

실측응력 및 시뮬레이션에 의한 트러스 철도교의 피로피해도 분석

Analysis of the Degree of Fatigue Damage in Truss Railway Bridge by Actual Stress and Simulation

정영화* 김익겸** 김지훈*** 김은성***
Jung, Young-Hwa Kim, Ik-Gyeom Kim, Ji-Hun Kim, eun-sung

Abstract

After measuring actual stress by two measurements(Dynamic Strain Meter, Histogram Recorder) on truss rail road bridge, we could perform time history analysis by 3-D beam element method on modelling bridge. And then, after analyzing bridge structure in static by 3-D modelling, we estimated degree of fatigue damage in main member, secondary member of tie zone, cutting area of base metal cross section for confirming the result.

In case that the simulated stress is carried out on modeling bridge, most of those simulation mainly is performed by main members. But in real bridge fatigue damage problems generally caused by junctions, connections, joints in which especially local stress is activated. Therefore, in this paper actual stress on critical area was estimated through the analysis result by simulation.

With this study, we can estimate the degree of fatigue damage from a safety point of view and comparative accuracy.

키워드 : 시스템에 의한 모의실험, 시간이력, 국부응력, 피로피해도

Keywords : simulation, time history, local stress, degree of fatigue damage

1. 서론

반복하중을 받는 강구조물에 대한 파괴는 정적파괴 하중보다 훨씬 낮은 하중에서 발생하며, 최근 들어 강교량 취약부의 피로균열의 발생 및 성장으로 인하여 부재가 파단에 이르는 교량의 붕괴사태가 빈번히 발생하고 있다. 더욱이 강교량의 주형의 연결에 사용되는 덮개판, 수평보강재, 수직보강재, 거셋등의 용접연결은 용접특성상 항상 결함을 포

함하고 있으며, 이로 인한 피로균열의 생성, 진전으로 종국에는 파괴에 이르게 된다.

철도교는 도로교와는 달리 활하중의 크기와 작용하는 위치가 명확하여 축중과 축거의 변화가 일정하기 때문에 최적 설계가 가능한 반면, 이로 인해 전체하중에서 활하중이 차지하는 비율이 높으며, 실제응력에 가까운 과대응력이 작용할 수도 있다. 또한 철도교는 도로교보다 동적하중에 대한 심각한 진동을 유발하므로 피로파괴의 가능성이 매우 크다.

그러므로 강철도교의 안전성을 확보하기 위한 인적, 물적 자원의 투입이 시급한 실정이며, 이에 따라 피로수명을 예측하기 위한 많은 연구가 이루어지고 있다. 특히 복잡한 실측과정을 거치지 않고

* 강원대학교 토목공학과 교수, 공학박사
** 강원대학교 토목공학과 대학원 박사수료
*** 강원대학교 토목공학과 대학원 석사과정

단면의 형상과 외적인 상태 등에 의해 잔존 피로 수명을 예측할 수 있는 합리적인 검증이 필요하다 할 수 있다.

따라서 이 연구는 대상교량인 트러스교의 응력 집중부에 대한 현장측정 자료와 시간이력해석과 정적해석을 실시 피로피해도를 산출한 결과를 각각 비교하여 발생하는 문제점들을 파악하고, 이에 대한 안전성 검토에 반드시 필요로 하는 요소를 알아냄으로, 현재 국내 강철도 교량의 피로에 가장 큰 문제로 대두되고 있는 2차 응력 발생 부분에서의 내하력 평가에 기초가 되는 자료를 제공하고 한다.

대상교량의 피로에 대한 평가 및 해석과정은 강철도 트러스교의 실동응력을 두 계측장비를 이용하여 실측한 후 대상교량을 3-D Beam요소를 이용하여 시간이력해석을 실시 하였으며, 이의 타당성 검증을 위하여 교량구조를 3차원 모델링하여 정적 해석을 한 후 응력집중부인 주부재와 2차부재의 연결부 및 모재단면 절취부에서의 피로피해도를 비교 분석하였다.

2. 피로피해도 이론

2.1 S-N 선도

이 논문에서는 일본 강구조 협회의 [강구조물의 피로설계지침·동해설][16](약칭JSSC피로설계지침)에 규정된 S-N 곡선 및 피로등급을 적용하였다.

JSSC의 설계 S-N곡선 및 피로등급을 Fig. 2.1 및 Table 2.1에 나타냈다. 피로등급은 피로설계지침에 따라 부재의 구조상세별로 모두 다르게 평가되며 직응력일 경우와 전단응력일 경우에도 다른 값을 갖는다. 설계 S-N곡선에서 제시한 직응력에 대한 기울기는 -1/3이며, 점선부분은 변동하중에 대한 피로설계부분을 나타낸다. 응력과 회수에 대해 각 축을 로그 Scale로 변환하여 200만회 기준 횡수에 대하여 등가응력의 3제곱 승을 곱한 값인 Ca(허용피로지수)값이고, 다음의 식 (2.1)에 의하여 표현된다.

$$C_a = 2 \times 10^6 (\Delta\sigma_{200})^3 \quad (2.1)$$

여기서, 일정진폭하중에 대한 피로한계는 식 (2.2)와 같이 나타낸다.

