

# 강사장교 거더와 주탑에 하중저항계수설계법의 보-기둥 상관식을 사용한 내하율 산정식 적용

## Application of Proposed Rating Equations using LRFD Beam-Column Interaction Equations for Girders and Towers in Steel Cable-Stayed Bridges

최 동 호<sup>1),†</sup> · 유 훈<sup>2)</sup> · 이 범 수<sup>3)</sup> · 조 선 규<sup>4)</sup>  
Choi, Dong Ho · Yoo, Hoon · Lee, Beom Soo · Cho, Sun Kyu

요약 : 강사장교의 거더와 주탑은 축력과 모멘트를 동시에 받는 보-기둥 부재이기 때문에 단일 힘을 고려하는 일반도로교의 내하율 산정식은 강사장교의 거더와 주탑에 적용할 수 없다. 현재, 사장교의 거더와 주탑에 적용 가능한 이론적인 내하율 산정방법은 아직 정립되지 않았다. 본 논문에서는 축력과 모멘트를 동시에 받는 부재의 상관공식을 적용하여 강사장교 거더와 주탑의 내하율을 산정하기 위한 식을 제안하였다. 영향선 해석을 수행하여 각 부재에 압축력 최대, 정 및 부모멘트 최대의 경우에 활하중 재하 형태를 결정하였고 각 부재의 내하율 산정절차를 정리하였다. 제안된 내하율 산정방법의 타당성을 검증하기 위하여 실교량 모델인 돌산대교에 대한 적용예를 제시하였다. 일반도로교의 내하율 산정식은 돌산대교 거더와 주탑의 내하율을 과대평가 하였으며, 제안된 내하율 산정식은 축력과 모멘트를 동시에 지지하는 사장교 거더와 주탑의 거동을 적절히 반영하였다.

ABSTRACT : As girders and towers in cable-stayed bridges are subject to bending moments as well as axial forces, the conventional load rating equation, which considers only the single force effect, cannot be used to evaluate the rating factors of cable-stayed bridges. The load rating equation for components in cable-stayed bridges is not currently established yet. In this paper, we propose load rating equations for girders and towers in cable-stayed bridges using the interaction equations for beam-column members. Moving load analyses were performed for the cases of a maximum axial compressive force, maximum positive moment and maximum negative moment for each component in cable-stayed bridges and detailed procedures to apply proposed equations were presented. The Dolsan Grand Bridge was used to verify the validity of proposed equations. The conventional load rating equation overestimates rating factors of girders and towers in the Dolsan Grand Bridge, whereas proposed equations properly reflect the axial-flexural interaction behaviour of girders and towers in cable-stayed bridges.

핵심용어 : 내하율, 보-기둥 상관공식, 사장교

KEYWORDS : rating factor, beam-column interaction equations, cable-stayed bridge

### 1. 서론

공용중에 발생하는 환경적인 변화, 재료의 노후화 및 증가적 차량의 통과로 인하여 공용중인 교량의 주요부재에는 교량의 내하력(Load Capacity)에 변화를 초래하는 구조적인 결함이 발생하기 때문에 교량을 안전하고 효율적으로 운용하

기 위해서는 주기적으로 교량의 주요부재에 대한 공용내하력을 산정하고 적절한 유지관리 절차를 수행하여야 한다. 공용중인 교량의 안전한 사용과 효율적인 유지관리를 위한 교량 주요부재의 공용내하력 산정은 각국에서 규정하고 있는 교량 유지관리지침(건설교통부, 2003; AASHTO, 1994; AASHTO, 2003)에 의거하여 수행한다. 이러한 유지관리 지침에 규정

1) 교신저자, 정회원, 한양대학교 토목공학과 교수, 공학박사  
(Tel. 02-2220-0328, Fax. 02-2293-9977, Email: samga@hanyang.ac.kr)  
2) 정회원, 한양대학교 토목공학과 박사과정(csmile@hanyang.ac.kr)  
3) 학생회원, 한양대학교 토목공학과 석사과정(cvcmaster@hotmail.com)  
4) 정회원, 서울산업대학교 토목공학과 교수(skcho@snut.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2007년 8월 31일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

된 교량 주요부재의 내하력 산정절차는 이론적인 내하율 산정, 현장재하시험에 의한 내하율 산정 및 구조물의 신뢰도를 결정하기 위한 안정성 평가로 분류된다.

이러한 교량의 내하력 산정절차는 서로 보완적인 관계가 있다. 이론적인 내하율 산정과정은 교량 도면에 의한 구조해석과 내하율 산정식에 의한 산정방법으로 과정이 간단하고 경제적이라는 장점이 있으나 실제 교량의 내하력을 과소평가한다는 단점이 있다(Chajes, 1999; Barker 1999). 반면, 현장재하시험에 의한 내하력 산정과정은 교량의 현재 상태를 명확히 반영할 수 있다는 장점이 있으나 많은 비용과 경험이 요구된다는 단점이 있다(Fu 등, 1997).

이러한 이유 때문에 현재 교량의 내하력 평가와 관련한 연구는 주로 이론적인 내하율 산정과정에서 현장재하시험 결과를 적용하기 위한 방법에 집중되어 있다. Shultz 등(1995)은 단경간 및 중경간 교량에 대한 통합화 된 현장재하시험 방법을 제안하였으며 현장재하시험 결과로부터 산출된 부재의 변형을 이력을 이용하여 이론적인 해석 모델을 보정하였다. 또한 보정된 해석 모델은 교량의 실제 내하력을 보다 정확하게 추정할 수 있음을 보였다. Barker (1999)는 강도로교의 공용내하력에 영향을 미치는 인자를 자중, 충격계수, 횡방향 분배, 종방향 분배, 부가 강성 및 합성 효과 등으로 세분화하였으며 현장재하시험을 통하여 공용내하력 산정시에 세분화 된 인자를 고려할 수 있는 절차적인 방법을 제시하였다. 또한, Schenck 등(1999)은 트러스 교량에 대하여 이론적인 내하력 평가와 재하시험에 근거한 내하력 평가결과의 차이를 분석하였다. 한편, 이와 같은 일반 강도로교의 이론적인 공용내하력은 선형적으로 거동하는 교량을 가정하고 있으며 교량이 비선형 거동을 보이게 되는 극한거동시의 내하력 산정에는 적용될 수 없음이 지적된 바 있다(Cai와 Shahawy, 2003).

