

2경간 연속교의 과재하중 해석방법에 관한 연구 A Study on the Analysis of Overload of a Two-Span Continuous Bridge

한 상 철*
Sang-Cheol Han

ABSTRACT

Residual Deformation Analysis(RDA) is a new method for ratings of the continuous bridges. The RDA makes it possible to expand the inelastic steel girder bridge design method set forth in the American Association of State Highway Officials'(AASHTO) Guide Specifications for Alternate Load Factor Design Procedures for Steel Beam Bridges Using Braced Compact Sections(1986) into an inelastic rating method.

It is a method to assess the residual moments and deformations that are set up in a beam that has been loaded into the post-elastic range. This method combines classical elastic conjugate beam theory with linear moment-rotation relationships for midspan inelastic positive moment. The limit state is inelastic serviceability limit, which is defined as the ratio of the span to midspan inelastic deflection($C=L/D$).

1. 서 론

교량을 평가하는데 고려할 사항중에 하나는 처짐이다. 허용응력설계법으로는 탄성처짐이 검토되나 강도설계법에서는 탄성처짐과 영구변형을 해석하거

나 검토하는 방법이 아직은 규정되어 있지 않다.

본 논문은 이 영구변형을 해석하는 방법을 제시하고 그것을 이용하여 평가하고 허용응력설계법으로 같은 교량을 평가했을 때를 비교하기 위한 것이다.

미국에서는 1973년에 교량에 대한 강도설계법인 LFD(Load factor Design) 방법이 AASHTO (American Association of State Highway

* 서울산업대학교 토목공학과

and Transportation Officials) 시방서에 채택되었으며, 이 LFD방법을 강교에 대해서 개발한 ALFD(Alternate Load Factor Design) 방법이 1986년 AASHTO에 의해 Guide Specification으로 채택되었다. 국내에서는 강교에 대한 강도설계법이 아직 제시되어 있지 않아 본 논문에서는 우리나라 시방서에 규정되어 있지않는 조항들은 미국의 AASHTO가 Guide Specification으로 채택한 ALFD방법에 준하여 검토하였다.

강도설계법은 구조물을 설계할 때 고려해야 할 하중을 3단계로 나누고 3가지 하중단계별로 구조물이 수행해야 할 조건을 제시하고 이 조건을 만족하도록 설계하는 방법이다.⁽⁸⁾ 즉, Service Load 단계에 대해서는 탄성처짐과 피로수명을 검토하고 Over load단계에 대해서는 영구처짐을 검토하며 Maximum load단계에 대해서는 Mechanism의 형성여부를 검토한다. 이러한 경우 Over load에 대해서는 잔류응력에 대한 영향을 고려하지 않을 수 없다.

영구처짐이란 잔류응력에 의한 것으로 전체처짐에서 탄성처짐을 제외한 나머지를 뜻한다. 이 영구처짐은 실험을 통해서 얻은 교각단면에서 모멘트와 소성변형과의 관계식과 처짐을 구하는데 편리한 공액보법을 병용하여 쉽게 구할 수 있다.

이 방법을 잔류변형해석법(Residual Deformation Analysis:RDA)이라고 명명할 수 있을 것이다.

본 논문에서는 Over load작용시 잔류변형에 대한 한계상태(Inelastic Serviceability Limit:항복모멘트의 몇 %)를 지간길이에 대한 영구처짐의 비로 바꾸어 설정하며 본 논문에서 제시한 RDA 방법으로 over load에 대한 검토방법을 제시하고자 한다.

예로써 교량에서의 강도설계법인 LFD방법으로 설계된 2개의 교량과 WSD(Working Stress Design)방법으로 설계된 2개의 교량을 평가대상의 교량으로 하였다. 그리고 이들 4개의 평가대상의 교량을 본 논문에서 제시한 RDA방법으로 평가하고, WSD방법 및 AASHTO Guide Specification (1989)에 제시된 방법으로 평가한 것과 비교하였다.

그 결과 잔류변형해석방법으로 교량을 평가하면 허용응력설계법으로 평가했을때 보다 더 내하력이 크게 평가되는 것을 알 수 있었다.