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta K_{th}}{Y \sqrt{a_i}} \quad (2.2)$$

응력비 0~0.165 까지에서는 응력 확대계수 범위

ΔK_{th} 가 $616 \text{ kgf/cm}^{1.5}$ 이다. 그리고 반무한판의 편층 균열에서의 형상 보정계수는 1.1215이다. 이것을 위의 피로한계공식에 대입하면 일정 진폭 하중에 대한 피로 한계는 식(2.3)과 같다.

$$\Delta\sigma = \frac{310}{\sqrt{a_i}} \quad (2.3)$$

식 (2.3)은 초기 균열이 증가하면 피로 한계도 저하하는 것을 의미한다.

설계 S-N 곡선의 여러 CODE 중에 JSSC의 S-N곡선을 그림 2.1과 같으며 곡선상에서 가로축은 반복횟수이며 세로축은 응력범위를 나타낸다.

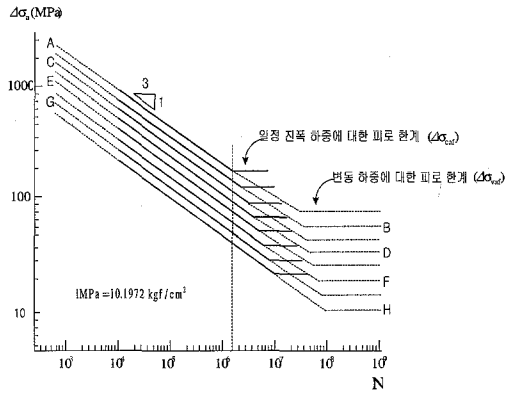


Fig 2.1 S-N Curve (JSSC)

2.2 등가응력

응력범위 $\Delta\sigma_i$ 와 반복회수 N_i 의 관계는 다음식 (2.4)와 같이 주어진다.

$$(\Delta\sigma_i)^m N_i = c \quad (2.4)$$

변동 응력 범위의 전체 반복 회수, 즉, $N = \sum_{i=1}^k n_i$ 에서 피로 파괴하는 일정 응력범위 $\Delta\sigma_e$ 를 다음 식 (2.5)으로 정의한다.

$$(\Delta\sigma_e)^m N = c \quad (2.5)$$

$$\sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad (2.6)$$

식 (2.4), 식 (2.5)에서 c를 소거하고 N_i 를

Miner의 선형누적피로피해법칙 식 (2.6)에 대입하여 $\Delta\sigma_e$ 에 대해 풀면 다음 식 (2.7)를 얻는다.

$$\Delta\sigma_e = \left(\sum_{i=1}^k (\Delta\sigma_i)^m \frac{n_i}{N_i} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (2.7)$$

이 식으로 정의된 $\Delta\sigma_e$ 를 등가응력이라고 한다. 실제의 RMS, RMC 등가응력의 수치는 근소한 차이를 나타내고 이중 RMC의 경우가 결과의 정확성에 근접하다[8]. 따라서 이 논문에서는 RMC 등가응력을 사용하였다.

등가응력에 관한 개략적인 개념을 Fig. 2.2에 나타냈다. 좌측의 그래프는 변동하중에 의한 각 응력 수준에서의 응력빈도를 나타냈고, 우측은 이것을 등가응력으로 환산한 개념을 간단한 모델로 나타냈다.

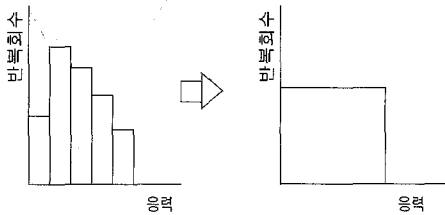


Fig. 2.2 Definition of Equivalent Stress

2.3 선형누적피해법칙

피로피해가 크게 되면 일정진폭응력 피로한계 이하에서도 피로피해의 진행에 기여한다. 이것은 피로피해가 진행함에 따라서 피로균열이 성장하게 되고 피로균열성장에 기여하는 $\Delta\sigma_i$ 한계값이 작더라도 이러한 사실은 분명하다.

이와 같은 피로한계 이하의 $\Delta\sigma_i$ 의 영향을 고려하는 방법으로는 수정 Miner 법칙과 Haibach 법칙 등이 있다.

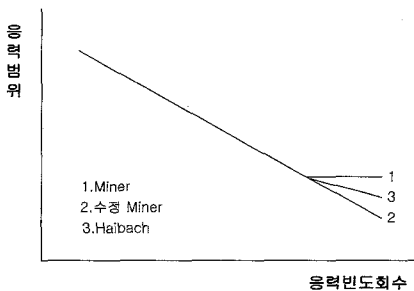


Fig. 2.3 Relationship with Stress Range vs Fatigue Life

수정 Miner 법칙에서는 피로한계 이하의 $\Delta\sigma_i$ 에 대한 피로수명 N_i 를 ∞ 로 하지 않고 Fig. 2.3과 같이 피로한계 이상의 $\Delta\sigma-N$ 선도를 일정진폭응력 피로한계 이하에서도 원 기울기를 연장해서 N_i 를 구하고, 식 (2.14)을 이용해서 피로수명을 구하는 방법이다. 인공위성 영상과 같은 수치 영상을 이용한 분류 및 분석은 각 밴드의 픽셀값에 의존하여 행해지기 때문에 복사량에 존재하는 오차는 분류 결과에 큰 영향을 미칠 수 있다. 따라서 보다 정확한 분류와 분석을 위해서는 사용 목적에 맞는 처리 방법을 선정하여 오차를 제거해야 한다. 특히 수역의 분석에 있어서 대기 복사의 영향이 크게 작용하므로 복사량 보정은 매우 중요하다.