그러나 사장교는 극한거동이 아닌 공용 하중하에서도 케이블 새그, 축력과 모멘트의 조합 작용 및 대변위 거동과 같은 비선형성을 보이는 매우 유연한 구조물로 알려져 있다(Wang 등, 2002; Shu와 Wang, 2001). 따라서 선형적인 거동 및 단일한 부재력이 작용된다고 가정하는 규정화 된 일반 교량의 이론적인 내하력 평가방법은 사장교 주요부재의 공용내하력을 산정하기 위한 방법으로 부적절하다. 또한 규정화 된 교량의 유지관리 지침에서도 사장교나 현수교 및 아치교와 같이 복잡한 거동을 보이는 구조물의 공용내하력 평가시에는 특수한 해석 방법과 절차가 필요하다고 지적하고 있다(건설교통부, 2003; AASHTO, 1994; AASHTO, 2003).

이와 같은 연구 필요성에도 불구하고 사장교의 공용내하력 산정 방법에 대한 연구는 현재까지 거의 진행된 바 없다. 현

재, 사장교에 대해서 일반 교량과 같이 정량적인 내하력을 산정할 수 있는 방법은 국내에는 물론 국외에도 아직 규정화 되지 못한 실정에 있으며, 국내에서는 도로교설계기준의 압축력과 휨을 동시에 지지하는 부재에 대한 응력 및 안정검토식을 적용하여 사장교 거더와 주탑의 안정성만을 정성적으로 평가하고 있다. 이와 같은 정성적인 안정성 평가 과정만으로는 교량의 유지관리 절차를 효율적으로 수행할 수 없을 뿐만 아니라, 교량의 보수 및 보강의 기준을 제시할 수 없다는 문제가 있다. 따라서, 현재 건설되어 공용중이며 또한 향후 국내 및 국외에 다수 건설될 것으로 예상되는 장경간 사장교의 효율적인 유지관리를 위해서는 사장교에 적용될 수 있는 정량적인 공용내하력 산정방법의 정립이 필요하다.

본 연구의 목적은 강사장교의 주요부재에 합리적으로 적용 가능한 이론적인 내하율 산정방법을 제안하는 것이다. 이를 위하여 일반 교량에 적용되는 이론적인 내하율 산정방법이 강사장교 주요부재의 내하율 산정시에 적용될 경우, 발생하는 문제점을 분석하였다. 또한 일반 교량에 적용되는 내하율 산정식과 설계기준에 규정된 축력과 모멘트를 동시에 받는 보-기둥 부재의 상관공식과의 관계를 고찰하여, 하중저항계수 개념에서 강사장교의 거더와 주탑에 적용 가능한 내하율 산정식을 제안하였다. 제안된 내하율 산정식의 타당성을 검증하기 위하여 현재 공용중인 돌산대교에 대하여 각 부재의 내하율을 산정하였다. 각 부재에 가장 불리한 하중조건을 재하하기 위하여 각 부재에서 압축력 최대, 정모멘트 및 부모멘트가 최대로 발생하는 활하중 조건을 영향선 해석을 통하여 결정하였으며, 거더와 주탑의 모멘트 확대계수 계산에 이용되는 유효좌굴길이는 탄성좌굴해석을 적용하였다. 이와 같은 과정으로 돌산대교의 각 부재에 대하여 일반 교량의 내하율 산정방법과 본 연구에서 제안된 내하율 산정방법을 각각 적용하여 계산된 내하율을 비교하여 제안된 내하율 산정식의 합리성을 검토하였다.

## 2. 일반도로교의 내하율 산정방법

### 2.1 하중저항계수 개념에서 부재의 내하율 산정식

일반 도로교의 주요부재에 대한 내하율은 부재가 단일 힘(축력, 휨 또는 전단력)을 받고 있다는 가정하에서 식 (1)에 의하여 산정된다(AASHTO, 2003).

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_p)(P)}{(\gamma_L)(LL + IM)} \quad (1)$$

여기서,  $C$ 는 부재의 하중저항능력,  $DC$ 는 구조부재와 부속 물의 고정하중에 의한 부재력,  $DW$ 는 포장 및 부속시설의 고정하중에 의한 부재력,  $P$ 는 고정하중 이외의 영구하중에 의한 부재력,  $LL$ 은 활하중에 의한 부재력을 의미한다. 또한,  $IM$ 은 활하중에 대한 충격계수이고  $\gamma_{DC}$ ,  $\gamma_{DW}$ ,  $\gamma_P$ ,  $\gamma_L$ 는 각 고정하중과 활하중에 대하여 설계기준(AASHTO, 2004)에서 규정하고 있는 하중계수이다. 식 (1)에서 분자항은 단일 힘을 받고 있는 각 부재의 하중저항능력(축력에 대한 저항능력, 휨에 대한 저항능력 혹은 전단에 대한 저항능력)에서 현재 고정하중에 의하여 발생하는 부재력을 제외한 여유 하중능력을 의미한다. 또한, 식 (1)의 분모항은 현재 재하된 활하중에 의한 발생 부재력을 의미한다. 따라서, 식 (1)에 의하여 계산된 각 부재의 내하율(RF)은 각 부재의 여유저항 능력과 활하중에 의하여 발생하는 부재력의 비율이라 할 수 있다.

## 2.2. 사장교 주요부재에 일반도로교의 내하율 산정식을 적용시 발생하는 문제점

식 (1)에서 확인할 수 있는 바와 같이 일반도로교에 적용하는 내하율 산정식은 부재가 단일 힘만을 지지한다는 가정 하에서 유도된 식이다. 식 (1)은 주로 휨모멘트에 의하여 교량의 거동이 지배되는 일반도로교 주요부재의 내하율 산정시에는 적합한 방법일 것으로 사료되나, 사장교의 거더와 주탑과 같이 축력과 모멘트를 동시에 지지하는 부재에는 적용의 타당성이 의심스럽다. 사장교의 거더와 주탑에는 축력에 의한 2차모멘트가 발생되기 때문에 축력과 모멘트의 조합작용이 나타나는 보-기둥 부재라 할 수 있다. 그러나 식 (1)을 적용하면 축력과 모멘트의 조합작용이 부재의 내하율에 미치는 영향을 고려할 수 없다.

한편, 국내의 안전점검 규정(건설교통부, 2003)에 따르면, 규정화 된 도로교의 내하력 산정방법은 일반적인 도로교에 적용하기 위한 규정이며, 복잡한 구조형식의 교량(현수교, 사장교, 연속 트러스교, 변단면 및 곡선교 등)에 대한 내하력 산정시에는 특수한 해석 방법 및 절차가 필요함을 명시하고 있다. 또한, 국외의 유지관리지침 (AASHTO, 1994; AASHTO, 2003)에서도 현수교와 사장교 및 아치교와 같이 일반 교량에 비하여 거동이 복잡한 교량에 대해서 공용내하력을 산정하는 경우에는 특수한 해석 방법과 절차가 필요하다고 지적하고 있다.