2. 잔류변형해석 방법

2.1 비조밀단면의 내측지점에서의 탄성-연화곡선

주형의 설계시 소성설계방법을 적용하기 위해서는 조밀단면(compact section)에서와 같이 단면은 국부적인 좌굴이 발생하지 않고 소성모멘트에 도달하며 충분한 소성회전을 유지할 수 있는 것이라야 한다. 그러나 대부분의 판형교는 비조밀단면을 갖게 되는데 비조밀 단면은 국부적인 좌굴로 인하여 소성모멘트에 도달할 수 없으며 메카니즘을 형성하기 위한 충분한 소성회전도 유지할 수 없다. 그러므로 이러한 비조밀단면에서의 모멘트-회전각의 관계에 대한 연구가 계속되어 왔으며, 1988년 Kubo는 실험을 통하여 비조밀단면의 모멘트-회전각의 관계가 Fig. 2-1과 같이 탄성연화곡선으로 표현될 수 있음을 밝혔다.⁽²⁾

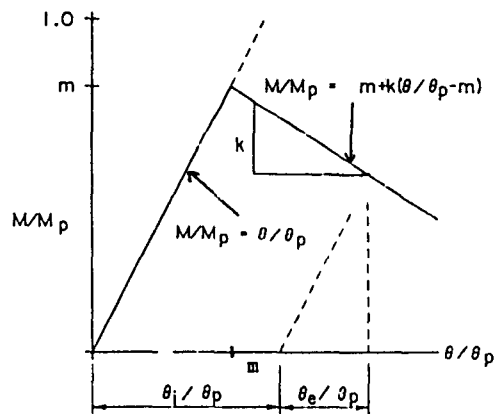


Fig. 2-1 Elastic- Ductile Curve

Fig. 2-1에서 변수 m과 k는 실험적인 연구에 기초를 둔 값이며, m은 주어진 단면이 탄성적으로 거동할 수 있는 최대모멘트와 소성모멘트의 비(M/M_p)이고 k는 비탄성 영역에서 가해진 직선의 기울기이다. 그리고 θ_p 는 M_p 에 대응하는 최대 탄성회전각(maximum elastic rotation)으로써 교량의 내측지점을 집중하중 작용점으로 하고 탄성곡선에서의 변곡점을 좌우지점으로 가정한 단순보에서 내측지점의 모멘트가 소성모멘트(M_p)에 도달한 경우 좌우지

점의 각변위의 총변화량이다.

Fig. 2-1에서 m 값은 소성모멘트에 대한 탄성적으로 거동할 수 있는 최대모멘트의 비이고 계속 증가되는 하중작용으로 인하여 비탄성회전이 발생한 경우에는 비탄성 저항모멘트(inelastic resisting moment, M_i)가 발생되며 이 값은 선형적으로 변화한다고 가정 하였다.

Fig. 2-1에서의 $M-\theta$ 관계식은 탄성 회전각(θ_e)과 비탄성 회전각(θ_i)으로 분리하여 식 (2-1)과 (2-2)로 표현하였으며 식 (2-1)은 탄성적으로 거동할 때 적용

$$\theta_e = \theta_p (M/M_p) \quad (2-1)$$

$$\theta_i = \frac{\theta_p}{M_p} \left(\frac{1}{k} - 1 \right) M_i + \theta_p \left(m - \frac{m}{k} \right) \quad (2-2)$$

하고 (2-2)식은 비탄성으로 거동할 때 적용한다. 그러나 활하중이 작용하는 교량의 경우에는 비탄성저항모멘트가 발생된 다음 하중이 이동하므로 모멘트의 크기가 감소하기 때문에 (2-2)식이 계속 적용될 수 없으며, 이러한 경우의 비탄성회전값은 그때까지 발생한 비탄성회전의 최대값(θ_m)을 사용한다. 이와 같이 비합성이며 비조밀한 단면에서의 모멘트-회전각의 상관도로서 Fig. 2-1과 같은 탄성-연화곡선이 제시되었다. 그러나 탄성-연화곡선에서의 m 값 및 k 값은 합성 및 비합성의 경우와 조밀단면 및 비조밀단면의 경우에 각각 그 값이 변화한다. 그러므로 탄성-연화곡선은 비조밀단면 뿐만 아니라 조밀단면과 합성단면에 대하여도 적용할 수 있으며 그 값은 다음과 같다.