2.4 통계처리방법

이 논문에서 응력과의 통계처리 방법을 변동 파형에 대하여 Rainflow Count Method을 적용함으로써 응력 범위의 각 성분과 그것에 대응하는 반복 횟수를 구했다.

Rainflow Count Method은 균열 선단 근방의 소성 영역에서의 응력과 변형의 이력 루프를 공칭응력과 시간의 관계로부터 추정하는 것이다. 공칭응력과 시간의 관계를 지붕을 따라서 떨어지는 빗물로 간주, 이 빗물의 낙하 경로로부터 응력빈도의 변화를 측정할 수 있다. 단 빗물은 다음의 규약에 따라서 흐르는 것으로 규정했다.

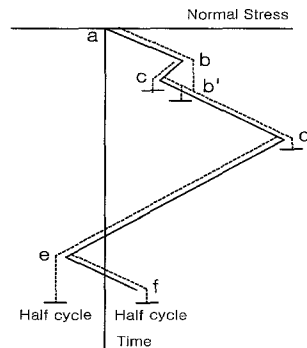


Fig. 2.4 Relation of Normal stress and Time (Rainflow Count Method)

Fig. 2.4로 예를 들면, 빗물은 점 a의 극소값에서 출발한다. 점 a보다 작은 극소값이 다음에 나타나는 것은 점 e이다. 따라서 점 a에서 출발하는 빗물은 점 d에서 멈춘다. 점 d의 극대값이 점 b의 극대값보다 크므로 점 b에서 출발하는 빗물은 점 c에서 멈춘다. 점 c에서 출발하는 빗물은 먼저 점 b

에서 떨어진 빗물에 의해 점 b'에서 차단된다. 점 d에서 출발하는 빗물은 점 e까지 흘러 기록의 마지막에서 멈춘다. 점 e에서 출발하는 빗물은 점 f까지 흘러 기록이 마지막에서 멈춘다. 따라서 빗물의 낙하 경로로부터 a-b-b'-d, d-e, e-f의 절반 사이클과 b-c-b'의 1cycle이 계속된다.

3. 대상교량의 현황 및 현장측장

3.1 측정교량의 현황 및 게이지 부착위치

측정 철도교의 교통량은 약 30분에 2대 정도의 차량이 교행하였고 차량형식은 통일호와 새마을호의 통행량이 적은 반면, 주로 무궁화호와 화물차의 통행이 많았다. 특히 열차주행시 판형교 구간에 비하여 지간장이 긴 트러스구간에서의 진동이 훨씬 크게 나타났고 화물차의 주행시에 있어서는 화물에 의한 하중 증가로 측정 교량에 더욱 심한 진동이 발생하였다.

교량의 형식은 판형교 구간과 와렌트러스 형식의 트러스 구간으로 나누어져 있으며 사용강재는 인장축과 압축축이 각각 SMA50 및 SS400이며, 단면제원 및 구조상세는 Table 3.1과 Fig. 3.1~3.2에 나타내었다.

Table 3.1 Structure Detail of BukHanRiver Steel Railway Bridge

명칭	소재지	가설년도	형식	설계하중	연결형식	사용강재
북한강철교	농내-양수리	1977년	와렌트러스	LS-22	리벳이음	SMA 50 SS 400

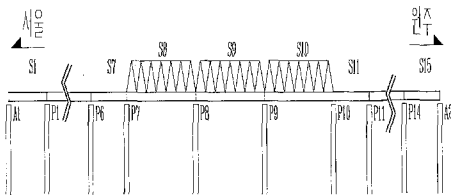


Figure 3.1 A Front View of BukHanRiver Steel Railway Bridge

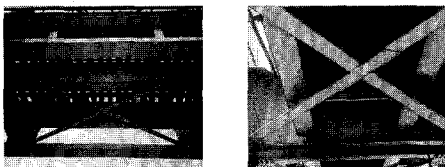


Figure 3.2 Photograph of Determination Bridge

게이지 부착위치는 Fig. 3.3과 같이 최대 휨모멘트가 발생하는 S9지간 중앙으로 하였다. 게이지는 5mm 삼축게이지를 사용하였으며 국부응력에 의한 응력집중이 발생하는 곳인 수직보강재 하단부와 트러스교에서 피로손상사례로 많은 문제점이 발생하는 가로보와 세로보의 접합부 상단에 복부판을 중심으로 대칭으로 부착하였다.

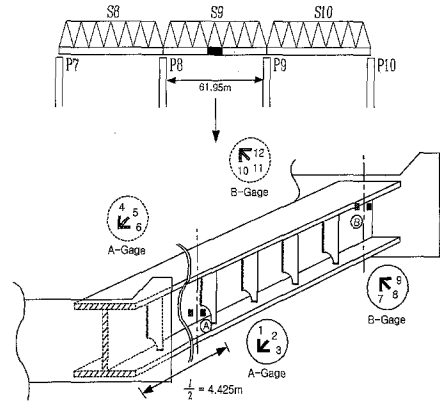


Figure 3.3 Strain Gage Position of Steel railway Bridge

3.2 교량측정방법

교량측정을 통한 데이터회수는 동적변형률측정기(Dynamic Strain Meter)와 Histogram Recorder를 사용하였다. 실험응력은 동일한 게이지를 사용하여 측정하였으며 두 계측기를 동시에 게이지에 연결할 수 없으므로 Histogram Recorder에 의한 측정이 먼저 이루어졌으며 주로 낮 시간을 이용하여 측정하였고 동적 변형률 측정기는 주로 밤 시간을 이용하여 측정하였다.