따라서, 본 논문에서는 일반 도로교에 적용하는 내하율 산정식을 사장교의 거더와 주탑에 적용하는 경우, 발생하는 문제점을 다음과 같이 정리하였다.

- (1) 일반도로교의 내하율 산정식에서 하중저항능력( $C$ )은 단일 힘에 의한 저항능력을 의미하기 때문에, 사장교 주요부재에 발생하는 축력과 모멘트에 대한 조합거동을 고려할 수 없다.
- (2) 일반도로교의 내하율 산정식은 압축력과 휨모멘트가 발생하는 사장교 거더와 주탑의 2차 모멘트 효과를 반영할 수 없다.
- (3) 국내 및 국외의 유지관리지침에서 일반도로교의 내하율 산정식은 복잡한 거동을 하는 사장교의 주요부재에 적용할 수 없음을 명기하고 있으며, 현재 사장교 주요부재에 적용하기 위한 내하율 산정방법은 확립되지 않았다.

## 3. 강사장교 거더와 주탑의 내하율 산정식 제안

### 3.1. 보-기둥 부재의 상관공식

축력과 모멘트를 동시에 받는 보-기둥 부재에는 부재에 발생하는 모멘트 이외에도 부재의 횡변위와 축력에 의하여 2차 모멘트(Secondary moment)가 발생하게 된다. 부재의 축력이나 횡변위가 큰 경우에는 이러한 2차모멘트의 효과를 무시할 수 없으며 보-기둥 부재의 설계시에 반드시 고려하여야 한다. LRFD 설계기준(AASHTO, 2004)에서는 축력과 모멘트를 동시에 받는 보-기둥 부재의 설계시에 표 1의 상관공식을 적용하여 부재의 안정성을 검토하도록 규정하고 있다.

표 1. 보-기둥 부재의 상관공식

축력 부호	축력 발생조건	상관공식
인장	$\frac{P_u}{P_r} < 0.2$	$\frac{P_u}{2P_r} + \left( \frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) \leq 1.0$
	$\frac{P_u}{P_r} \geq 0.2$	$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) \leq 1.0$
압축	$\frac{P_u}{P_r} < 0.2$	$\frac{P_u}{2P_r} + \left( \delta_y \frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \delta_z \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) \leq 1.0$
	$\frac{P_u}{P_r} \geq 0.2$	$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left( \delta_y \frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \delta_z \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) \leq 1.0$

여기서,  $P_u, M_{uy}, M_{uz}$ 는 각각 부재에 발생하는 축력과 각 축으로의 발생모멘트를 의미하고,  $P_r$ 는 부재의 인장 혹은 압축강도이며  $M_{ry}, M_{rz}$ 는 각 축에서 부재의 휨강도를 나타낸다. 또한, 부재가 압축력을 받는 경우에는 모멘트확대계수( $\delta$ )를 적용하여 2차모멘트를 고려한다. 부재의 인장강도는  $\phi_y F_y A_g$ 와  $\phi_u F_u A_n U$ 로 계산된 값 중, 작은 값으로 결정하며  $\phi_y$  및

$\phi_u$ 는 각각 인장항복과 인장파괴에 대한 저항계수를 의미하고  $A_y$ 와  $A_n$  및  $U$ 는 각각 전체단면적, 공칭단면적 및 전단지연 고려를 위한 감소계수를 의미한다. 압축강도는 부재의 세장비 ( $\lambda$ )에 따라  $0.66^\lambda F_y A_s$  또는  $0.88 F_y A_s / \lambda$ 로 계산되며, 여기서 세장비는  $\left(\frac{Kl}{r_s \pi}\right)^2 \frac{F_y}{E}$ 이며  $F_y$ 와  $E$  및  $A_s$ 와  $r_s$ 는 각각 항복강도, 탄성계수 및 전체단면적과 단면회전반경을 의미한다. 또한  $Kl$ 은 경계조건에 따른 부재의 유효좌굴길이를 의미한다. 한편, 부재의 휨강도는 각 축에 대하여  $\phi_f F_y S$ 로 계산된다. 여기서,  $\phi_f$ 와  $S$ 는 각각 휨에 대한 저항계수와 단면계수를 의미한다.

### 3.2. 일반도로교의 내하율 산정식과 보-기둥 부재의 상관 공식의 연관성

일반도로교 내하율 산정식 (1)을 표 1의 상관공식의 형태와 같이 우항이 1.0이 되도록 좌우항을 이항하여 정리하면 식 (2)와 같다.

$$\frac{RF(\gamma_L)(LL+IM) + (\gamma_{DC})(DC) + (\gamma_{DW})(DW) \mp (\gamma_p)(P)}{C} = 1.0 \quad (2)$$

식 (2)에서 보는바와 같이 변형된 일반도로교의 내하율 산정식의 분자항은 고정하중에 의한 부재력과 활하중에 의한 부재력에 내하율을 곱한 부재력의 합을 의미하고, 분모항은 부재의 강도를 의미한다. 따라서 표 1의 보-기둥 부재에 대한 상관공식의 분자항을 고정하중에 의한 부재력과 내하율을 곱한 활하중에 의한 부재력의 항으로 표현하면, 식 (2)의 일반교량의 내하율 식과 보-기둥 부재의 상관공식은 서로 동일한 개념의 식이라 할 수 있다. 본 논문에서는 보-기둥 부재의 상관공식의 분자항을 고정하중에 의한 부재력과 내하율을 곱한 활하중에 의한 부재력으로 나누어 다음 식 (3)과 같이 나타내었다.

$$\begin{aligned} P_u &= P_u^d + RF \cdot P_u^l \\ M_{uy} &= M_{uy}^d + RF \cdot M_{uy}^l \\ M_{uz} &= M_{uz}^d + RF \cdot M_{uz}^l \end{aligned} \quad (3)$$

여기서, 첨자  $d$ 와  $l$ 은 각각 고정하중과 활하중에 의한 부재력을 의미한다. 식 (3)을 표 1의 보-기둥 부재의 상관공식에 대입하면 보-기둥 부재의 내하율 산정식을 유도할 수 있다.

### 3.3. 강사장교 거더와 주탑의 내하율 산정식 제안

강사장교의 거더와 주탑은 축력과 모멘트를 동시에 받는 부재이므로 보-기둥 부재라 할 수 있으며, 따라서, 본 논문에서는 3.2절에서 언급된 개념을 도입하여 강사장교의 거더와 주탑에 적용하기 위한 내하율 산정식을 제안하였다. 보-기둥 부재의 상관공식에 식 (3)을 대입하면, 발생축력의 부호에 따라 인장인 경우와 압축인 경우로 나누어 다음과 같이 정리할 수 있다.

