

# 강도로교의 내하력 통계분석과 해석에 관한 연구

## A Study on Statistical Analysis of Load Carrying Capacity of Steel Bridges

|        |       |      |
|--------|-------|------|
| 장      | 동     | 일*   |
| Chang, | Dong  | Il   |
| 이      | 희     | 현**  |
| Lee,   | Hee   | Hyun |
| 엄      | 영     | 호*** |
| Eom,   | Yeong | Ho   |

### Abstract

Fatigue phenomena usually occur in the structures such as bridges subjected to repeated loading with increasing service year. Especially, applied stresses happen to approach to design values due to rapid increase of traffic volume and vehicle weight, so it gives serious effects to the stability of bridges.

Therefore, in this paper, the data for load carrying capacity of bridges obtained from field tests were analysed statistically to investigate bridge behaviour and a basic approach to estimate the impact factor was proposed after a comparison was made between field-test data and the calculated values obtained by using matrix structural analysis method.

### 요 지

교량과 같이 지속적인 반복하중을 받는 구조물에서는, 사용년수의 증가에 따라 각 구성요소에는 피로현상이 발생한다. 특히 근간의 교통량의 비약적인 증가로 인한 과대응력의 발생은 강교량의 안전성에 심각한 영향을 부가시켜 주고 있다. 이에 본 논문에서는 실제 교량으로부터의 내하력 조사 자료를 통계 정리하여 강교량의 유지 보수를 보다 효율적으로 수행할 수 있도록 하고 이값들을 매트릭스 구조 해석법을 이용한 수치해와 비교한 후 기존 교량의 충격계수를 실측에 의하지 않고서도 개략적으로 예측할 수 있는 기본 방법을 제시하였다.

\* 정희원 · 한양대학교 공과대학 교수, 토목공학과

\*\* 정희원 · 한양대학교 대학원 박사과정

\*\*\* 정희원 · 한국종합기술개발공사, 도로부

### 1. 서 론

현재는 차량의 중량화 및 고속화의 시대로서 모든 교량은 이러한 문제에 적응할 수 있도록 설계 및 시공되어야 하나, 현재 전국의 도로상

에 가설된 총 12,100 여개 교량중 이러한 문제에 적용할 수 있는 교량은 DB-24 설계하중을<sup>(1)</sup> 기준으로 할때 약 3.4%정도이다<sup>(2)</sup>. 즉 현재 교량위를 주행하는 대형 차량의 대부분은 가설시의 설계하중을 초과하고 있는 실정으로서 교량의 안전성 및 유지관리와 차량의 안전주행을 위하여 하중제한을 해야하나, 하중 제한을 할 경우 전국적으로 교통의 혼란을 야기하게 되므로, 이를 최소한으로 막기 위하여 교량의 내하능력을 산출함으로써 교통의 원활을 기하여 적극적인 국가재산활용책을 꾀해야 할 것이다. 또한 근간의 교통량의 비약적인 증가, 설계수준의 향상으로 설계응력과 작용응력의 접근, 재료의 고강도 변화로 인한 부재 단면의 감소 및 용접구조의 채택 등은 강교량의 피로에 대한 취약점으로 대두되고 있다<sup>(3)</sup>.

이러한 사실을 고려하여 본 논문에서는 1968년 부터 1986년 까지 19년 동안 건설부 및 한국도로공사에서 실시한 내하력 조사자료를<sup>(4,5)</sup> 토대로 내하력 평가 기본계수들을 통계정리하고, 이것으로부터 그 계수들과 사용년수와의 상호관계를 파악하여 강교량의 유지보수를 보다 효율적으로 수행할 수 있도록 하며, 최대 실측처짐을 매트릭스 구조 해석법에 의한 계산처짐과 비교하여, 실측에 의하지 않고서도 총경계수 값을 개략적으로 예측할 수 있는 기본방법을 제시하고자 한다.

## 2. 실측 자료 해석

도로교의 내하능력을 판단하기 위하여 1968년 부터 1986년 사이에 실측된 총 156개 교량중 단순 I형 강교 및 강판형교(48개 교량)를 대상으로 사용년수 순으로 정리한 것이 표 1 이고, 이들 교량의 일반적인 형태는 그림 1 과 같다<sup>(4,5)</sup>.