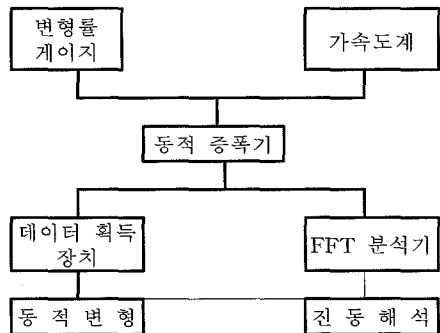


Figure 3.4 Actual Survey make use of Dynamic Strain Meter

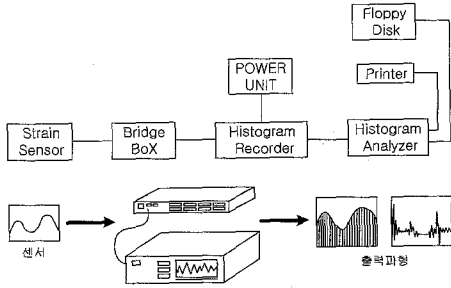


Figure 3.5 Actual Survey make use of Histogram Data Recorder

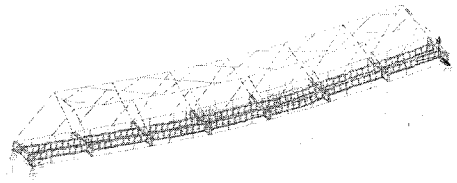


Figure 4.3 Deformed Mesh of Load Case1

4. 유한요소해석

4.1 정적구조해석

본 연구는 트러스교의 응력시뮬레이션에 의한 동적거동에서의 응력특성을 3D-Shell요소를 사용한 정적해석의 결과와 비교하여 실측에 의한 결과의 적용성 검토를 위한 목적으로 범용 유한요소해석 프로그램인 LUSAS(London University Stress Analysis System, Ver 13.1, 2000)를 이용하여 선형탄성해석을 실시하였다. 하중은 기관차 바퀴당 11ton을 재하하였고, 해석시의 재료상수는 탄성계수 $E_s=2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$, 포와송비 $\nu=0.3$ 을 적용하였다. 교량의 측정지간을 2가지 방법으로 모델링 하였는데 측정교량의 2차 부재를 포함한 주부재를 3-D Shell 요소로 트러스구간은 3-D Beam 요소로 해석한 것과, 2차 부재를 제외한 주부재와 트러스구간은 3-D Beam요소로 해석하였다. 모델링 및 하중경우는 Fig. 4.1~4.4와 같다.

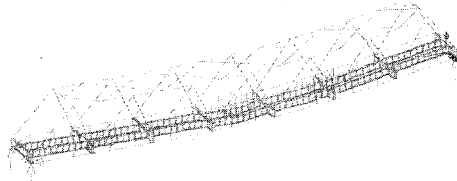


Figure 4.4 Deformed Mesh of Load Case2

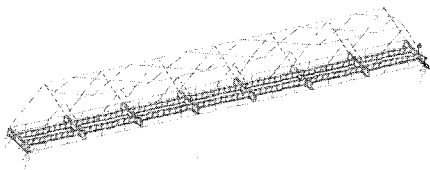


Figure 4.1 Finit Element Model

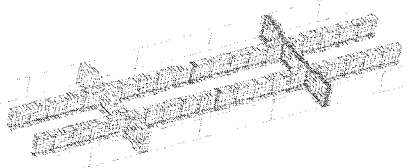


Figure 4.2 Detail of Finit Element Mesh Type

해석결과에 대한 Contour Diagram 및 Vector Diagram은 Fig. 4.5~4.8과 같다.

해석 결과에 의한 Contour Diagram으로부터 실제 손상사례로 보고된 바와 같이 트러스교에서 가로보의 단부와 세로보의 접합부, 트러스구간의 사재와 주부재의 교점등에서 가장 큰 응력이 발생됨을 알 수 있었다. 이러한 원인으로서는 단순교와는 달리 트러스에 의한 영향으로 사재와 주부재의 격점부를 중심으로 복잡한 응력의 형태가 발생하여 응력이 집중되기 때문인 것으로 사료된다.

단면에서의 응력은 압축부재에 사용강재인 SMA 50 과 인장부재에 사용강재인 SWS 41의 허용응력내에서 발생하였다.

측정위치에서의 주응력방향의 흐름을 Fig. 4.6와 Fig. 4.8에 Vector Diagram으로 나타내었고, 하중의 영향을 직접받는 세로보에서는 압축응력과 인장응력이 가장 크게 나타나며, 가로보를 중심으로 응력흐름의 형태가 바뀌고 있음을 알 수 있었다.