#### 3.3.1 발생축력이 인장인 경우 ( $P_u^d + RF \cdot P_u^l \geq 0$ )

$$\begin{aligned} &\frac{P_u^d + RF \cdot P_u^l}{P_r} < 0.2 \text{인 경우,} \\ &\frac{P_u^d + RF \cdot P_u^l}{2P_r} + \left( \frac{M_{uy}^d + RF \cdot M_{uy}^l}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}^d + RF \cdot M_{uz}^l}{M_{rz}} \right) \leq 1.0 \end{aligned} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} &\frac{P_u^d + RF \cdot P_u^l}{P_r} \geq 0.2 \\ &\frac{P_u^d + RF \cdot P_u^l}{P_r} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{uy}^d + RF \cdot M_{uy}^l}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}^d + RF \cdot M_{uz}^l}{M_{rz}} \right) \leq 1.0 \end{aligned} \quad (5)$$

여기서,  $P_r$ 는 부재의 인장강도이며  $M_{ry}, M_{rz}$ 는 각 축에서 부재의 휨강도를 나타낸다. 또한,  $P_u, M_{uy}, M_{uz}$ 는 각각 부재에 발생하는 축력과 각 축으로의 발생모멘트를 의미하고, 첨자  $d$ 와  $l$ 은 각각 고정하중과 활하중에 의한 부재력을 의미한다. 식 (4)과 식 (5)를 내하율(RF)에 대한 식으로 정리하면 식 (6)과 식 (7)과 같다.

$$\begin{aligned} &\frac{P_u^d + RF \cdot P_u^l}{P_r} < 0.2 \text{인 경우,} \\ &RF = \frac{1 - \left( \frac{P_u^d}{2P_r} + \frac{M_{uy}^d}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}^d}{M_{rz}} \right)}{\frac{P_u^l}{2P_r} + \frac{M_{uy}^l}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}^l}{M_{rz}}} \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} &\frac{P_u^d + RF \cdot P_u^l}{P_r} \geq 0.2 \text{인 경우,} \\ &RF = \frac{1 - \left( \frac{P_u^d}{P_r} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{uy}^d}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}^d}{M_{rz}} \right) \right)}{\frac{P_u^l}{P_r} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{uy}^l}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}^l}{M_{rz}} \right)} \end{aligned} \quad (7)$$

3.3.2 발생축력이 압축인 경우( $P_u^d + RF \cdot P_u^l < 0$ )

$$\frac{P_u^d + RF \cdot P_u^l}{P_r} < 0.2 \text{인 경우,}$$

$$\frac{P_u^d + RF \cdot P_u^l}{2P_r} + \left( \delta_y \frac{M_{uy}^d + RF \cdot M_{uy}^l}{M_{ry}} + \delta_z \frac{M_{uz}^d + RF \cdot M_{uz}^l}{M_{rz}} \right) \leq 1.0 \quad (8)$$

$$\frac{P_u^d + RF \cdot P_u^l}{P_r} \geq 0.2 \text{인 경우,}$$

$$\frac{P_u^d + RF \cdot P_u^l}{P_r} + \frac{8}{9} \left( \delta_y \frac{M_{uy}^d + RF \cdot M_{uy}^l}{M_{ry}} + \delta_z \frac{M_{uz}^d + RF \cdot M_{uz}^l}{M_{rz}} \right) \leq 1.0 \quad (9)$$

여기서,  $P_r$ 는 부재의 압축강도를 의미한다. 발생축력이 압축인 경우에는 압축력에 의하여 발생하는 2차모멘트를 고려하기 위하여 모멘트확대계수( $\delta$ )를 적용한다. 각 축에 대한 모멘트확대계수는 식 (10)으로 정의된다.

$$\delta_y = \frac{1}{1 - \frac{P_u^d + RF \cdot P_u^l}{0.9P_{ey}}}, \quad \delta_z = \frac{1}{1 - \frac{P_u^d + RF \cdot P_u^l}{0.9P_{ez}}} \quad (10)$$

여기서,  $P_{ey}$ 와  $P_{ez}$ 는 부재의 오일러좌굴강도를 의미한다. 부재의 압축강도와 오일러좌굴강도를 계산하기 위해서는 경계조건을 고려한 부재의 유효좌굴길이를 산정하여야 한다. 그러나 사장교의 거더와 주탑은 케이블로 지지된 각 부재의 양단의 경계조건이 명확하지 않기 때문에 부재의 유효좌굴길이를 산정하기 어렵다. 현재, 사장교의 거더와 주탑의 유효좌굴길이를 산정하는 방법에는 탄성좌굴해석과 비탄성좌굴해석을 적용하는 방법이 제안되어 있다(최동호 등, 2005). 본 논문에서는 탄성좌굴해석을 적용하여 사장교 거더와 주탑의 유효좌굴길이를 계산하였다.

식 (10)에서 모멘트확대계수 항에도 부재의 내하율(RF)이 포함되어 있기 때문에 부재의 발생축력이 압축인 경우의 내하율 산정식 (8)과 (9)는 내하율에 대한 3차방정식의 형태를 가지게 된다. 따라서, 부재의 내하율을 계산하기 위해서는 반복계산 방법이 필요하다.

3.4. 제안된 내하율식의 의미 및 내하율 산정 절차

3.3절에서 제안된 강사장교 거더와 주탑의 내하율 산정식

은 보-기둥 부재의 상관공식에 내하율을 도입하여 유도된 식이다. 그림 1은 하중저항계수개념에서 제안된 내하율 산정식에 의하여 계산되는 내하율의 의미를 2차원 보-기둥 상관공식에 의하여 나타낸 것이다. 고정하중에 의한 축력과 모멘트로 계산되는 내하율을  $RF_0$ 라 하였을 때,  $RF_n$ 은 부재에 작용하는 활하중이  $n$ 배 증가하였을 경우의 내하율을 의미한다. 따라서, 부재의 내하율은  $RF_0$ 에서 시작하여 활하중이 증가함에 따라  $RF_n$ 의 방향으로 증가하게 되며, 증가된 내하율이 정확히 보-기둥 곡선과 만나는 점에서 부재의 최종 내하율이 결정됨을 알 수 있다. 이와 같은 내하율의 산정 의미를 3차원으로 확장하면 그림 2와 같다. 그림 2에서 부재의 발생력의 상태가 부재의 한계상태를 나타내는 보-기둥 상관공식의 한계면내에 있게 되면 부재는 안정상태를 유지하며 한계면을 벗어나는 경우, 부재는 불안정하게 된다. 따라서, 부재의 내하율은 현재 부재의 발생력의 상태가 정확히 보-기둥 상관공식의 한계면과 만나는 시점에서 계산된다.