### 2.1 합성작용계수와 사용년수와의 관계

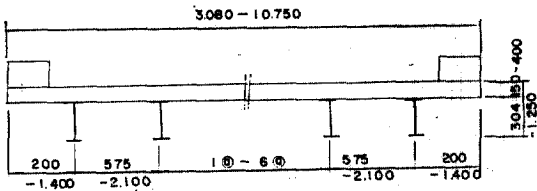
관용계산치와 실측치로부터 주부재의 처짐, 휨 및 전단응력에 대한 합성작용계수의 평균치를 계산하여 사용년수와의 관계를 나타낸 것이 그림 2 이다. 여기서 합성작용계수(C.A.F.)는 다음과 같이 구하였다.

$$C.A.F. = 1 - (\text{측정치} / \text{계산치}) \quad (1)$$

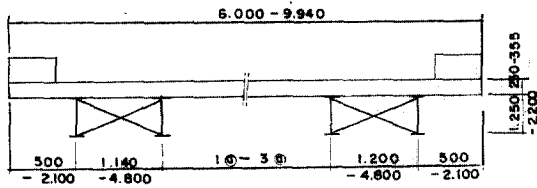
휨응력 및 처짐에 대한 합성작용 계수들의 평균

표 1. Table of Measured Bridges

| 교 량 명     | 지간장  | 사용년수 | 측정년도 | 실측치수 |     |
|-----------|------|------|------|------|-----|
|           |      |      |      | 정적   | 동적  |
| 학 야 교     | 12.0 | 9    | 78   | 3    | 2   |
| 북 하 교(신)  | 12.0 | 12   | 73   | 84   | 252 |
| 장 흥 교(II) | 11.0 | 14   | 72   | 12   | 63  |
| 금 남 교     | 31.3 | 14   | 73   | 24   | 96  |
| 강 구 교     | 5.0  | 15   | 73   | 60   | 210 |
| 금강 1교(하행) | 40.0 | 15   | 86   | 34   | 14  |
| 금강 1교(상행) | 40.0 | 15   | 86   | 27   | 14  |
| 금 척 교     | 15.0 | 15   | 86   | 36   | 14  |
| 외 동 천 교   | 12.0 | 15   | 86   | 30   | 14  |
| 신 백 교     | 12.0 | 17   | 73   | 90   | 165 |
| 기 성 교     | 12.0 | 17   | 79   | 9    | 12  |
| 풍 암 교(II) | 10.0 | 18   | 72   | 14   | 51  |
| 양 강 교(B)  | 12.0 | 18   | 73   | 40   | 144 |
| 양 강 교(C)  | 12.0 | 18   | 73   | 70   | 195 |
| 양 강 교(D)  | 12.0 | 18   | 73   | 60   | 175 |
| 당 령 교(신)  | 7.0  | 18   | 73   | 40   | 140 |
| 당 령 교(구)  | 7.0  | 18   | 73   | 48   | 168 |
| 나 주 교     | 12.0 | 20   | 77   | 24   | 3   |
| 화 심 교     | 12.0 | 22   | 77   | 59   | 8   |
| 북 천 교     | 12.0 | 22   | 80   | 23   | 16  |
| 양 수 교     | 25.5 | 22   | 83   | 25   | 33  |
| 화 산 교     | 12.0 | 22   | 84   | 28   | 20  |
| 조 천 교     | 11.3 | 23   | 79   | 37   | 20  |
| 백 일 교     | 12.0 | 23   | 79   | 6    | 12  |
| 상 조 천 교   | 12.0 | 23   | 85   | 10   | 16  |
| 계 성 교     | 9.0  | 26   | 73   | 72   | 222 |
| 홍 천 교     | 10.4 | 27   | 81   | 56   | 30  |
| 단 포 교     | 12.0 | 28   | 85   | 8    | 15  |
| 금 곡 교     | 12.0 | 29   | 84   | 5    | 4   |
| 강 등 교     | 12.0 | 30   | 73   | 54   | 156 |
| 연 당 교     | 20.6 | 30   | 79   | 8    | 0   |
| 왕 속 교     | 9.1  | 38   | 70   | 15   | 28  |
| 논 산 대 교   | 13.8 | 39   | 73   | 32   | 140 |
| 양 강 교(A)  | 24.0 | 39   | 73   | 50   | 175 |
| 구 포 교     | 20.4 | 40   | 68   | 16   | 64  |
| 곡 강 교     | 9.0  | 41   | 73   | 42   | 162 |
| 북 하 교(구)  | 10.0 | 42   | 73   | 48   | 198 |
| 안 동 교     | 14.0 | 44   | 78   | 30   | 24  |
| 상 강 경 교   | 12.0 | 45   | 78   | 3    | 2   |
| 유 산 교     | 10.0 | 45   | 78   | 3    | 2   |
| 화 원 교     | 10.0 | 47   | 80   | 26   | 25  |
| 길 천 교     | 10.0 | 47   | 80   | 60   | 9   |
| 순 천 교     | 12.0 | 56   | 80   | 28   | 20  |
| 백 산 교     | 10.0 | 52   | 84   | 5    | 6   |
| 구 밀 교     | 12.0 | 52   | 85   | 2    | 3   |
| 울 춘 교     | 7.5  | 53   | 77   | 59   | 12  |
| 아 호 교     | 13.5 | 55   | 78   | 3    | 2   |
| 적 성 교     | 12.6 | 55   | 81   | 84   | 19  |



