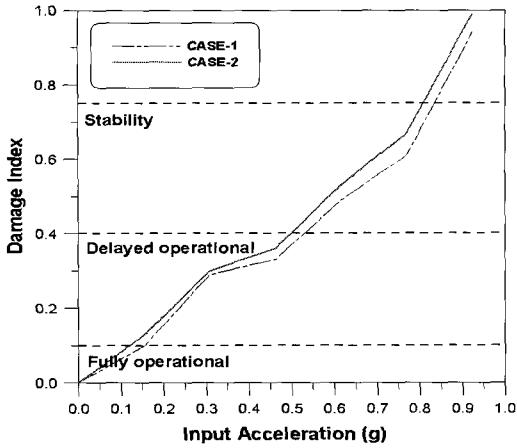


그림 14 내진성능평가 (CASE-1, CASE-2)

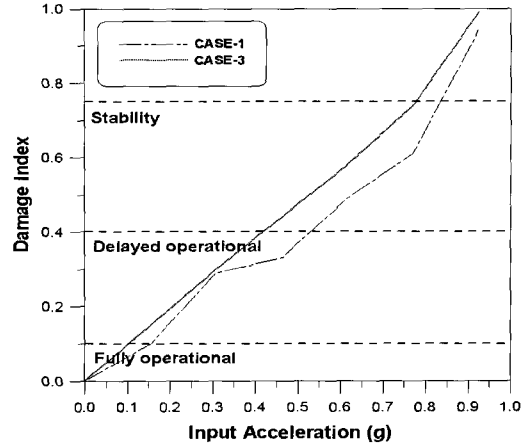


그림 15 내진성능평가 (CASE-1, CASE-3)

른 거동특성을 비교한 것으로서 횡방향 철근량의 증가에 따라 손상이 지연되고 있음을 잘 나타내고 있다. 해석결과와 단계별 손상지수 값을 확인해보면  $1 \times 0.154g$ 에서 CASE-1은 0.10, CASE-2는 0.13이고  $3 \times 0.154g$ 에서 CASE-1은 0.33, CASE-2는 0.36이다. 그리고  $5 \times 0.154g$ 에서는 CASE-1은 0.61, CASE-2는 0.67이다. 즉 0.40%의 횡방향 심부구속철근비를 갖는 CASE-2보다 0.60%의 횡방향 심부구속철근비를 갖는 CASE-1이 동일한 입력 지진가속도에서 손상이 지연되고 있음을 확인할 수 있다.

그림 15는 이 해석의 매개변수로 사용한 종방향 철근량에 따른 거동특성을 비교한 것으로 종방향 철근량의 증가에 따라 손상이 지연되고 있음을 잘 나타내고 있다. 해석결과와 단계별 손상지수 값을 확인해보면  $1 \times 0.154g$ 에서 CASE-1은 0.10, CASE-3은 0.15이고  $3 \times 0.154g$ 에서 CASE-1은 0.33, CASE-3은 0.44이다. 그리고  $5 \times 0.154g$ 에서는 CASE-1은 0.61, CASE-3은 0.74이다. 즉 0.81%의 종방향 철근비를 갖는 CASE-3보다 1.61%의 종방향 철근비를 갖는 CASE-1이 동일한 입력 지진가속도에서 손상이 지연되고 있음을 확인할 수 있다.

해석결과 국내 인공지진파에 대해 3가지 경우 모두 충분한 내진성능을 나타내고 있음을 알 수 있다. 다만, 모든 경우에 대하여 파괴시의 최대 변위는 탄성해석에 의한 최대 변위에 비하여 10배 이상의 값을 보이고 있어서 현행 도로교 설계기준에서와 같이 교량의 소성거동을 고려한 설계를 할 경우 설계변위 산정에 주의를 요한다. 또한 이 해석은 교각의 강도감소계수 등을 고려하지 않고 실제의 거동을 충실히 나타내고자 한 해석이므로 이 해석결과를 설계에 적용하기 위해서는 안전율을 도입하기 위한 별도의 연구가 필요할 것으로 판단된다.

일련의 해석결과로부터 이 연구에서 제안하고 있는 방법은 지진하중에 의한 철근콘크리트 교량의 비탄성 이력 거동을 적절히 평가하고 있으며, 개발된 철근콘크리트 구조물의 비선형 유한요소해석 프로그램(RCAHEST)을 이용함으로써, 해석적 방법에 의한 신설 또는 기존 철근콘크리트 교량의 내진성능평가가 가능할 것으로 판단된다.

## 5. 결 론

이 연구에서는 철근콘크리트 T형 라멘교를 대상으로 하여 지진해석을 수행하고, 해석적 방법에 의하여 대상 교량의 내진성능 평가를 수행하였다. 연구 결과로부터 다음의 결론을 얻었다.