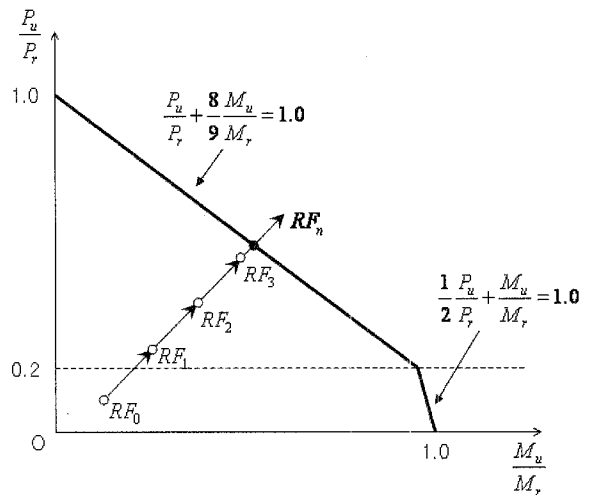


그림 1. 2차원 보-기둥 부재의 상관공식과 내하율의 의미

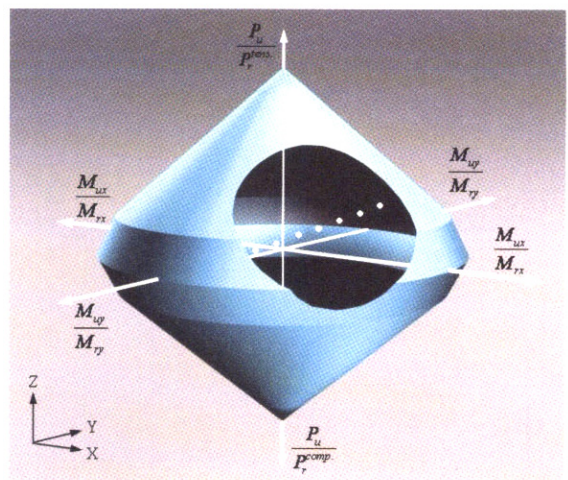


그림 2. 3차원 보-기둥 부재의 상관공식과 내하율의 의미

제안된 내하율 산정식을 이용하여 강사장교 주요부재의 내하율을 산정하기 위한 첫 번째 절차는 구조해석을 수행하여 고정하중이 재하되었을 때, 부재력( $P_u^d, M_{uy}^d, M_{uz}^d$ )을 계산하는 과정이다. 다음 절차에서는 설계 활하중에 의한 각 부재의 부재력( $P_u^l, M_{uy}^l, M_{uz}^l$ )을 계산한다. 이 절차에서 본 논문에서는 각 부재에 가장 불리한 부재력을 발생시키는 활하중의 재하형태를 구하기 위하여 영향선 해석을 수행하였다. 영향선 해석 시에는 각 부재에 발생하는 응력상태를 고려하여 표 2와 같이 부재에 압축력 최대, 정모멘트 최대 및 부모멘트 최대의 3가지 조건으로 나누어 각각의 경우에 대한 활하중 재하형태를 산정하였다.

산정된 각 부재의 고정하중과 활하중의 부재력을 이용하여 3.3절에서 제안된 내하율 산정식에 따라 강사장교의 거더와 주탑에 대한 내하율을 산정한다. 그러나 거더와 주탑의 내하율 산정시, 현재 단계에서 내하율은 미지의 상태에 있으므로 구조해석을 통하여 고정하중 및 설계활하중에 의한 부재력을 모두 계산하였다 하더라도 각 부재에 발생하는 축력이 인장인지 압축인지는 판별할 수 없다. 따라서, 본 논문에서는 거더와 주탑의 내하율을 산정하는 과정에서 발생축력이 인장인 경우의 제안식 (6) 및 제안식 (7)과 발생축력이 압축인 경우의 제안식 (8) 및 제안식 (9)를 모두 적용하여 내하율을 계산하였다. 또한, 계산된 내하율과 고정하중 및 활하중에 의한 부재력을 이용하여 발생축력을 판별한 후, 조건에 합당한 내하율을 선택하여 부재의 내하율로 산정하였다.

제안된 내하율 산정식에 의한 각 부재의 내하율은 표 2에서 정리된 3가지 조건의 영향선 해석에서 계산된 부재력에 대하여 각각 계산되며, 부재의 최종 내하율은 선택된 내하율의 값 중에서 최소의 내하율로 결정된다. 그림 3은 강사장교 거더와 주탑의 내하율 산정에 대한 절차를 흐름도로 나타낸 것이다.

표 2. 내하율 산정을 위한 영향선 해석의 부재력 산정조건

각 부재의 발생하중		$P_u^l$	$M_{uy}^l$	$M_{uz}^l$
Case 1	최대 압축력 발생	$P_{u,min}^l$	$M_{uy}^l$	$M_{uz}^l$
Case 2	최대정모멘트 발생	$P_u^l$	$M_{uy,max}^l$	$M_{uz}^l$
Case 3	최대부모멘트 발생	$P_u^l$	$M_{uy,min}^l$	$M_{uz}^l$

### 4. 실교량 적용예

#### 4.1. 돌산대교 수치해석 모델

제안된 내하율 산정식의 타당성을 검증하기 위하여 본 논

문에서는 실교량인 돌산대교를 대상으로 하여 일반교량에 적용되는 기존의 내하율 산정방법과 본 논문에서 제안된 내하율 산정방법을 적용하여 각 부재의 내하율을 산정하였고 결과를 비교하였다. 1984년 완공된 돌산대교는 전남여수시 대교동과 전남 돌산읍 우두리를 잇고 있는 3경간 교량으로서 양 측경간은 각각 85m이고 중앙경간은 280m인 강사장교이다.