a) Steel I-Beam



b) Plate Girder

그림 1. Typical Cross Section of Simple Span Bridges

치를 최소자승법으로 구한 2차 방정식이 그림 2에 주어져 있으며, 전단응력에 대해서는 자료가 많지 않고, 또한 자료들이 불규칙하여 적합한 곡선의 방정식을 유도할 수 없었으나 휨응력 및 처짐과 비슷한 경향을 띠며 합성작용계수들은 사용년수가 증가함에 따라 감소한다는 것을 그림 2로부터 알 수 있다. 한편 부재상호간의 공동 작용에 의해 응력의 재분배 현상이 일어나므로 高島春生<sup>(9)</sup>은 교량부재에 일어나는 실제응력이 설계계산상 응력의 60%, AASHTO 시방서<sup>(11)</sup>에는 횡방향 부재인 경우 80%, 종방향 부재인 경우 70%, 또한 Fisher<sup>(16)</sup>는 50% 이하가 된다고 했는데, 이들 중 우리나라의 실정에 비교적 잘맞는 高島春生가 제안한 값과 비교해 볼 때, 최초 교량 가설후 합성작용계수들의 값이 0.4 이하로 떨어지기 시작하는 15년 정도에 내하력 조사를 실시할 필요가 있으며, 현재 우리나라에 가설되어 있는 단순 I형 및 강판형교의 수명은 65년 정도 될 것이라는 것을 그림 2로부터 알 수 있다.

## 2.2 환산충격계수와 사용년수와의 관계

시험차량의 주행으로부터 얻은 변형률-시간 곡선으로부터 환산충격계수의 최대, 최소 및 평균값들을 구하여 사용년수와의 관계를 나타낸

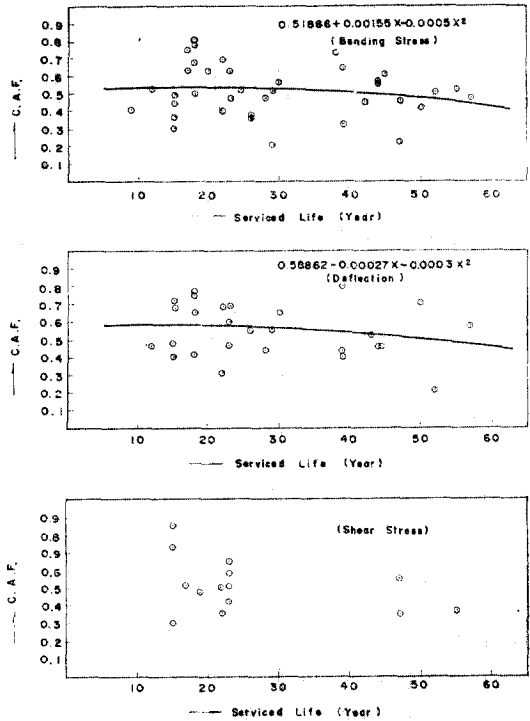


그림 2. Relationship between C.A.F. and Serviced Life

것이 그림 3이다. 여기서 환산충격계수(T.I.F.)는 다음과 같이 구하였다.

