

단주교각 강박스교량의 거동계수

Behavior Factor of a Steel Box Bridge with Single Column Piers

박준봉*
Park, Jun Bong

김종수**
Kim, Jong Su

국승규***
Kook, Seung Kyu

ABSTRACT

As the response spectrum method generally used in the earthquake resistant design is a linear method, the nonlinear behavior of a structure is to be reflected with a specific factor. Such factors are provided in the "Design Criteria for Roadwaybridges" as response modification factors and in the Eurocode 8, Part 2 as behavior factors.

In this study a 5-span steel box bridge with single column piers is selected and the behavior factor is determined. The linear time history analyses are carried out with a simple linear model, where the nonlinear behavior of piers leading to the ductile failure mechanism is considered as predetermined characteristic curves.

keyword : response spectrum method, earthquake resistant design, response modification factors, behavior factors, 5-span steel box bridge

1. 서론

구조물에 내진설계를 적용하는 목적은 지진에 노출되는 구조물에 안전성과 경제성을 고려한 파괴메카니즘을 부여하는 것이다. 이러한 목적으로 내진설계기준은 설계지진 발생 시 구조물의 국부적 파손을 허용하는 붕괴방지수준과 설계지진보다 강도는 작으나 빈도가 잦은 약진 발생 시 기능수행수준을 유지하도록 규정하고 있다. 보편적인 내진해석법은 응답스펙트럼해석법, 즉 선형해석법이므로 기능수행수준을 벗어나는 구조물의 비선형거동은 특정한 계수를 도입하여 반영하며 도로교설계기준^[1]과 AASHTO^[2]에서는 이 계수를 응답수정계수로 Eurocode^[3]에서는 거동계수로 제시하고 있다. 그러므로 응답수정계수 또는 거동계수는 위에서 언급한 기능수행수준을 결정하게 되는 중요한 계수이며 교량의 경우 하부구조의 형상에 따라 다른 값이 주어진다. 응답수정계수 또는

* 부경대학교 토목공학과 대학원 석사과정

** 부경대학교 건설공학부 교수

*** 정회원 · 부경대학교 건설공학부 부교수

거동계수의 타당성 및 적용범위를 결정하기 위해서는 하나의 진동단위를 이루는 교량을 해석대상으로 하고 비선형시간이력해석을 수행하여야 하나 비선형시간이력해석은 모델링이 복잡하고 해석에 소요되는 시간, 경비가 상당하다. 내진설계기준에서 요구하는 파괴메커니즘에 의하면 교량의 경우 교각의 비선형거동으로 붕괴방지수준을 만족하는 것이므로 교각의 비선형거동에 의한 영향이 해석결과에 적절히 반영된다면 선형시간이력해석을 수행하여도 가능하다.

이 연구에서는 일반도로교의 하나인 강박스교를 해석대상교량으로 선정, 하부구조의 비선형거동특성곡선을 결정하여 비선형거동을 반영하고 인공지진을 모사, 적용하여 선형시간이력해석을 수행함으로써 거동계수를 결정하였으며 도로교설계기준에 제시되어 있는 응답수정계수와 비교하여 타당성을 검토하였다.

2. 연구내용

2.1 해석대상교량의 모델링

해석대상교량은 단주교각을 하부구조로 하는 총 연장 265m(2@50+3@55)인 직선교이고 상부구조는 2연박스거더, 하부구조는 T형 교각인 5경간 강박스교^[4]로 7경간 이내이고 경간길이의 변화가 10%이내이며, 자중이나 강성 또는 기하학적 형상의 변화가 미소하므로 규칙적인 교량(Regular Bridge)에 해당된다. 그림 1은 종단면도, 그림 2는 교각의 횡단면도이며 받침장치의 배치는 표 1과 같고 G1, G2는 박스거더를 표기한 것이다. 해석대상교량의 해석모델은 그림 3의 교각부 모델링과 같이 단순모델이며 상·하부구조는 보요소, 연결부재는 무한강성요소 그리고 받침장치의 가동방향은 연결요소(Constraint)로 모델링하였다.