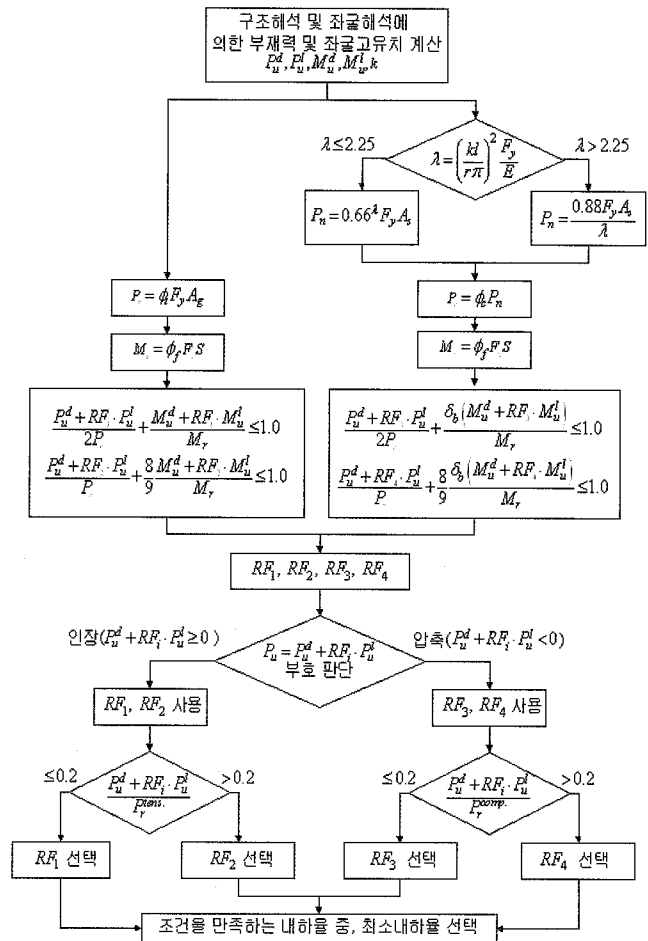
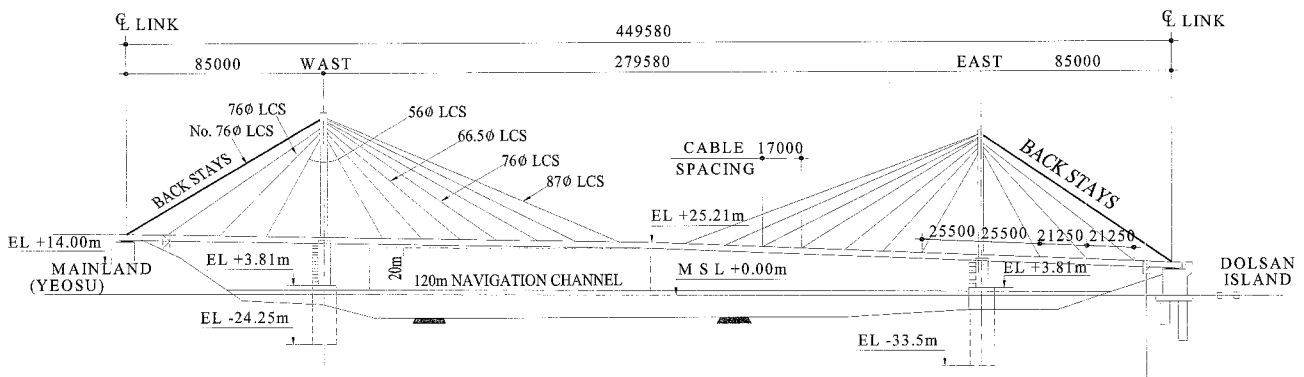
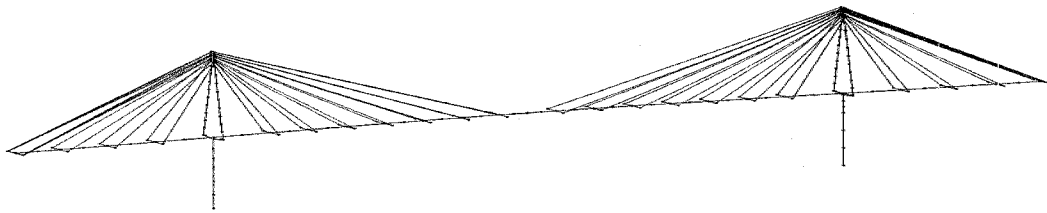


그림 3. 강사장교 거더와 주탑의 내하율 산정절차

돌산대교의 유한요소모델은 3차원 프레임 구조의 형식으로 모델링되었다. 돌산대교의 거더는 총 48개의 3차원 프레임 요소로 모델링되었고 주탑은 총 50개의 3차원 프레임 요소로 모델링 되었다. 돌산대교 거더와 주탑은 모두 단실 Box 형태로 모델링 되었다. 한편, 돌산대교의 케이블은 총 56개의 등가트러스 요소로 모델링 되었다. 또한, 케이블의 정착위치를 정확히 모델링 하기 위해서 거더의 중심절점과 케이블의 정착위치에 작성된 절점을 무한강성요소로 연결하였다. 그림 4는 돌산대교의 전체 제원 및 3차원 유한요소모델을 나타낸 것이며 그림 5는 이상화 된 돌산대교 거더와 주탑의 단면을 나타낸 것이다. 또한 표 3은 돌산대교 거더와 주탑의 단