$$T.I.F. = \frac{\text{최대동적변형률}}{\text{최대정적변형률}} (2)$$

일반적으로 강교량은 사용년수의 증가에 따라 교량부재에는 피로가 누적되고 노쇄화되어 충격이 커질것으로 예상할수 있으나 그림 3에서 볼

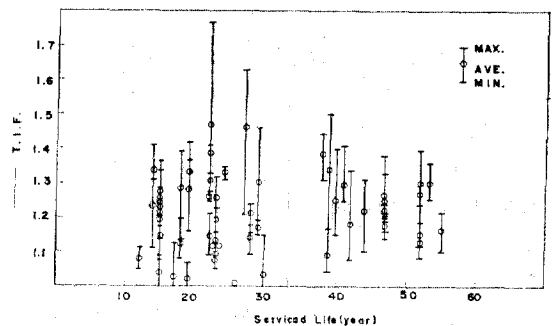


그림 3. Relationship between T.I.F. and Serviced Life

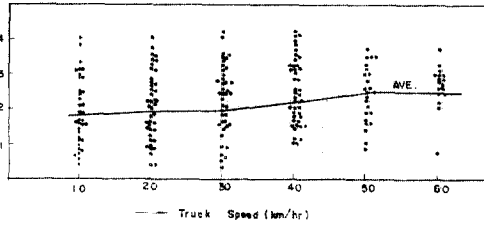


그림 4. Relationship between T.I.F. and Velocity

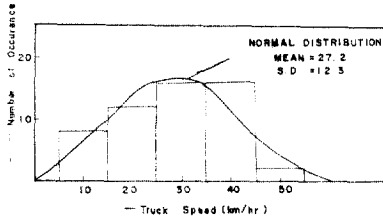


그림 5. Relationship between Frequency of T.I.F. and Velocity

때 환산 충격계수와 사용년수 사이에는 상호관계가 희박함을 알 수 있다.

### 2.3 환산충격계수와 주행속도와의 관계

그림 4에는 환산충격계수의 평균치와 주행속도와의 관계가 그려져 있다. 환산충격계수는 속도가 10~30 km/hr 에서는 거의 일정하며, 30~50 km/hr 에서는 증가하는데, 이러한 사실은 참고문헌(10)에서 발췌한 그림 5에 있는 “환산충격계수의 빈도는 최대공용속도에 대한 것이 최대치로 되는 정규분포를 이루고 있다”는 사실과 일치한다. 이로부터 우리나라 교량에서는 중차량이 30~50 km/hr 사이에서 많이 주행하였으며 또한 이 값들을 시방서 값과 비교해 보았을 때 대부분의 값이 시방서 값을 밑돌고 있으나 최대공용속도(30~50 km/hr)부근에서는 시방서 값에 접근 또는 상회하는 빈도가 많음을 알 수 있다.

### 2.4 환산충격계수와 지간장과의 관계

시방서에 의한 충격계수는 지간의 길이가 증가함에 따라 감소하는데, 이것은 실측치를 지간장에 따라 정리한 환산충격계수와 동일한 경향을 띠고 있음을 그림 6으로부터 알 수 있다. 또한 주행속도와 지간장 변화에 따른 환산충격계수를 정리한 그림 7에서 보면 대부분의 값이 시방서에 규정된 값보다 낮은 것을 알 수 있다.

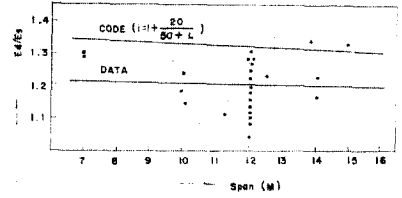


그림 6. Relationship between T.I.F. and Span

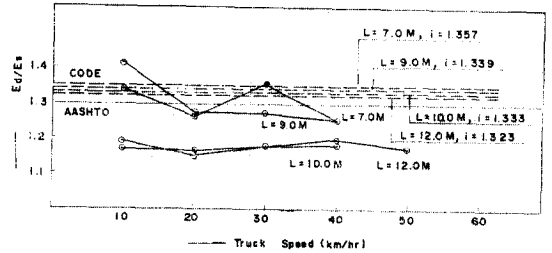


그림 7. Variation of T.I.F. by Varying Velocity and Span

AASHTO 시방서에서도 충격계수는 지간의 길이가 짧아짐에 따라 커지나 상한값으로 1.30의 값을 사용하도록 명시되어 있다. 그런데 그림 7에서 볼때 1.30의 값은 지간이 12 m 이하인 교량에 대해서 상당히 안전한 값이고, 또한 현재 우리나라에 가설되고 있는 교량의 지간이 대개 15 m 이상이라는 사실로 미루어 볼때 우리나라에서도 충격계수 값의 상한선을 정해 두는 것이 경제적인 것으로 판단되며, 적절한 상한선을 제시하기 위해서는 이에 대한 연구가 진행되어야 할 것으로 판단된다.

### 2.5 지간장과 진동주기와와의 관계

실측에 의한 진동주기를 지간장에 따라 정리한 것이 그림 8이다. 이론에 의한 진동주기<sup>(14)</sup>는 단순교의 경우 지간장의 제곱에 비례하는데