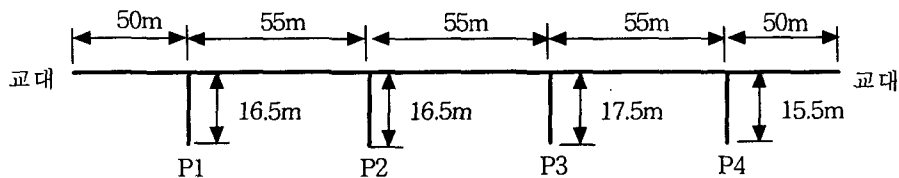


그림 1. 강박스교의 종단면도

표 1. 받침장치의 배치

| 위치 | 교대 | P1 | P2 | P3 | P4 | 교대 |
|----|----|----|----|----|----|----|
| G1 | ↔ | ↔ | ↔ | ● | ↔ | ↔ |
| G2 | ↕ | ↕ | ↕ | ↕ | ↕ | ↕ |

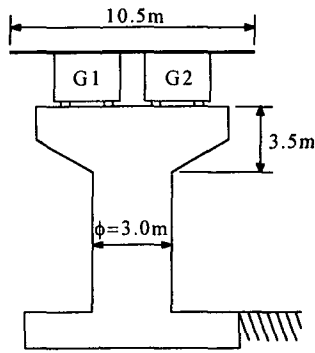


그림 2. 교각 횡단면도

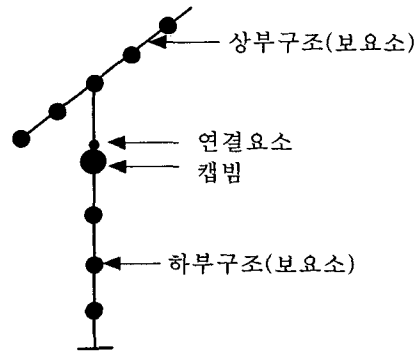


그림 3. 교각부 모델링

2.2 비선형거동

해석대상교량의 경우 거동계수는 교축직각방향해석에서 산정하였으며 비선형거동이 발생하도록 유도하는 교각하부에서의 비선형요소의 위치는 그림 4와 같다. 각 교각의 하단에서 1m 떨어진 절점에 길이가 0인 가상부재를 비선형요소로 추가하여 비선형거동을 반영하였다. 비선형해석은 구조해석 프로그램 DYNACS^[5]를 이용하여 수행하였다.

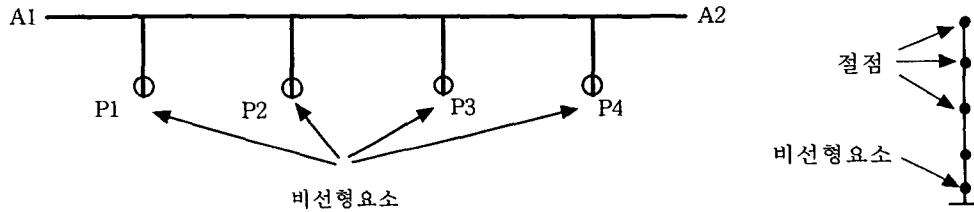
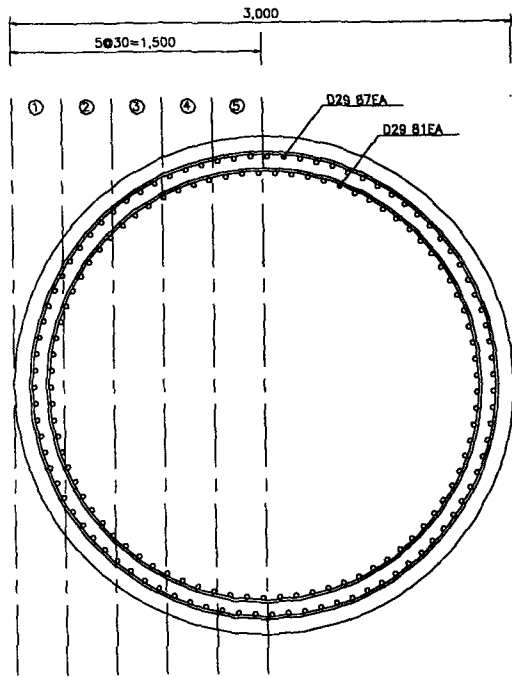


그림 4. 비선형요소의 위치와 해석모델

비선형요소의 비선형거동특성곡선은 모멘트-회전각 관계로 나타내었으며 해석대상교량의 교각은 모두 동일한 원형교각이므로 그림 5와 같이 전단면을 모멘트축과 평행하게 분할하여 각 단면의 항복여부를 반영하는 방법을 사용하였다. 재료특성치 및 입력자료는 그림 5 및 표 2와 같다. 비선형요소의 비선형거동특성곡선인 모멘트-회전각 관계는 그림 6과 같이 산정되었다.