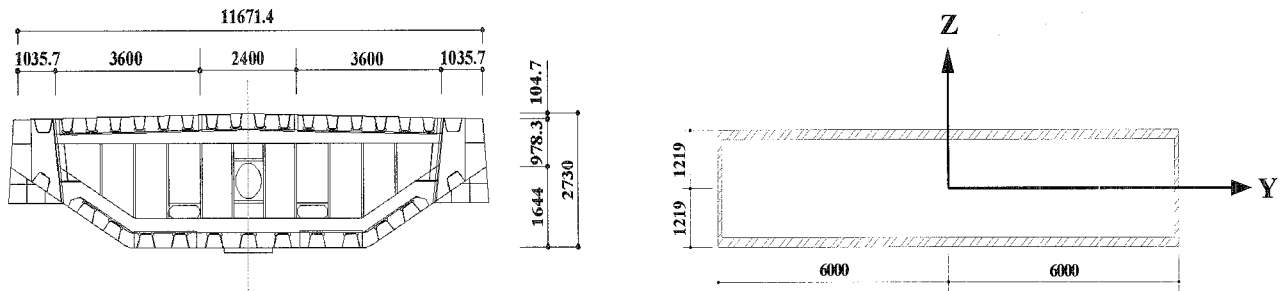


(a) 돌산대교의 제원

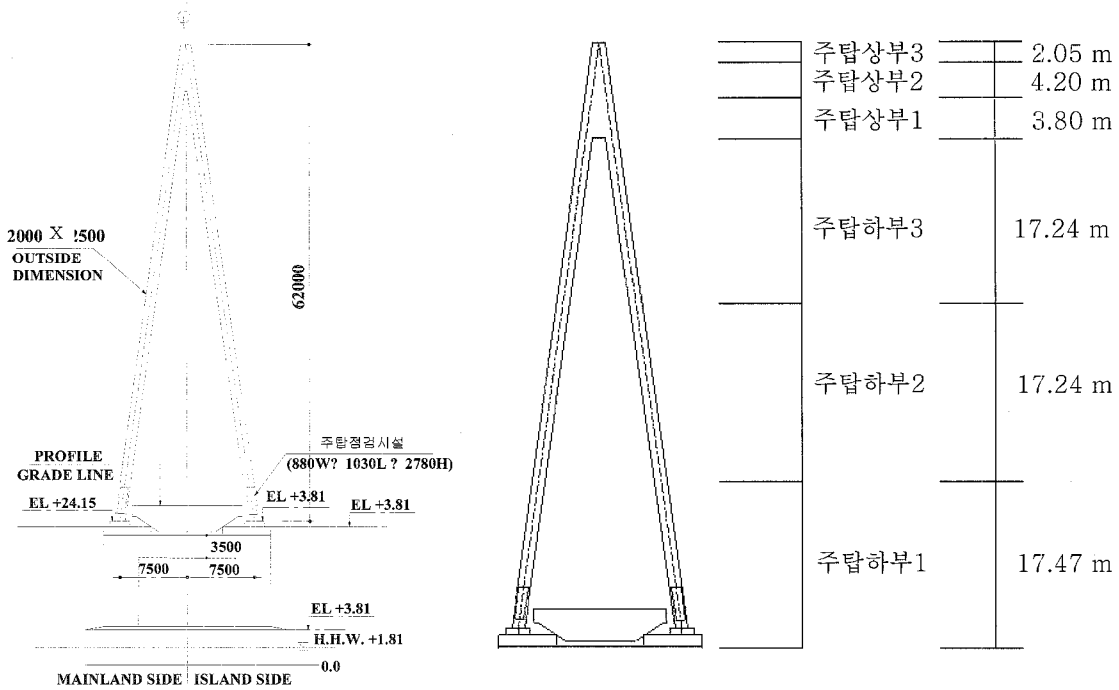


(b) 돌산대교의 3차원 유한요소 모델

그림 4. 돌산대교의 제원 및 유한요소 모델



(a) 돌산대교의 거더의 형상



(b) 돌산대교의 주탑의 형상

그림 5. 돌산대교의 이상화된 거더와 주탑의 형상

면제원 및 재료를 정리한 것이다.

표 3. 돌산대교 거더와 주탑의 단면제원

	A(m <sup>2</sup> )	J(m <sup>4</sup> )	I <sub>yy</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>zz</sub> (m <sup>4</sup> )	재료
거더	0.455	1.490	0.640	6.170	SM490
하부1	0.304	0.362	0.201	0.299	
하부2	0.241	0.288	0.158	0.243	
하부3	0.218	0.263	0.151	0.208	
상부1	0.875	2.100	2.250	1.050	
상부2	0.860	2.660	1.960	1.680	
상부3	0.799	2.060	1.330	1.330	

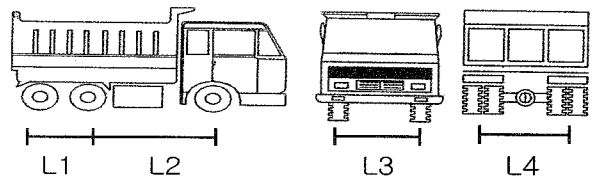


그림 7. 시험차량의 형태

표 4. 시험차량의 제원 및 축중하중

구분	L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	L4 (m)	총중량 (kN)	전륜 (kN)	중륜 (kN)	후륜 (kN)
차량	1.38	3.68	2.07	1.84	310	60	125	125

### 4.2. 돌산대교 유한요소 모델의 검증

본 연구에서는 작성된 유한요소 모델의 검증을 위하여 정적 재하에 의한 재하시험 결과(한국시설안전기술공단, 2001)와 유한요소해석에 의한 결과를 비교하였다. 그림 6은 재하시험에 의한 돌산대교의 처짐 측정 위치를 나타낸 것이고, 그림 7은 재하시험에 사용된 시험차량의 형태를 나타낸 것이다. 시험차량의 제원 및 축중하중은 표 4에 정리된 바와 같다.

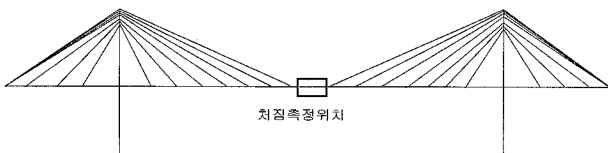


그림 6. 정적재하시험의 처짐측정위치

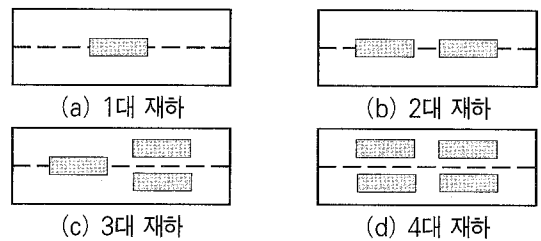


그림 8. 정적재하시험의 차량재하 방식

돌산대교의 정적재하시험에서는 그림 7에 도시된 시험차량을 돌산대교 중앙거더에 그림 8과 같이 네 가지 방법으로 재하하고 발생하는 처짐량을 측정하였다 (한국시설안전기술공단, 2001). 본 연구에서는 정적재하시험에서 사용한 차량의 크기와 위치를 동일하게 적용하여 유한요소 해석을 수행하였고 발생하는 처짐량을 정적재하시험결과와 비교하여 표 5에 정리하였다.

표 5에서 확인할 수 있는 바와 같이 참고문헌(한국시설안전기술공단, 2001)의 처짐해석 결과와 본 연구의 유한요소해석에 의한 처짐량은 거의 일치하였다. 일반적으로 유한요소해석