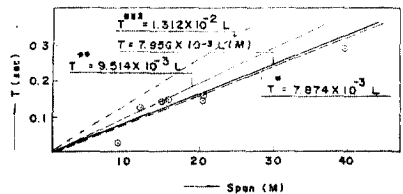


그림 8. Relationship between Span and Period

반해, 실측에 의한 진동주기는 지간장에 비례함을 알 수 있다. 그림 8에서  $T^*$ 는 Walker<sup>(12)</sup>등이 제안한 식이고,  $T^{**}$ 는 Biggs<sup>(13)</sup>가 제안한 식으로 실측 진동주기는 Walker, Biggs등이 제안한 값과 거의 유사한 경향을 띠고 있으나 Wen<sup>(12)</sup>( $T^{***}$ )이 제안한 값보다 약간 낮은 값을 준다. 이것은 Wen은 진동주기를 구할 때 교량을 비합성단면으로 보고 계산했기 때문인 것으로 생각된다. 따라서 실제 교량의 주기를 구할 때 I형교와 같이 전단연결체를 사용하지 않은 교량도 합성단면으로 진동주기를 구하면 실측치에 가까운 진동주기를 계산할 수 있을 것이다.

### 3. 실측치와 수치해의 최대처짐 비교

#### 3.1 수치해에 의한 동적처짐

최대 동적 처짐을 계산하기 위하여 그림 9, 10과 같이 교량은 단순 지지된 하나의 보로서, 차량은 스프링이 없는 하나의 축을 갖는 집중하중으로 모델링 하였다. 실제 차량은 스프링 위에 지지된 2개 이상의 차축으로 되어 있으나 최대 응답을 구하는 경우 하나의 집중하중으로 모델링 하여도 충분히 안정한 값을 준다고 했으므로<sup>(13,14)</sup> 본 논문에서도 하나의 축을 갖는 집중하중으로 모델링 하였다. 운동방정식의 유도에서부터 수치해는 참고문헌<sup>(15)</sup>을 인용했으므로 본 논문에서는 기술하지 않았다.

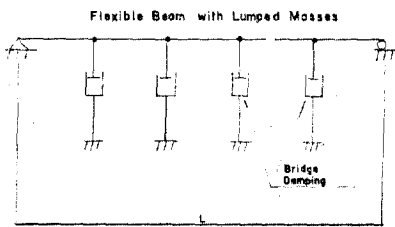


그림 9. Idealized Bridge Model

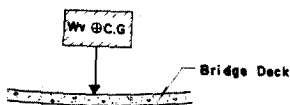


그림 10. Idealized Vehicle Model

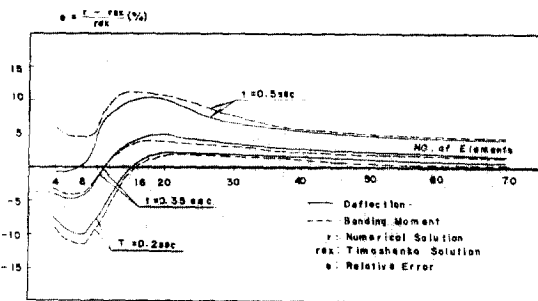


그림 11. Relative Error between Numerical and Analytical Solution

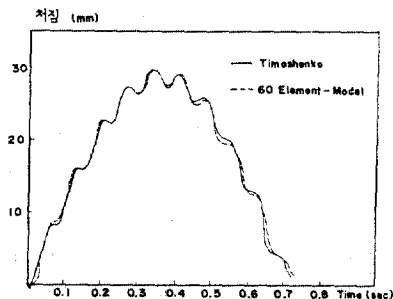


그림 12. Deflection Time History at Midspan

#### 3.2 수치해의 검증

본 논문에서도 참고문헌<sup>(15)</sup>에서와 같은 요령으로 해를 검증해 보았다. 시간간격  $\Delta t$ 는 문헌<sup>(15)</sup>에서와 같이 0.005 초를 이용하면 충분히 정확한 값을 주었으나, 요소수에 따른 해의 수렴은 지간 12 m, 차량의 속도 60 km/hr 일 때 그림 11에서 보는 바와 같이 문헌<sup>(15)</sup>와 달리 수렴 속도가 상당히 느려 60개의 요소, 즉 요소의 길이가 0.2 m 일때 최대오차 4.4 %로 정확한 값을