조밀단면의 경우에는 단면이 소성모멘트에 도달하므로 m 값은 1이 되고 충분한 소성회전을 유지할 수 있으므로 k 값은 0이 된다. 그리고 비조밀단면의 경우에는 소성모멘트에 도달하기 전에 국부적인 좌굴이 발생하므로 m 값이 1보다 작은값이 되고 k 값은 좌굴로 인한 비탄성저항모멘트의 감소로 인하여 (-) 값이 된다. (+) 휨모멘트가 작용하는 합성단면의 경우에는 m 값이 항복모멘트와 소성모멘트의 비로 정의되므로 1보다 작은값이 되고 k 값은 합성의 영향으로 (+)의 값이 될 것이다.

2.2 비합성 단면에서의 변수(m, k)

2.2.1 모멘트의 비(m_n)

연속합성형교의 (-)모멘트를 받는 단면에 대한 모멘트의 비 m 은 공칭모멘트와 소성모멘트의 비로써 m_n 으로 나타냈다.

$$m_n = M_n / M_p \quad (2-3)$$

비합성단면이며 비조밀한 단면은 소성모멘트에 도달하기 전에 국부적인 좌굴에 의하여 강도가 지배되며, 이러한 경우 부재의 휨강도에 미치는 중요한 인자는 횡방향 비틀림좌굴(LTB)과 주형의 복부판과 압축플랜지의 국부적인 좌굴(WLB, FLB)이다. 그러나 횡방향 비틀림좌굴(LTB)을 방지하기 위한 충분한 횡방향 보강이 이루어져 있다면 공칭모멘트(M_n)의 값은 복부판의 국부적인 좌굴(WLB)이나 압축플랜지의 국부적인 좌굴(FLB)에 의하여 지배된다. LRFD 시방서에는 FLB와 WLB에 의하여 지배받는 단면의 공칭모멘트(M_n)를 다음과 같이 제시하고 있다.

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \quad (2-4)$$

이 값은 비합성, 비조밀단면인 경우의 모멘트비(m_n)와 비탄성영역에서의 직선의 기울기(K_n)를 결정하는데 사용된다.

2.2.2 비탄성영역에서 직선의 기울기(K_n)

ALFD방법으로 단면을 설계할 경우 부재는 조밀단면의 조건을 만족하여야 하며, 이를 위해 AISC (American Institute of Steel Construction)에서는 플랜지와 웨브의 세장비를 제한하고 있다. 그러나 종래에 사용되어온 판형의 세장비는 AISC에서 규정하는 조밀단면에 대한 세장비보다 크기 때문에 1981년 Carskaddan과 Grubb는 유효소성모멘트 (Effective Plastic Moment) 개념을 제시하여 교량에 사용되는 대부분의 비조밀단면(웨브세장비: 138.0까지, 플랜지의 세장비: 14.7까지)에 ALFD 방법을 적용할 수 있게 하였으며 이 유효소성모멘트는 ALFD방법을 적용하기 위한 충분한 소성회전능력(최대탄성회전각의 3배이상의 소성회전각)을 얻을 수 있음이 Grubb에 의하여 증명되었다. 그러므로 Fig. 2-2에서 (-)모멘트를 받는 비조밀단면에 대한 $M-\theta$ 관계에서 비탄성영역에서의 기울기 K_n 은 다음과

같이 표현될 수 있다.

$$K_n = \frac{m_{ne} - m_n}{4 - m_n} \quad (2-5)$$

식 2-5에서 m_{ne} 는 유효소성모멘트와 소성모멘트의 비(M_{po}/M_p)이며 유효소성모멘트에 대한 총 회전각은 θ_p 의 약 4배로 하였다. 조밀단면의 경우는 $m_n = m_{ne}$ 이므로 K_n 은 0이 되지만 이 값은 식 2-2에서 분모이므로 0.001의 작은 값을 사용하였다.