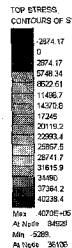


Figure 4.5 Contour Diagram of Load Case 1

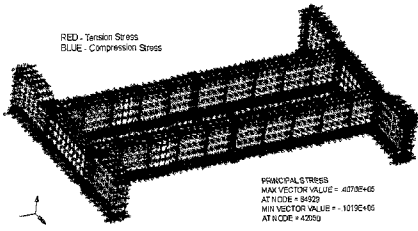


Figure 4.6 Vector Diagram of Load Case 1

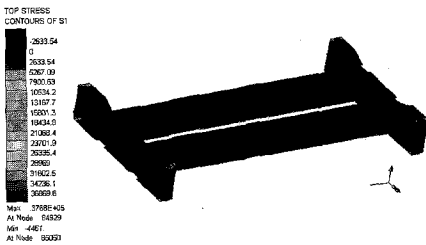


Figure 4.7 Contour Diagram of Load Case 2

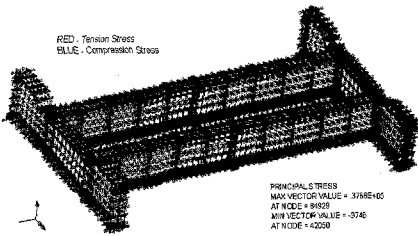


Figure 4.8 Vector Diagram of Load Case 2

4.2 시간이력해석

본 교량에서의 열차주행에 의한 응력거동의 정량적 평가를 위하여 시간이력해석은 3D Beam 요소를 사용하였으며, 구조물의 감쇠비는 2%로 각 모드에 대하여 일정하게 하였고, 강철도교의 트러스 구간은 연결부위를 Hinge 처리함으로 해석하였다. 이는 정적해석을 할 경우 무시해도 될 만큼의 응력값에 차이가 없지만 시간이력해석과 같은 동적해석의 경우에 있어서는 트러스 구간의 Hinge 처리가 필요하다.

속도의 변화에 따른 시간이력해석의 경우 응력 변화는 교량을 통과하는 실제열차의 최대속도와 최소속도 사이에서 피로강도에 영향을 미칠만큼의

큰 변화가 없으므로 재하속도는 80km/hr로 하였다.

트러스교의 응력시뮬레이션에 의한 동적거동에서의 응력특성의 변화를 고찰하기 위하여 범용 유한요소해석 프로그램인 LUSAS를 이용하여 선형탄성해석을 실시하였다.

하중 및 경계조건은 Fig. 4.9와 같으며 재료상수는 탄성계수 $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$, 포와송비 $\nu = 0.3$ 을 적용하였다.

다음의 Fig. 4.9는 실측한 교량을 모델링한 것이며, Fig. 4.10은 시간 증상에 집중하중을 재하했을 경우 처짐을 나타낸 것이다.

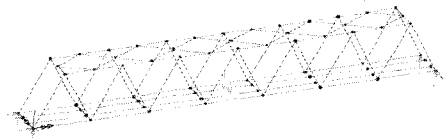


Figure 4.9 Finite Element Model

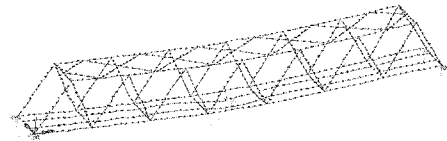


Figure 4.10 Deformed Mesh of Concentrated Load

시간이력해석을 통한 결과 값으로부터 모델링한 교량을 통과하는 열차들의 시간이력 결과를 Fig. 4.11~4.13에 나타냈다. 새마을호의 경우 총 기관차 포함 8량이 이동하중으로 주어졌으며 시간이력곡선에서 분포되는 응력파형들중 첫번째 가장 큰 응력을 보이는 응력파형은 기관차 하중에 의한 것이며 다음으로 생기는 파형은 객차에 의한 영향이라 할 수 있다. 무궁화호와 화물차도 새마을호와 같은 경향을 나타내고 있다.

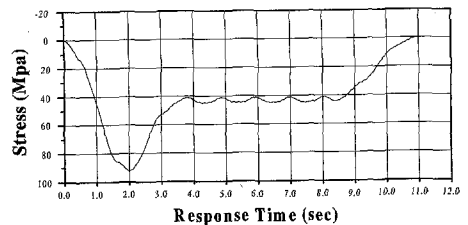


Figure 4.11 Response Time vs Stress (Case A-Saemaoul Train)

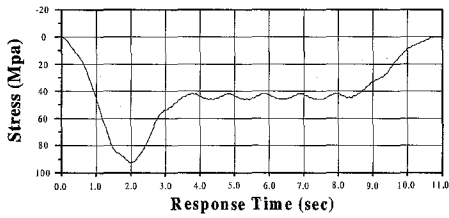


Figure 4.12 Response Time vs Stress
(Case A-Mugoonghwa Train I)

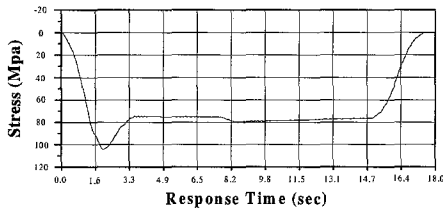


Figure 4.13 Response Time vs Stress
(Case A-Freigh Train I)

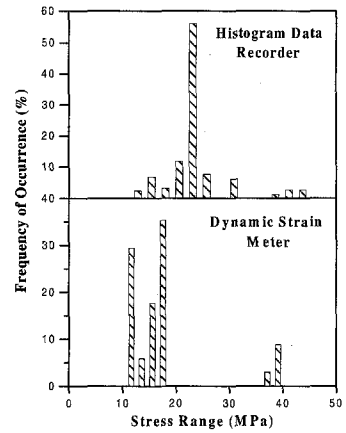


Figure 5.2 Stress Cycles Density
(Mugoonghwa Train II Gage-8)