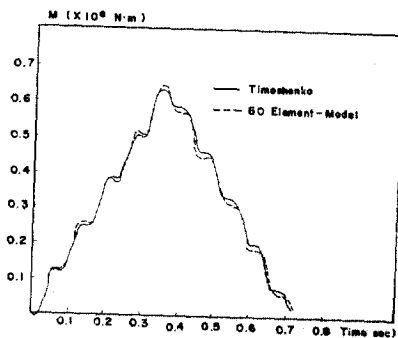


그림 13. Bending Moment Time History at Midspan

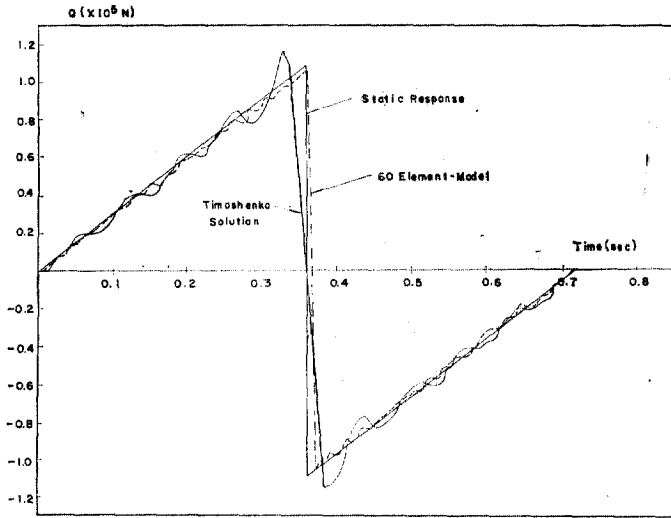


그림 14. Shear Force Time History at Midspan

주었다. 문헌(15)와 다른 이유는 단면의 EI 값이 훨씬 작아서 응답의 요동(fluctuation)이 많이 일어나기 때문인 것으로 사료된다. 60 개의 요소와 0.005 초의 시간간격을 사용했을 때 시간의 변화에 따른 처짐, 휨모멘트 및 전단력의 변화가 그림 12, 13, 14에 주어지 있다. 한편 그림 14에서 Timoshenko<sup>(6)</sup>해로 주어지는 전단력은 중앙점 부근에서 정확한 값보다 다소 높은 값을 준다는 것을 알 수 있는데 이것은 급수형태로 주어지는 Timoshenko 해는 Gibbs 효과에 의해 불연속점 부근에서 정확한 값보다 다소 큰 값을 준다는 사실을 감안할 때 이 프로그램은

본 논문에서 처짐, 휨모멘트 및 전단력에 대해 충분히 정확한 값을 준다는 것을 알 수 있다.

### 3.3 실측처짐과 수치해의 비교

실측에 의한 처짐을 수치해와 비교하기 위해 10개 교량의 실측 정적, 동적 최대처짐 및 환산 EI 값을 정리한 것이 표 2이다. 표 2에서 P는 시험차량의 실제하중의 1/2이 하나의 보에 영향을 준다고 가정하여 시험차량 전체 중량의 1/2이고, P'는 실제교량을 하나의 보로 간주했을 때 얼마만한 하중이 작용하는지 알아보기 위해 P에 의해 생기는 처짐량으로부터 구한 하중이며, 환산 EI 값은 실제 하중에 의해 생기는 처

짐량과 동일한 처짐을 일으키도록 보의 휨강성을 환산한 값이다. 표에서 알 수 있듯이 시험차량은 실제하중의 평균 47% 정도가 보에 작용하며 처짐에 대한 합성 작용계수는 사용년수의 증가에 따라 2차 곡선 형태로 감소하나, 정적 처짐량을 일으키는 하중의 효과(P'/P)는 강성이 증가할수록 둔해지며, EI=20,000 이하에서는 사용년수 65년에서 84%, EI=20,000~50,000에서는 54% 정도 발휘하는 직선적인 관계가 있고, 강성이 적을 수록 하중분배효과는 떨어진다 는 것을 그림 15로부터 알 수 있다.