2.3 합성단면에서의 변수(m, k)

2.3.1 모멘트의 비(m_c)

(+)휨모멘트가 작용하는 합성단면에 대한 m 은 항복모멘트(M_y)와 소성모멘트(M_p)의 비는 m_c 로 나타내었다.

$$m_c = M_y / M_p \quad (2-6)$$

2.3.2 비탄성영역에서의 직선의 기울기(K_c)

Ansourian은 합성단면에 대하여 파괴상태에서의 중립축 깊이(neutral axis depth at failure)와 한계중립축 깊이(limiting neutral axis depth)로 정의된 연성계수(ductility factor)를 제시하였다. 이때 한계중립축 깊이(limiting neutral axis depth)는 콘크리트가 파쇄(crushing)에 다다른 동시에 인장축강재가 변형률경화 변형률(strain-hardening strain)에 다다른 경우의 중립축 깊이이며, 파괴상태에서의 중립축 깊이(neutral axis depth)는 AASHTO LFD방법에 의해 계산된 소성모멘트에서의 중립축 깊이(neutral axis depth)이다. 그러므로 합성단면의 연성계수(ductility factor)가 1이상 이면 소성모멘트의 중립축 깊이 보다 파괴상태에서의 중립축 깊이가 큰 경우이므로 콘크리트 슬라브가 파쇄(crushing)에 도달하기 전에 소성모멘트에 도달하게 되며, 이러한 경우에 최대 탄성회전각(maximum elastic rotation)과 소성회전각(inelastic rotation)의 비(A)는 식(2-7)과 같이 제시되었다.

$$A = \frac{0.41 (f_c) (A_g)}{(F_y) (A_s)} \times 1.6 \quad (2-7)$$

식 (2-7)에서 f_c 는 콘크리트 강도이고 F_y 는 강재의

항복응력이며, A_g 는 강재의 단면적이고 A_s 는 콘크리트 슬라브의 유효폭과 강재의 깊이에 슬라브의 두께를 더한 값의 곱이다. 그러나 이값은 1개의 집중하중이 작용하는 합성단면에 대한 것이고, 사하중 및 활하중이 작용하는 교량의 경우에는 1.6배 한 값을 사용하도록 제시되었다. 그러므로 식 (2-7)에서 A값이 결정되면 Fig. 2-3으로 부터 (+)휨응력이 작용하는 합성단면에 대한 비탄성영역에서 직선의 기울기 K_c 는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$K_c = \frac{1 - m_c}{1 - m_c + A} \quad (2-8)$$

2.4 공액보법

본 논문에서는 공액보법(conjugate beam method)을 이용하여 각변위(θ)를 구하였다. Fig. 2-2는 활하중(P)과 사하중(W)이 작용하는 2경간 연속교의 실제보와 공액보를 나타낸 것이며 실제보의 처짐각은 공액보에서 그 점의 전단력이므로 탄성

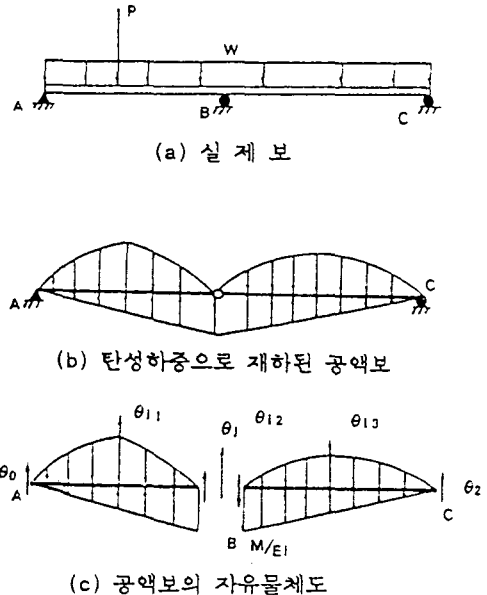


Fig. 2-2 2 Span Continuous Actual Beam and Conjugate Beam

회전각($\theta_0, \theta_1, \theta_2$)과 비탄성회전각($\theta_{11}, \theta_{12}, \theta_{13}$)을 공액보에서 일련의 집중하중으로 나타냈다. 2경간 연속

교의 경우에는 Fig. 2-4에 나타낸것 같이 최대 7개의 미지수가 존재 할 수 있다. 그러나 각각의 시간에 대하여 2개의 평형방정식($\Sigma M=0, \Sigma V=0$)이 성립되고 시간내 비탄성회전이 발생되는 곳에서 M_r, θ_i 관계가 적용될 수 있으며 내측지점에서도 이 관계식은 적용된다. 그러므로 2지간 연속교에서 유용한 방정식은 7개가 되며, 이는 모든 미지수를 해결하는데 충분하다.