표 2. 분할단면의 입력자료

| 단면No | 단면평균높이(cm) | 철근면적(cm ²) | 철근평균높이(cm) |
|------|------------|------------------------|------------|
| 1 | 122.63 | 150.60 | 5.02 |
| 2 | 212.85 | 133.50 | 4.45 |
| 3 | 259.03 | 92.10 | 3.07 |
| 4 | 285.60 | 86.10 | 2.87 |
| 5 | 297.99 | 77.10 | 2.57 |



■ 콘크리트

탄성계수 : 2770 kN/cm²
 압축강도 : 2.7 kN/cm²
 인장강도 : 0.27 kN/cm²
 최대허용압축변위 : 3.0 %
 단면적 : 70686 cm² (φ=3m)

■ 철근 D29

탄성계수 : 20400 kN/cm²
 항복강도 : 40 kN/cm²
 인장변위 : 2 %
 총단면적 : 1079 cm²
 외측 87개, 내측 81개

■ 주철근비

$$\frac{A_s}{A_c} = \frac{1078.56}{70685.83} \times 100 = 1.53 \%$$

그림 5. 원형교각의 단면분할

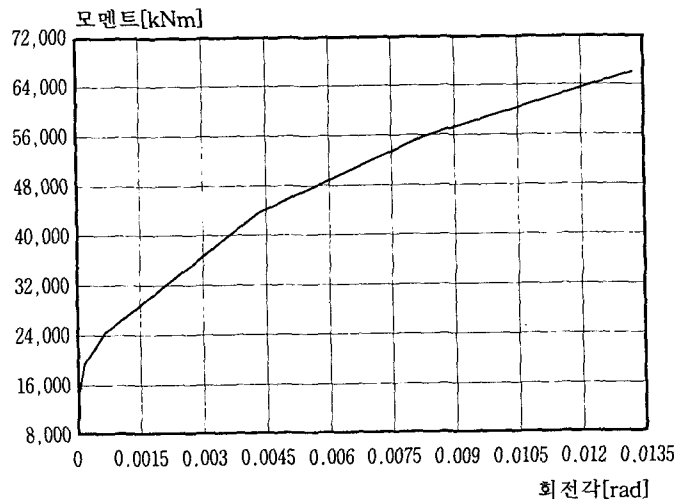


그림 6. 비선형거동특성곡선

2.3 인공지진

시간이력해석에 입력지진으로 사용되는 인공지진(가속도시간이력)은 국내의 지진상황을 고려하여 총 지속시간 12초, 최대지반가속도 도달시간 및 지속시간을 2초와 4초로 설정하였다. 상용프로

그림 SYMQKE^[6]를 이용하여 모사하였으며 인공지진의 수를 10개(인공지진01~인공지진10)로 하여 지진하중의 불특정성에 의한 비안전측의 결과를 배제, 해석결과의 보편성을 확보하도록 하였다. 해석대상교량의 설계조건으로 가속도계수 $1.4m/s^2$, 지반계수 1.2를 모사에 적용하였다. 그림 7은 인공지진01의 가속도시간이력이고 그림 8은 주어진 목표응답스펙트럼(실선)과 인공지진01의 응답스펙트럼(점선)을 중첩한 것으로 적절한 모사가 수행되었다는 것을 알 수 있다.