- 1) 제안된 평가기법을 통해 현행 도로교 설계기준에 의하여 내진설계된 철근콘크리트 T형 라멘교는 국내 인공지진파에 대하여 충분히 안전할 것으로 판단된다.
- 2) 파괴시의 최대 변위는 탄성해석에 의한 최대 변위에 비하여 10배 이상의 값을 보이고 있어서 현행 도로교 설계기준에서와 같이 교량의 소성거동을 고려한 설계를 할 경우에는 설계변위 산정에 주의를 요한다.
- 3) 지진하중에 받는 철근콘크리트 교량의 응답특성 및 지진손상을 제대로 평가함으로써 철근콘크리트 교량 시스템의 내진성능평가 및 설계검토 등에 충분히 활용될 수 있을 것이다.
- 4) 이 연구는 교각의 강도감소 계수 등을 고려하지 않고 실제의 거동을 충실히 나타내고자 한 해석이므로 이 해석결과를 설계에 적용하기 위해서는 안전율을 도입하기 위한 별도의 연구가 필요할 것으로 판단되지만, 중약진 지진지역에서의 합리적이면서 경제적인 내진설계법의 개발을 위한 기초 자료로 활용될 수 있을 것이다.
- 5) 성능기반 내진설계개념에 접목하여 비선형 유한요소해석을 이용한 합리적이고 경제성 있는 차세대 내진설계법의 개발 등에 유용하게 적용할 수 있을 것으로 기대된다.

## 감사의 글

이 연구는 교량설계핵심기술연구단을 통하여 지원된 건설교통부 건설핵심기술연구개발사업에 의하여 수행되었습니다. 연구 지원에 감사드립니다.

## 참고 문헌

1. 한국도로교통협회, 도로교설계기준, 2005.
2. 김재관, 김익현, "Seismic Design in Low or Moderate Seismicity Regions: Suggested Approaches," 한국지진공학회논문집, 제2권, 3호, 1998, pp. 99-109.
3. 신현목, 이재훈, 철근콘크리트 교각의 국내외 내진상세 비교, 연구소위원회 발표집, 한국콘크리트학회, 1999, pp. 187-196.
4. 이재훈, 정원기, 철근콘크리트 교각의 기존 철근상세 현황, 연구소위원회 발표집, 한국콘크리트학회, 1999, pp. 166-175.
5. 한국도로공사, 고속도로 교량의 내진설계 편람, 2000.
6. 김태훈, 최정호, 신현목 "철근콘크리트 교각의 내진성능에 관한 해석적 연구," 대한토목학회 논문집, 제25권, 3A호, 2005, pp. 565-575.
7. 김태훈, 정영수, 신현목 "비탄성 유한요소해석을 이용한 철근콘크리트 교각의 내진성능 평가," 한국지진공학회 논문집, 제9권, 5호, 2005, pp. 63-74.
8. Kim, T. H., Lee, K. M., Yoon, C. Y., and Shin, H. M., "Inelastic Behavior and Ductility Capacity of Reinforced Concrete Bridge Piers under Earthquake. I: Theory and Formulation," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 9, 2003, pp. 1199-1207.
9. 김태훈, "비선형 유한요소해석을 이용한 철근콘크리트 교각의 내진성능평가", 박사학위논문, 성균관대학교, 2003.
10. Kim, T. H., Lee, K. M., Chung, Y. S., and Shin, H. M., "Seismic Damage Assessment of Reinforced Concrete Bridge Columns," *Engineering Structures*, Vol. 27, No. 4, 2005, pp. 576-592.
11. Mander, J. B., Panthaki, F. D., and Kasalanati, K., "Low-Cycle Fatigue Behavior of Reinforcing Steel," *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol. 6, No. 4, 1994, pp. 453-468.
12. Kakuta, Y., Okamura, H., and Kohno, M., "New Concepts for Concrete Fatigue Design Procedures in Japan," *IABSE Colloquium on Fatigue of Steel and Concrete Structures*, Lausanne, 1982, pp. 51-58.
13. Taylor, R. L., *FEAP - A Finite Element Analysis Program*, Version 7.2, Users Manual, Volume 1 and Volume 2, 2000.
14. 김태훈, 신현목, "Analytical Approach to Evaluate the Inelastic Behaviors of Reinforced Concrete Structures under Seismic Loads," 한국지진공학회 논문집, 제5권, 2호, 2001, pp. 113-124.
15. Applied Technology Council (ATC), *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, ATC-40 Report, Redwood City, California, 1996.
16. Lehman, D., Moehle, J., Mahin, S., Calderone, A., and Henry, L., "Experimental Evaluation of the Seismic Performance of Reinforced Concrete Bridge Columns," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 130, No. 6, 2004, pp. 869~879.
17. Federal Emergency Management Agency (FEMA), *NEHRP guidelines of the seismic rehabilitation of buildings*, FEMA 273, Washington, D. C., 1997.
18. Computers and Structures, Inc., *SAP2000 Users Manual*, 1995.
19. Hilber, H. M., Hughes, T. J. R., and Taylor, R. L., "Improved Numerical Dissipation for Time Integration Algorithms in Structural Dynamics," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 5, 1977, pp. 282-292.