2.5 잔류모멘트와 잔류변형

Fig. 2-3은 내측지점에서 비탄성회전이 발생되고 하중이 제거된 후 변위(θ_{Mi})의 값으로 제한된 공역보의 상관도이다.

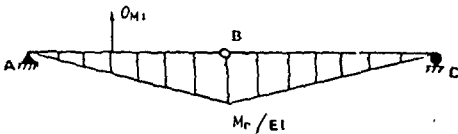


Fig. 2-3 Conjugate Beam with Inelastic Deformation

여기서 미지수 $\theta_0, \theta_1, \theta_2, M_r$ 들은 잔류변형과 잔류모멘트이며 이들 4개의 미지수에 대해서는 시간마다 2개씩 총 4개의 평형방정식이 존재하므로 쉽게 풀이가 가능하다.

2.6 영구처짐의 한계

교량에서의 처짐은 사하중과 활하중에 의한 처짐으로 나누어질 수 있으나 사하중에 의한 처짐은 일반적으로 솟음(camber)에 의하여 제거된다. 그러므로 활하중에 의한 처짐이 고려의 대상이 되며 이 활하중에 의한 처짐은 탄성처짐과 영구처짐으로 나눌 수 있으며, 이 영구처짐은 비탄성사용한계(inelastic serviceability limit, $C=L/D$)를 정의하는데 사용된다.

LFD방법에서는 구조물을 설계 할 경우 고려해야 할 하중을 단계별로 정하고 이 단계별로 구조물이 수행하여야 할 조건을 제시하였으며, Over load의 경우에는 수행조건을 영구처짐으로 하고 응력을 제한하여 영구처짐을 제한하는 방법을 취하였다. 즉, 합성단면의 경우 $0.95F_y$, 비합성단면의 경우 $0.80F_y$ 로 응력을 제한하였다. 이 값은 AASHTO에서 실험

한 결과로써 승차감등을 고려할때 50ft의 시간에서 1 in의 처짐을 일으키는데 해당되는 응력값이며 AASHTO 실험결과는 Fig. 2-4과 같다. 그러므로 본 논문에서는 이러한 실험결과를 바탕으로 하여

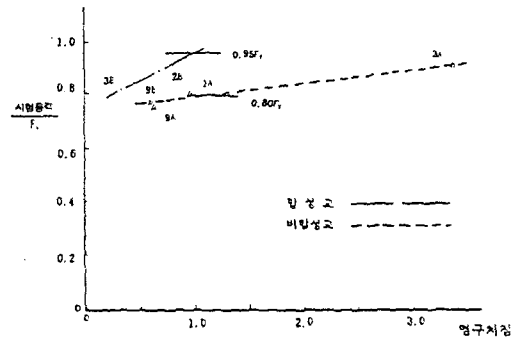


Fig. 2-4 Permanent deflection

비탄성사용한계(inelastic serviceability limit, C)를 600으로 하였다. 이런 단면의 경우 $0.80F_y$ 로 응력을 제한하였다. 그러나 이러한 비탄성사용한계 값은 권위있는 기관에 의하여 확정되어야 한다고 사료되며, 가시적으로 확인할 수 있는 C값의 한계는 300이다.

이상에서와 같이 비탄성한계 값이 확정되면 한계상태에서의 소성회전각(θ_i)과 잔류모멘트(M_r) 및 저장모멘트(M_i)가 계산된다.

2.7 잔류변형해석 방법

활하중 작용으로 인하여 1개의 소성힌지만이 형성된 경우 영구처짐을 한계상태로 한 잔류변형해석 방법에 의한 교량평가는 쉽게 이루어질 수 있다. 이 평가방법에서는 영구처짐의 한계($C=L/D$)와 비탄성회전(θ_i) 및 잔류모멘트(M_r) 상호간의 관계식이 필요하다. Fig. 2-5은 길이가 AL과 L이며 우측지점에서 XL 되는 점에서 소성힌지가 형성된 2지간 연속교에 대한 공역보를 표시한 것이다.