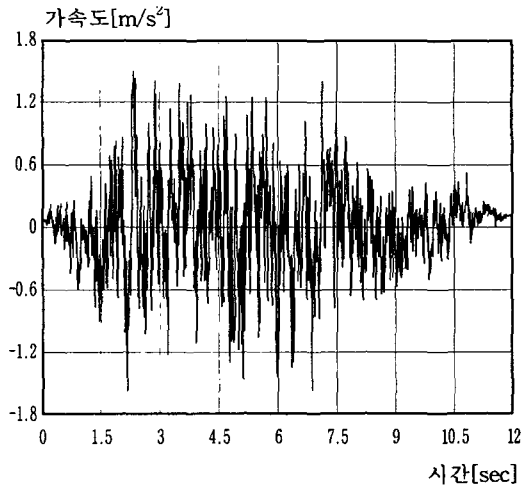


그림 7. 인공지진01의 가속도시간이력

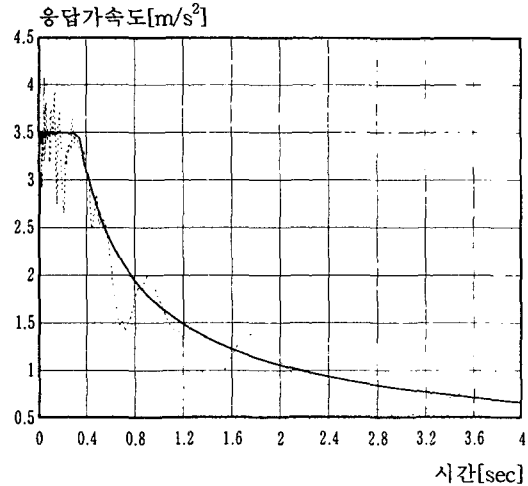


그림 8. 인공지진01의 응답스펙트럼

2.4 선형시간이력해석

선형시간이력해석을 수행하여 구조물의 비선형거동을 기술하기 위한 첫단계로 다음과 같이 탄성한계를 결정하였다. 입력지진에 계수를 적용하여 가속도의 크기를 정하므로 그림 9와 같이 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선이 면적을 갖지 않는 가장 큰 계수를 찾아 탄성한계로 결정하였다. 그림 10은 탄성한계에서 기준절점, 해석대상교량의 경우 고정단교각 P3 상부절점의 변위이력이다.

탄성한계를 초과하는 입력지진을 적용하고 시간이력해석을 수행하여 구한 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선은 그림 11과 같이 소성거동으로 인한 에너지 소산이 발생한다는 것을 알 수 있으며 그림 12는 소성거동으로 인한 기준절점의 변위이력곡선이다.

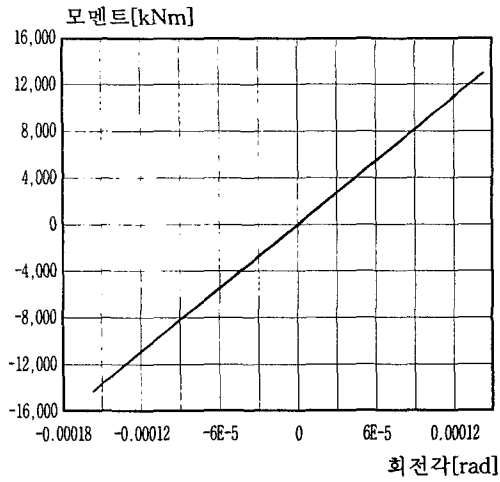


그림 9. 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선(인공지진01, 탄성한계)

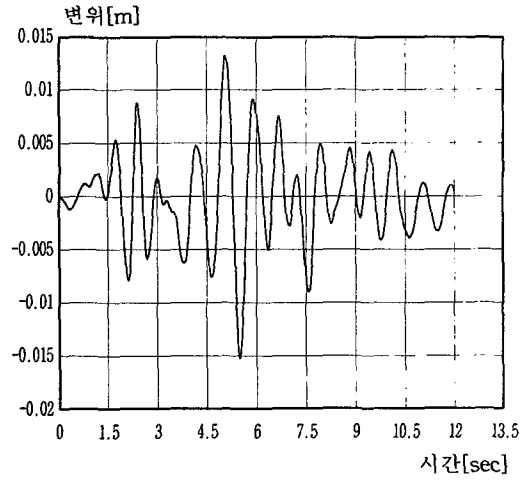


그림 10. 기준절점의 변위이력곡선 (인공지진01, 탄성한계)

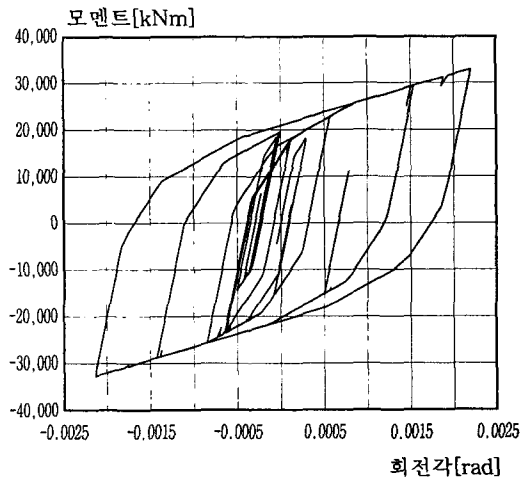


그림 11. 비선형요소의 모멘트-회전각 이력곡선(인공지진01, 소성거동)