한편 강성별 속도 증가에 따른 처짐량의 변화

표 2. Measured and Calculated Deflection at Midspan and Transformed EI Values

| 교 량 명     | 지간장 (M) | P (kg) | P' (kg) | 합성EI (T.M <sup>2</sup> ) | 환산EI (T.M <sup>2</sup> ) | 정적처짐 (mm) | 실측치에 의한 동적처짐 (mm, km/hr) |      |      |      | 처짐허용계 (mm) |
|-----------|---------|--------|---------|--------------------------|--------------------------|-----------|--------------------------|------|------|------|------------|
|           |         |        |         |                          |                          |           | 10                       | 20   | 30   | 40   |            |
| 곡 강 교     | 9.0     | 7,632  | 6,747   | 15,855                   | 30,398                   | 2.9       | 3.0                      | 3.6  | 3.7  | 3.8  | 4.05       |
| 북 하 교(구)  | 10.0    | 7,501  | 4,724   | 15,855                   | 40,149                   | 3.1       | 3.7                      | 3.6  | 3.6  | 3.5  | 5.0        |
| 장 흥 교(II) | 11.0    | 6,090  | 1,725   | 13,734                   | 88,134                   | 1.63      | 1.65                     | 1.78 | 1.83 | 1.85 | 6.05       |
| 강 동 교     | 12.0    | 7,341  | 3,370   | 23,452                   | 77,392                   | 2.9       | 3.1                      | 2.9  | 3.1  | 3.3  | 7.20       |
| 북 하 교(신)  | 12.0    | 7,501  | 4,951   | 27,300                   | 62,052                   | 3.7       | 3.8                      | 3.8  | 3.8  | 4.5  | 7.20       |
| 양 강 교(B)  | 12.0    | 7,140  | 3,482   | 102,499                  | 310,426                  | 0.7       | 0.7                      | 0.8  | 0.8  | 0.7  | 7.20       |
| 양 강 교(C)  | 12.0    | 8,426  | 3,990   | 50,460                   | 161,787                  | 1.6       | 1.6                      | 1.6  | 1.6  | 1.5  | 7.20       |
| 논 산 대 교   | 13.8    | 7,115  | 2,061   | 24,662                   | 122,429                  | 2.8       | 3.1                      | 3.4  | 4.3  | 3.9  | 9.52       |
| 강 구 교     | 15.0    | 7,415  | 6,809   | 85,228                   | 133,930                  | 3.5       | 3.7                      | 3.7  | 3.6  | 3.8  | 11.25      |
| 양 강 교(A)  | 24.0    | 7,140  | 2,243   | 291,890                  | 1,294,302                | 1.52      | 1.7                      | 1.7  | 2.2  | 1.6  | 28.80      |

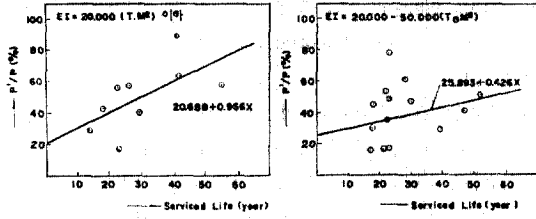


그림 15. Load Effect on Static Deflection

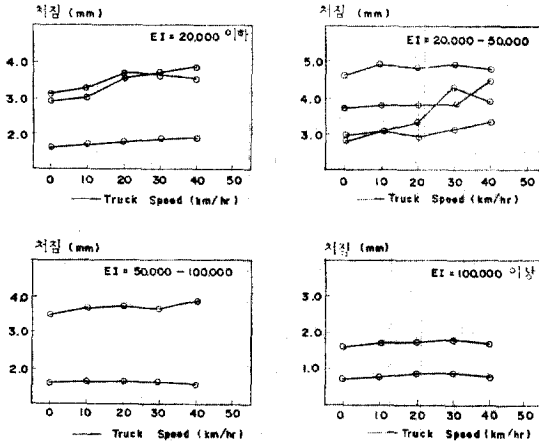


그림 16. Variation of Dynamic Deflection due to Varying Velocity

는 강성이 증가할 수록 속도증가에 따른 처짐량의 변화는 점점 줄어들며 정적 및 동적 최대 처짐량은 시방서에 규정된 한계 처짐치보다 작다는 것을 표 2 및 그림 16으로 부터 알 수 있다. 논산대교의 경우는 동적 처짐량이 정적 처짐량의 1.5 배 정도 큰 것을 알 수 있는데 이것은 이 교량이 1934년에 가설되어 상당히 노후화 되었기 때문인 것으로 판단된다. 표 3에는 5개의 교량에 대한 환산 EI 값을 사용해서 구한 수치

해와 실측에 의한 값이 주어져 있는데 이 표로부터 실측에 의한 값이 수치해보다 평균 10% 정도 낮은 값을 준다는 것을 알 수 있다. 이러한 이유는 차량을 단축으로 모델링하고, 교량을 하나의 직선보로 가정하여 차량 주행시 횡분배에 따른 하중 분담 효과 및 종방향 합성작용 효과 등을 무시한 보의 단독작용만을 고려하여 계산했기 때문인 것으로 판단되지만, 이러한 접근방법은 중앙부에서 최대 동적 처짐을 구할 수 있는 기본적인 방법이 될 것으로 사료된다.

#### 4. 결 론

실제 교량조사를 실시한 자료를 통계 정리하고, 수치해에 의한 최대 동적 처짐을 실측치와 비교한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 환산 EI 값을 이용할 때 수치해는 실측치보다 평균 10% 정도 큰 값을 주므로 본 연구에 의한 수치해는 기존 교량의 최대 동적 처짐을 개략적으로 예측하는데 사용될 수 있을 것이다.
- 2) 합성작용계수는 사용년수의 증가에 따라 2차적으로 감소하며, 일반적으로 우리나라에 가설되어 있는 단순 I형 및 강판형교의 수명은 65년 정도이며, 최초 교량 가설후 15년 정도에 내하력조사를 실시할 필요가 있다.
- 3) I형과 같은 교량도 합성단면으로 진동주기를 계산하면 실측치에 가까운 진동주기를 구할 수 있다.
- 4) 시방서 규정상의 충격계수는 안전하나 단기간의 경우 비경제적이므로 충격계수 값의 상한선을 두는 것이 바람직하다.
- 5) 교량의 강성이 적을수록 하중분배 효과는 떨어진다.