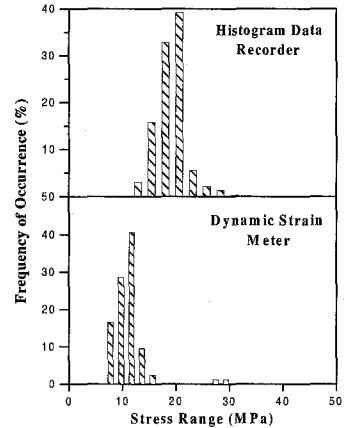


Figure 5.3 Stress Cycles Density
(Freight Train II Gage-8)

5. 실동하중하의 응력특성 및 피로피해도

5.1 현장측정 자료분석

대상교량에 대한 실동응력 측정결과로부터 얻은 응력범위 빈도 분포를 열차별로 구분하여 그 응력 특성을 고찰한 결과를 나타내면 다음 Fig. 5.1~5.3 과 같다

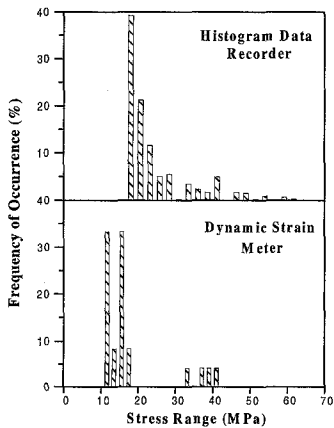


Figure 5.1 Stress Cycles Density
(Saemaetul Train Gage-8)

Fig. 3.3에서와 같이 게이지 부착위치는 열차하중을 직접적으로 받는 부재인 세로보이며 특징상 응력범위가 폭넓게 분포하고 있어 강철도 트러스교의 구조특성을 잘 나타내는 철도하중체계의 특성이 응력빈도를 통해 명확하게 나타남을 알 수 있다.

5.2 피로피해도 분석

(1) 등가응력 및 응력빈도 평가

Cut off에 관해서 Yamada와 Albrecht[10]는 도로교에 있어 최대응력에 대한 25%이하의 낮은 응력범위 값들은 noise 등에 의한 것이고, 또한 이런

낮은 응력범위는 피로피해에 크게 영향을 미치지 않고 빈도 그래프상의 확률밀도 함수를 왜곡시킬 경향이 있으므로 Cut off 비율을 25%를 제안하였다. 철도교의 경우 기 발표된 연구에서는 Cut off 비율이 60% 까지는 변화가 크지 않는 것으로 보고 있다[8]. 따라서 본 연구에서는 기 발표된 연구들을 참고로 하여 25%의 Cut off를 실시하여 등가 응력을 산정하였다.

Fig. 5.5에서 H·R의 새마을호 측정값이 다른 경향을 나타내고 있으며 이는 심한 진동으로 인한 노이즈의 발생 때문인 것으로 사료된다. Case A의 경우에서도 측정오차에 의해 노이즈가 발생하였다. 응력 빈도 그래프상에서 확인한 바에 의하면 노이즈에 의한 영향이 낮은 응력범위일 경우는 Cut off에 의하여 등가응력의 계산시 영향이 없지만 대부분의 노이즈가 고응력 범위에서 발생함으로 계산상에 문제점이 발생했다.

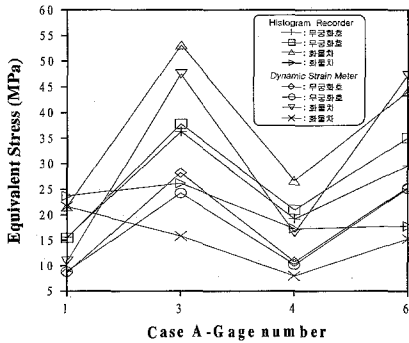


Figure 5.4 Equivalent Stress of Case A According to Train a Class

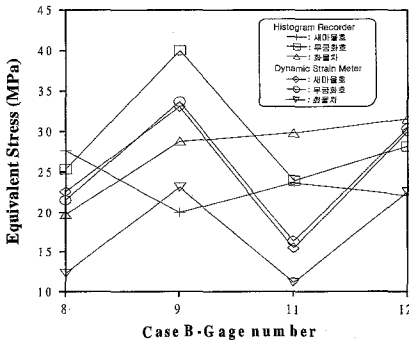


Figure 5.5 Equivalent Stress of Case B According to Train a Class

(2) 피로피해도 평가

본 교량과 같은 리벳이음의 교량은 대부분 피로

에 개념이 도입되기 이전에 건설되었고 외국시방 규정 등에서도 피로등급의 명확한 제시가 없다. Fisher[13]등은 리벳 교량 실험 피로시험 자료를 통계 정리한 결과 리벳 연결부의 피로강도는 AASHTO[9] 피로강도 등급 D를 충분히 만족하고, 특히 주부재의 경우 대부분의 발생응력 범위가 등급 D를 초과하지 않아 피로균열의 발생가능성이 매우 희박함을 보였다. 따라서 실측교량의 Case B는 리벳에 의한 연결부위이므로 실측한 교량에 대한 피로한계의 평가에서 AASHTO[9]의 피로강도 등급 D(피로한계 : 48.3MPa)을 적용하였고 Case A는 JSSC의 피로강도 등급 D(피로한계 : 39MPa)을 적용하였다.

측정위치에서의 피로피해도를 Fig. 5.6~5.7에 나타냈다.