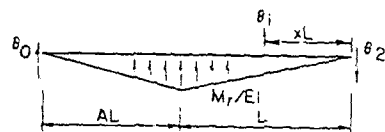


Fig. 2-5 Relationship between C, θ_i and M_i

(+) 휨모멘트는 힌지점에서 회전각의 불연속(θ_i)을 발생시키며, 이 θ_i 는 공액보에서 상향의 집중하중으로 대치하였다. 비탄성회전의 결과로 생기는 잔류모멘트는 Fig. 2-7에 표시하였으며 내측지점에서 잔류모멘트와 비탄성회전각의 관계는 다음과 같다.

$$M_r = \theta_i \frac{EI(3X)}{L(1+A)} \quad (2-9)$$

또한 (2-9)식과 힌지점에서의 처짐에 관한 식 및 비탄성사용한계($C=L/D$)에 의하여 힌지점에서의 비탄성회전각을 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\theta_i = 1/C \{ (1+A) / [(0.5)X^4 - (1.5+A)X^2 + (1+A)] \} \quad (2-10)$$

다음은 소성힌지가 형성된 경우의 잔류변형해석 방법에 의한 교량평가 방법을 순서별로 나열한 것이다.

1. 사하중 모멘트(M_d)와 활하중 모멘트(M_i)를 구하고 소성힌지의 위치를 결정한다.
2. 한계상태의 처짐이 발생된 경우의 비탄성회전각(θ_i)과 이로 인한 잔류모멘트(M_r)를 계산한다.
3. $M_i - \theta_i$ 관계식을 구하는데 필요한 변수값을 계산한다.
4. 2에서 구한 비탄성회전각과 3에서 구한 $M_i - \theta_i$ 관계식을 같게 하여 한계상태에서의 비탄성저항모멘트(M_i)를 구한다.
5. 다음식에 의하여 평가계수(IRF)를 구한다.
(IRF) $M_i + M_d + M_r = M_i$
6. 내측지점에서 소성힌지가 형성되지 않았는지를 검토한다.

3. 평 가

본 논문에서 평가한 단면을 Table 3-1에 나타내었다. 평가대상의 교량은 반합성으로써 사하중은 합성전 사하중 $W_{d1} = 1.844t/m$ 과 합성후 사하중 $W_{d2} = 0.287t/m$ 이고, 주형 간격은 2.5m로 하였다. 부재의 저항강도를 결정하는데 사용되는 저항계수값은 AASHTO Guide Specification(1989)⁽¹⁰⁾에 근거하였다. Table 3-1에서 단면 1과 2는 Schilling이 LFD방법에 의하여 설계한 단면이고 단면 3,4는 WSD방법에 의하여 설계한 단면이다. 또한 단면

1과 2는 2등급 교량에 대한 것으로서 DB-18하중을 평가하중으로 사용하였고 단면 3,4는 1등급 교량에 대한 것으로서 DB-24하중을 평가하중으로 사용하였다. 그리고 단면 1과 3,4는 SWS50을 사용하였으며 단면 2는 SWS41을 사용하였다. 콘크리트 슬라브의 유효폭과 두께는 243cm와 20cm로 하였다. 그리고 횡방향보강은 충분하게 된 경우로 가정하였다.

Table 3-1 The Resources for Assessed Section

번호	설계 방법	항복응력 (kg/cm ²)	경간	계1경간		교각1		복판
				상부Flange	하부Flange	상부Flange	하부Flange	
1	LFD	3300	2030	1.27X30.48	1.97X30.48	1.98X30.48	2.88X30.48	0.96X137.2
2	LFD	2500	2030	1.27X30.48	2.71X30.48	2.99X30.48	3.92X30.48	0.96X152.4
3	WSD	3300	2020	1.50X10.50	1.50X10.50	4.00X17.00	4.00X22.40	1.30X160.0
4	WSD	3300	2030	2.00X13.50	2.00X42.00	4.00X43.00	4.00X43.90	1.30X160.0

다음은 단면 1에 대한 계산결과이다.