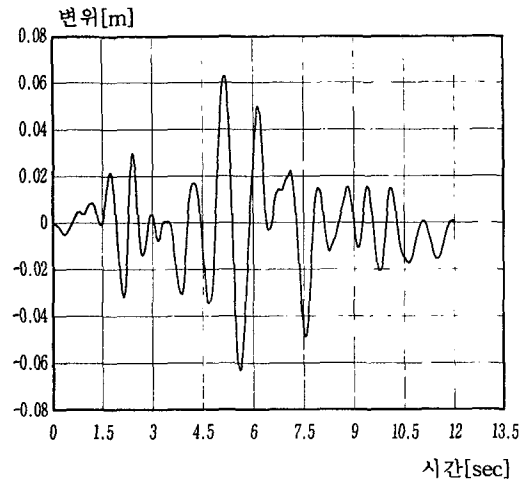


그림 12. 기준절점의 변위이력곡선 (인공지진01, 소성거동)

각 입력지진에 대한 기준절점의 최대변위를 구하고 이들을 탄성한계의 입력지진과 기준절점의 최대변위로 종축과 횡축을 정규화하면 그림 13과 같이 각 입력지진에 대한 비선형거동을 나타낼 수 있으며 이러한 비선형거동을 초탄성거동과 비교하여 그 교점을 거동계수로 결정하였다. 그림 13은 총 10개의 인공지진을 적용한 결과 중 대표적인 경우 세 가지를 제시한 것이다. 해석대상교량인 단주교각 강박스의 경우 안전측으로 결정한 거동계수의 최소값은 2.5이다.

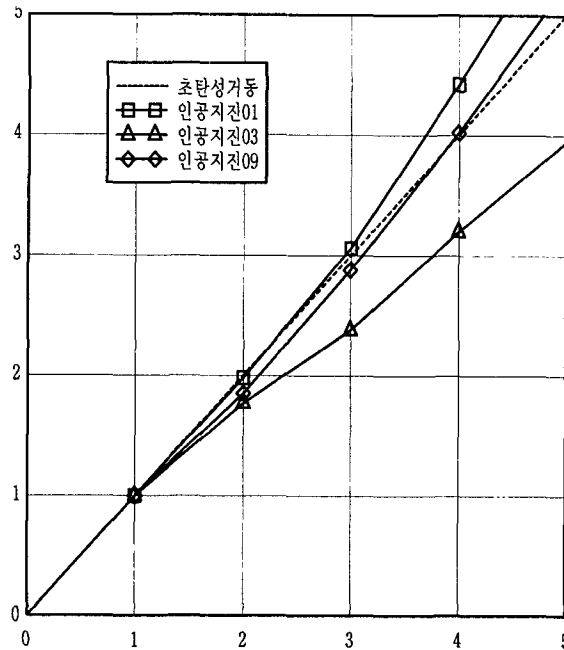


그림 13. 비선형거동

3. 결론

이 연구에서는 규칙적인 교량으로 분류되는 단주교각을 갖는 5경간 강박스교를 해석대상교량으로 선정하고 단순모델을 해석모델로 하여 거동계수를 산정하였다. 교량내진설계에서 요구하는 연성파괴메카니즘에 따라 교각하부에 비선형거동을 제한하고 비선형거동특성곡선을 결정하여 선형시간이력해석에 적용, 해석절차를 단순화하였다.

단주교각 강박스교량의 경우에 산정된 거동계수 2.5는 도로교설계기준에서 제시한 응답수정계수 3.0보다 작고 Eurocode에서 제시한 1.5(제한연성)와 3.5(연성)의 범위에 속하는 값이나 앞으로 더 많은 교량을 대상으로 연구를 수행하여 거동계수의 타당성이 검토되어야 할 것이다. 그리고 도로교설계기준의 응답수정계수와 Eurocode의 거동계수는 그 적용방법에 차이가 있어 단순비교가 불가능할 뿐만 아니라 우리나라와 같은 중약진지역에서는 실제 적용사례를 연구하여 거동계수의 적용타당성을 제시하여야 한다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 목적기초연구(R02-2000-00375)지원으로 수행하였음.

참고문헌

1. 건설교통부, "도로교설계기준 (6장 내진설계편)", 한국도로교통협회, 2000.
2. AASHTO, "LRFD Bridge Design Specifications", 1998.
3. CEN, "Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of structure , Part 2-

- Bridges”, 1988.
4. 건설교통부, “김해시 관내 국도대체 우회도로(퇴래-농소)건설공사 설계도(Ⅱ)”, 부산 지방국토관리청, 1997.
 5. Hoffmeister, B., Kuck, J., “DYNACS: Dynamic non-linear analysis of composite and steel structures”, Institute of Steel Construction Aachen, 1997.
 6. Vanmarcke, E. H., Cornell, C. A., Gasparini, D. A., and Hou, S. N., “SIMQKE-Simulation of earthquake ground motions”, Massachusetts, 1988.