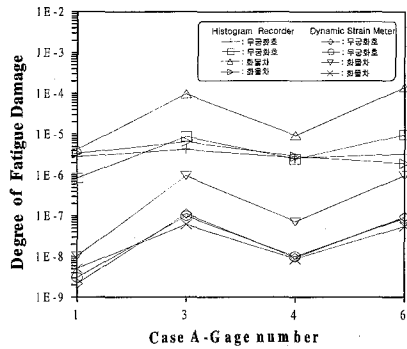


Figure 5.6 Degree of Fatigue Damage of Case A According to Train a Class

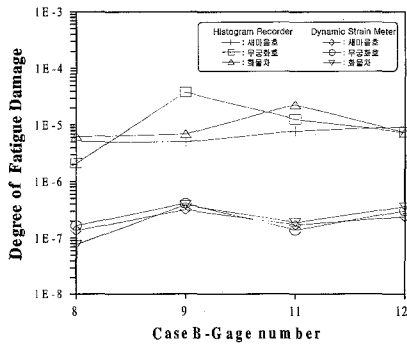


Figure 5.7 Degree of Fatigue Damage of Case B According to Train a Class

피로피해도의 산출결과 교량의 열화가 Case B에서 더욱 많이 진행되었음을 확인할수 있으며, 가로보와 세로보의 집합부인 이 부분은 리벳에 의한 연결형식으로 다른 부분과 비교할 때 피로에 가장 취약할 것으로 평가 되어진다. 또한 트러스교의 특

정상 많은 피로피해 사례가 보고되어진 부분으로 실제 국부응력에 의한 피로피해도가 높게 발생하고 있음을 확인하였다.

5.3 구조해석에 의한 등가응력 및 피로피해도 평가

시뮬레이션에 의한 응력을 재현하여 실측한 데이터와 비교분석하고 이를 통해 측정 트러스교의 피로피해도 추정 가능성 여부의 정확성 검증을 위하여 현장 측정 데이터 값과 비교 분석을 하였다.

평가를 위해 측정계측기의 등가응력 및 피로피해도는 노이즈에 영향이 없는 경우만을 선별하였으며, 피로피해에 크게 영향을 미치지 않는 범위내에서 동일한 조건의 Cut off 25%를 실시하였다.

응력파의 통계처리방법은 Rainflow Count Method를 적용함으로써 응력범위의 각 성분과 그것에 대응하는 반복 횟수를 구했다.

측정 및 해석에 의한 등가응력 및 피로피해도를 Fig. 5.8~5.9에 나타냈다.

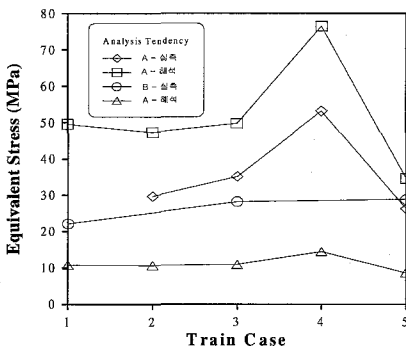


Figure 5.8 Equivalent Stress According to Train a Class

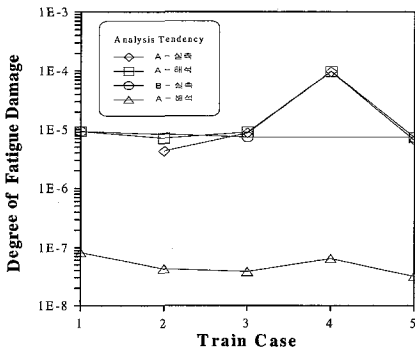


Figure 5.9 Degree of Fatigue Damage According to Train a Class

시간이력해석을 위한 모델링은 복잡한 열차하중에 의한 교량의 거동을 나타내기 위해 교량을 단순화 시킨 Beam 요소를 일반적으로 사용하고 있지만 실제 적용대상의 교량은 복잡한 구조물이라는 점에서 단지 공칭응력에 의한 피로평가가 이루어지고 있으므로 문제점이 발생하는 것이다.

따라서 해석에 의한 결과값의 정량적 평가를 위해서는 실제 교량의 응력 특성을 잘 파악함이 가장 중요하다. 이점을 고려한 결과로는 해석에 의한 결과가 실측보다는 안전측의 평가가 가능함을 보였으며, 간단한 Beam 모델링에 의한 시간이력 평가만으로도 실제의 교량에 대하여 피로 피해도 평가가 가능하다는 것을 보여주는 예이기도 하다.

용원선[2]은 단순교(Plate Girder, 지간=12.90)를 현장 측정하여 응력이력 시뮬레이션의 결과가 실측에 의한 피로수명의 결과보다 11% 안전측 해석이 된다고 결론을 내렸다.

하지만 본 대상교량과 같은 장지간 트러스교의 경우는 응력의 특성이 트러스의 영향으로 인하여 복잡한 형태로 나타나고 있기 때문에 단순히 기연구된 자료에 의하여 단순 Beam의 시간이력해석에 의한 결과를 도입하여 안전측의 평가를 한다는 것은 많은 모순점을 가지고 있는 것이 사실이다.

이로부터 2차부재가 없는 순수 주부재만을 이상화시킨 Beam에 의한 시간이력해석의 적용성은 상당히 제한적임을 알 수 있었다.

피로피해도의 결과를 비교했을 경우는 이미 기존의 연구되어진 결과와 유사한 10%이내의 안전측으로 평가됨을 확인하였고 2차부재에 의한 교량의 응력 특성을 정적인 해석을 통해 파악하여 이를 도입함으로써 시간이력해석시 이상화된 Beam 요소로 인해 발생하는 잘못된 안전측의 평가가 수정될 수가 있다고 사료된다.