(1) 평가단면에서의 모멘트 값과 변수결정

단면 1에 대한 소성모멘트(M_p) 및 항복모멘트(M_y)는 LFD방법에 따라 계산하였으며 $M_i - \theta_i$ 관계식에 사용되는 모멘트값 및 변수값은 다음과 같다.

o (+) 최대 휨모멘트 단면

① $M_p = 734.8 t \cdot m$

② $M_y = 540.5 t \cdot m$

③ $m_c = 0.735$

④ $A = 6.305$

⑤ $k_c = 0.040$

⑥ $I = 1,952,422 cm^2$

(2) $M_i - \theta_i$ 관계식의 변수값 및 비탄성저항모멘트값 결정

① 영구처짐(D)

$D = 3000/600 = 5.00 cm$

② 비탄성회전각(θ_i)

$\theta_i = 0.00805 rad.$

③ 잔류모멘트(M_r)

$M_r = -32.45 t \cdot m$ (평가단면)

④ 최대탄성회전각(θ_p)

$\theta_p = 0.025 rad.$

⑤ 비탄성저항모멘트(M_i)

$M_i = 467.798 t \cdot m$

(3) RDA 평가

전체재하능력 = $467.798 t \cdot m$

사용가능 활하중모멘트 = 341.998 t · m
 소요 활하중모멘트 = 157.5 t · m
 평가계수(IRF) = 2.377 DB-18
 내측지점에서의 검토

$$= (2.377) \times (70.9) + (260.7) + 70.91 = 500.1$$

$$< 564.4 = (0.85 \times M_p)$$
 (내측지점에서는 소성힌지가 형성되지 않는다.)
 WSD 평가

$$(291.897 - 125.8) / 157.5 = 1.055 \text{ DB-18}$$

3.1 비교 및 검토

평가결과는 Table 3-2에 나타내었다. Table 3-2에서 M_r 는 평가단면에서의 잔류모멘트 값이고 WRF는 허용응력설계법에 의한 평가계수값 이고 RF는 AASHTO Guide Specification(1989)에 의한 평가계수값이며 IRF는 잔류변형해석방법에 의한 평가계수값이다.

Table 3-2 Assessment Results

번호	M_1	M_2	M_3	M_r	WRF	RF	IRF
1	157.5	125.8	467.8	32.4	1.055	2.118	2.377
2	156.8	212.6	462.9	47.8	1.110	2.124	2.481
3	130.6	56.3	441.8	41.7	1.909	2.823	3.271
4	218.4	127.3	803.4	47.6	1.723	3.007	3.314

4. 결 론

비탄성사용한계상태를 한계상태로 한 잔류변형해석방법에 의한 평가와 AASHTO Guide Specification(1989)에서 제시한 평가 및 허용응력설계법에 의한 평가결과를 비교검토 하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

RDA방법으로 평가할 경우에는 평가계수 값이 WSD방법보다 약 2배 증가하고 AASHTO Guide Specification(1989)에서 제시한 방법으로 평가할 경우에는 약 1.7배 증가하는 경향을 나타내었으며

로, WSD방법과 AASHTO Guide Specifications(1989)에 의한 방법으로 평가할 경우 부적당 하다고 판정된 다수의 교량을 RDA방법으로 검토하면 사용 가능한 교량으로 판정될 수 있다.

이와같은 평가결과를 비교하여 볼때 WSD방법으로 교량을 평가하는 것은 실제거동과는 차이가 있으며 AASHTO Guide Specification(1989)에 제시된 평가는 강재가 보유하고있는 잔류모멘트의 잇점은 이용하지 못한다. 그러므로 교량평가의 중요성에 비추어 볼 때 허용응력설계법에 의한 평가와 잔류모멘트에 의한 영향을 고려하지 않는 AASHTO Guide Specification(1989)에서 제시한 평가방법 보다는 실제거동에 부합되며 소성영역에서 잔류모멘트의 잇점을 이용하는 잔류변형해석방법을 사용하여 교량을 평가하는 것이 보다 합리적이라 사료된다.

참 고 문 헌

1. Dishongh, B.E. "Residual Damage Analysis: A Method for the Inelastic Rating of Steel Girder Bridges". PHD Thesis. University of Minnesota. Minneapolis, Min.1990.
2. Carskaddan, P.S., Haaiger, G., and grubb, M.A.. "Computing the Effective Plastic Moment". AISC Engineering Journal 1st Qtr., 1982.
3. Kubo, M. and Galambos, T.V. "Plastic Collapse Load of Continuous Composite Plate Girder. Eng. J., 25(4), pp. 145~155.
4. Schilling, C.G., "Exploratory Autostress Girder Design". Report of AISI project 188, July 1984.
5. Vasseghi, A., Frank, K.H., "Static Shear and Bending Strength of Composite Plate Girders". final report, AISI project 320 A.