표 3. Comparison of Measured and Calculated Deflections at Midspan

| 교 량 명    | 실측치에 의한 동적처짐 (mm, km/hr) |     |     |     | 수치에 의한 동적처짐 (mm, km/hr) |      |      |      | 상 대 오 차 (%) |      |      |      |
|----------|--------------------------|-----|-----|-----|-------------------------|------|------|------|-------------|------|------|------|
|          | 10                       | 20  | 30  | 40  | 10                      | 20   | 30   | 40   | 10          | 20   | 30   | 40   |
| 곡 강 교    | 3.0                      | 3.6 | 3.7 | 3.8 | 3.83                    | 3.87 | 3.81 | 3.80 | 27.7        | 7.5  | 3.0  | 0.0  |
| 북 하 교(구) | 3.7                      | 3.7 | 3.6 | 3.5 | 3.82                    | 3.86 | 3.88 | 3.94 | 3.2         | 4.3  | 7.8  | 12.6 |
| 강 동 교    | 3.1                      | 2.9 | 3.1 | 3.3 | 3.66                    | 3.43 | 3.39 | 3.49 | 18.1        | 15.5 | 9.4  | 5.8  |
| 양 강 교(D) | 4.9                      | 4.8 | 4.9 | 4.8 | 5.39                    | 5.38 | 5.54 | 5.50 | 10.0        | 12.1 | 13.1 | 14.6 |
| 강 구 교    | 3.7                      | 3.7 | 3.6 | 3.8 | 3.90                    | 3.82 | 3.79 | 3.59 | 5.4         | 3.2  | 5.3  | 5.5  |

6) 환산충격계수는 사용년수가 증가할 수록 최대공용속도 부근에서 가장 커진다.

### 참 고 문 헌

1. 建設部 “道路橋標準示方書”, 1983. 7.
2. 建設部 “橋梁現況圖書”, 1983. 7.
3. 張東一, 張錫潤, “鋼橋梁의 安定性과 信賴性에 관한 研究(實動應力의 等價疲勞被害)”, 大韓土木學會誌, Vol. 27-4, 1979. 8.
4. 建設部 國立建設研究所, “建設研究資料(橋梁耐荷力調査)”, 1968~1985.
5. 韓國道路公社, “橋梁耐荷力 評價 시스템 檢討”, 1986.
6. S. Timoshenko & D.H. Young, “*Vibration Problems in Engineering*”, Third Edition, D. Van Nostrand Company, Inc, 1955, pp. 345~374.
7. Lee, Hee Hyun, “*Impact Factor of Moving Load due to Surface Roughness of Girder Bridge of Variable Span*”, A.I.T. Thesis, 1985.
8. Bathe, K.J. and Wilson, E.L., “*Numerical Methods in Finite Elements Analysis*” Prentice-Hall, Inc., 1976, pp. 308~362.
9. 高島春生, “道路橋 橫分配 實用計算法”, 前編, 現代理工學出版, 昭和 56, pp. 1~97.
10. Shin, Chang, Yu, “Field Test of Existing-Highway Bridges in Korea”, *Proc. Intro. Conf. of W.V.V.*, 1980. 8.
11. AASHTO, “*Standard Specifications for Highway Bridges*”, Thirteen Edition, 1983.
12. W.H. Walker, A.S. Veletsos, “Response of Simple-Span Highway Bridges to Moving Vehicles”, University of Illinois College of Engineering, *Engineering Experiment Station Bulletin*, No. 486.
13. Biggs, J.M., Suer, H.S., and Louw, J.M., “The Vibration of Simple Span Highway Bridges”, *ASCE Transactions*, Vol. 124, 1959.
14. John M. Biggs, “*Introduction to Structural Dynamics*”, McGraw-Hill, Inc, 1982, pp. 320~327.
15. 張東一, 李熙賢, 거친路面을 갖는 桁橋의 衝擊係數의 變化에 관한 研究”, 1986년도 大韓土木學會學術發表會概要集. 1986. 10. pp. 250~254.
16. J.W. Fisher, “*Fatigue and Fracture in Steel Bridges*” John Wiley & Sons, 1984.

(接受: 1987. 11. 18)