5. 결 론

강철도교량의 2차응력 발생부인 가로보와 세로보 접합부, 수직보강재 하단부에 실측응력을 측정할 자료의 피로피해도와 시간이력해석을 통한 응력이력 재현을 실측자료에 적용하였을 경우, 구조상세에 따라서 안전측으로의 평가가능한 범위를 알아내고, 이를 검증하기 위하여 대상교량의 3차원 모델링을 통한 유한요소해석을 실시하였다. 본 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 철도교와 같이 교통량이 명확하고 하중파악이 용이할 경우 해석을 통해 현장 실측치와 등가응력 및 피로피해도를 비교 분석할 경우, 등가응력은 최대 약 30%, 피로수명의 경우는 10%내외의 비교적

안전측 평가가 가능하였다.

2. 지간이 긴 강철도교의 경우 열차 진입 시부터 열차가 시간을 통과하는 시간 동안 처짐에 의해 변형된 상태에서 부분진동응력파형이 나타났으며, 이는 열차하중과 측정에 의한 영향이 크게 작용한 것이라 생각된다.

3. 단순교와는 달리 장지간 트러스교 같은 복잡한 응력거동을 나타내는 교량의 경우 시간이력해석을 통한 현장 적용시에는 교량 설계시 제외되는 2차 부재를 고려한 측정교량의 응력상태를 파악하여 구조세목별로 안전성을 검증함이 타당하다.

4. 대상교량인 트러스교의 경우 2차응력 발생에 의한 가로보와 세로보 집합부에서의 응력거동은 시간이력해석 결과와 측정치를 비교했을 경우 매우 큰 차이를 나타냈으며, 이는 대상교량의 유한요소 해석 결과로부터 그 원인이 2차 부재에 있었음을 알 수 있었다.

5. 현재 국내에서 사용실태가 미비한 변동응력 측정기인 H·R은 기존방법과 비교하여 불 때 증가 응력 및 피로피해도 산출시 충분한 안전성을 확보할 수 있음을 알 수 있었으며, 기존의 방법보다 신속한 피로수명 예측이 가능했다.

6. 향후 연구과제로는 시간이력해석의 안전성을 위하여 구조상세별로 이를 보정할 수 있는 연구가 계속 진행되어야 한다고 생각된다..

참 고 문 헌

[1] 김상호(1997), "강철도교의 잔존피로수명 평가에 관한 연구", 한국강구조학회학술발표논문집, pp 92~98.

[2] 용환선(1996), "강철도교의 응력발생 모형을 사용한 피로수명 추정에 관한연구", 한국강구조학회 논문집, 제8권 제4호, pp. 19~29.

[3] 이종득(1991), "실측 주행관성력에 의한 철도교량의 진동특성", 박사학위논문, 한양대학교 대학원.

[4] 이형근(2000), "지간장에 따른 강관형 강철도교의 피로피해도 평가", 석사학위논문, 강원대학교 대학원

[5] 임찬균, 오순택, 이동준, 전귀현(2000), "Histogram Recorder를 이용한 도로교의 변동응력 측정", 대한토목학회논문집 제1권 제4호, pp. 145~148.

[6] 장동일, 이종득, 정영화(1982), "강철도교의 등

가피로피해에 관한 연구", 대한토목학회논문집 제2권 제4호, pp. 11~21.

[7] 장동일, 이종득, 김성훈(1991), "실측 주행관성력에 의한 철도교량의 진동특성", 박사학위논문, 한양대학교 대학원.

[8] 최강희(1989), "강철도교의 실거동에 관한 연구", 박사학위논문, 한양대학교 대학원.

[9] "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications(1998)", American Association of State Highway and Transportation Officials, Second Edition.

[10] Albrecht P., Yamada K.(1979), "Simulation of Service Fatigue Loads for Short-Span Highway Bridges, Service Fatigue Loads Monitoring, Simulation and Analysis", ASTM STP 671 pp255~277.

[11] Ebrahimpour A.(1993), "Probabilistic Fatigue Evaluation of Railway Bridges", Structural Engineering Review, Vol. 5, No. 1, pp23~30.

[12] Fisher John W.(1984), "Fatigue and Fracture in Steel Bridges", John Willy & Sons, Inc.

[13] Fisher John W.(1990), "Fatigue Strength of Riveted Bridge Members", Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No. 11, pp 2968~2981.

[14] Makoto ABE, Akihiro Koshiba, Shigeru Naito, Kenji Sakamoto, Ichiro Sugimoto(1993), "Estimation of Fatigue Damage in Maintenance Control of Steel Railway Bridges", QR of RTRL, Vol. 34, No. 3, pp. 184~193.

[15] Miki Muraoshi, C., T. Mori, "Repair of Fatigue Damage in cross bracing connections in steel girder bridges", Proceeding of JSCE No.404, pp.53~61, 1989.

[16] Terrence W. Phibrick, George W. Zodo, Scott D. Schiff.(1995), "Fatigue Assessment of Through Plate Girder Railway Bridges", Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 11, pp. 1613~1619.

[17] Tilly, G. P., Nunn, Do E.(1980), "Variable Amplitude Fatigue in Relation to Highway Bridges", Preceeding. Institution of Mechanical Engineers, Vol. 194, pp259~267.

[18] "剛構造物の疲勞設計指針・同解説", (社)日本剛構造學會,