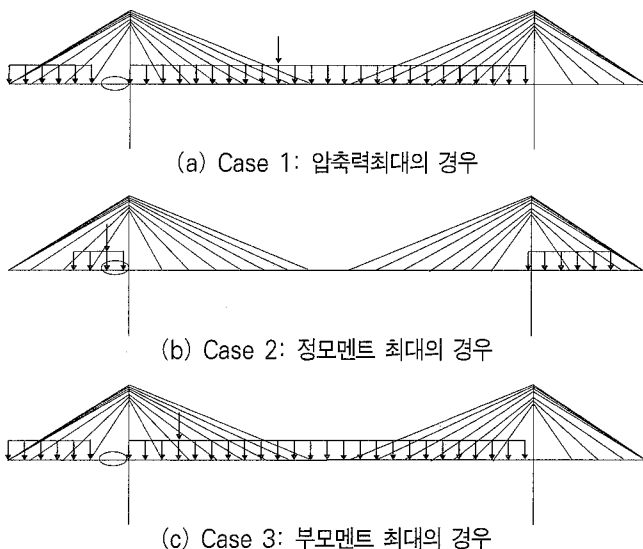


그림 9. 거더와 좌측주탑의 교차지점에 대한 영향선 해석 결과

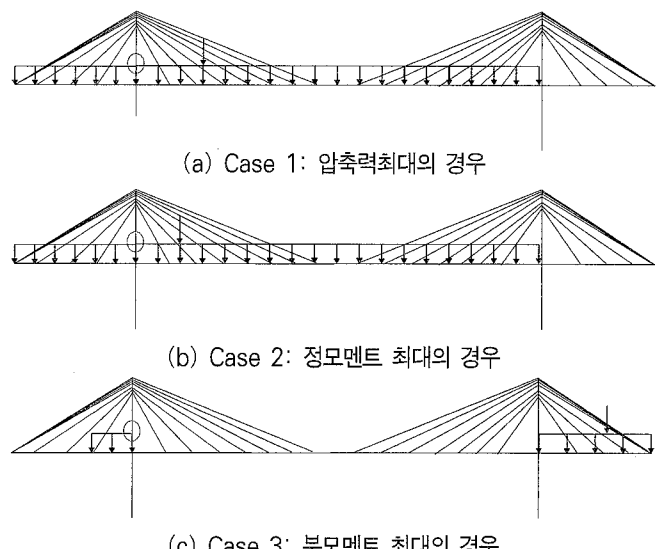


그림 10. 좌측주탑 하단에 대한 영향선 해석 결과



모델에는 실제 교량이 가지는 재료적 혹은 구조적인 여유가 무시되는 것이 보통이기 때문에 해석에 의한 교량의 처짐량은 재하시험에 의한 측정결과에 비하여 크게 나타나게 된다. 표 5에서는 응답비(해석치/실측치)가 1.0을 다소 초과하거나 거의 1.0에 가까운 것으로 나타났으며 따라서 본 연구에서 작성된 유한요소 해석모델은 돌산대교의 실제 거동을 적절히 모사하고 있으며 충분히 안전측으로 작성되었다고 사료된다.

표 5. 정적재하시험 처짐측정결과와 해석결과의 비교

구 분	1대 재하	2대 재하	3대 재하	4대 재하
실측치	34mm	85mm	107mm	185mm
해석치*	44.5mm	89.5mm	133.3mm	177.4mm
해석치	46mm	91mm	137mm	186mm
응답비	1.35	1.06	1.28	1.01

\* 한국시설안전기술공단 보고서(2001)에 수록된 해석값

### 4.3. 돌산대교의 유한요소 해석 및 영향선 해석

돌산대교의 설계하중은 강상판과 격벽을 고려한 자중, 2차 고정하중, 케이블 장력, 보도활하중, 온도증감하중 및 풍하중을 포함한 고정하중과 DL-18 설계활하중으로 나눌 수 있다(한국시설안전기술공단, 2001). 그러나 본 논문에서는 강사장교에 적용할 수 있는 새로운 내하율 산정방법을 제안하고 제안된 내하율 산정식의 타당성을 검증하는 것이 주된 목적이기 때문에 해석의 편의를 위하여 자중과 케이블 장력을 고려한 고정하중과 DL-18 설계활하중만을 고려하여 해석을 수행하였다. 표 6은 본 연구에서 돌산대교에 재하된 고정하중과 활하중을 정리한 것이다.

돌산대교의 수치해석 모델에 표 6과 같이 고정하중과 케이블 장력을 재하하고 고정하중 작용시, 각 부재의 발생응력을 유한요소 해석을 수행하여 계산하였다. 전술한 바와 같이 부재의 유효좌굴길이는 탄성좌굴해석을 수행하여 산정하였다. 이 단계에서 계산된 부재의 유효좌굴길이는 제안된 거더와 주탑의 내하율 산정식에서 발생축력이 압축인 경우, 거더와 주탑의 모멘트확대계수를 계산하기 위하여 사용되었다. 활하중 재하시의 영향선 해석은 돌산대교 거더와 주탑의 각 요소에 압축력 최대, 정 및 부모멘트가 최대 발생하는 경우에 대하여 수행되었다. 따라서 각 부재당 총 3가지의 활하중 재하형태가 발생하게 되며 부재의 내하율은 3가지의 활하중 재하형태에 대하여 모두 계산되었다. 그림 9와 그림 10은 돌산대교 수치모델의 거더와 왼쪽 주탑이 교차하는 부근과 좌측 주탑 하단의 부재에 압축력과 정 및 부모멘트가 최대로 작용하는 경우의 활하중 재하형태를 예시한 것이다.

표 6. 돌산대교의 재하하중

하중종류	하중		비고
고정하중	자중	거더와 주탑의 자중	거더: 144.4 kN/m <sup>3</sup> 주탑: 78.1 kN/m <sup>3</sup> (상부) 103.1 kN/m <sup>3</sup> (하부)
	케이블 장력	돌산대교 안전진단시의 계측장력	등가탄성계수
활하중	설계 활하중	차선하중 DL-18 (2차선 영향선 재하)	차선하중: 9.3 kN/m 집중하중: 158.9 kN

### 4.4. 돌산대교 거더의 내하율 산정

본 절에서는 4.1절과 4.3절에서 제시되었던 돌산대교의 수치모델에 대하여 일반교량에 적용되는 내하율 산정방법과 본 논문에서 제안된 내하율 산정방법을 적용하여 거더의 내하율을 산정하였고 결과를 비교하였다.

그림 11~그림 14는 영향선 해석에서 결정된 각각의 활하중 Case에 대하여 일반교량의 내하율 산정식 및 제안된 내하율 산정식을 적용하여 계산된 돌산대교 거더의 내하율을 비교하여 나타낸 것이다. 그림 11~그림 14에서 종축은 거더의 내하율을 의미하고 횡축은 거더의 위치를 의미한다.

그림 11에서 일반도로교의 내하율 산정식에 의한 거더의 내하율은 부재에 발생하는 축력을 기준으로 계산한 값과 모멘트를 기준으로 계산한 경우로 나누어 나타내었다. 일반도로교의 내하율 산정식에서 축력을 기준으로 내하율을 계산한 경우, 거더와 주탑이 교차하는 부근의 부재 내하율은 거의 일정한 값을 유지하였다. 이것은 부재의 압축력을 최대로 결정하는 영향선 해석에서 활하중에 의하여 부재에 발생하는 최대 압축력이 거의 비슷한 값을 가지기 때문이다. 반면, 중앙경간에서는 영향선 해석에서 결정된 활하중에 의한 부재의 최대압축력이 매우 미소하기 때문에 중앙경간에서 축력기준의 일반도로교의 내하율 산정식에 의한 거더의 내하율은 급격하게 증가함을 볼 수 있다.

또한, 그림 11은 부재에 활하중에 의한 압축력이 최대로 발생하게 하는 영향선 해석 Case임에도 불구하고, 거더와 주탑의 교차부근과 중앙경간의 일부에서 일반도로교의 내하율 산정식에서 모멘트를 기준으로 계산된 거더의 내하율이 축력을 기준으로 계산된 거더의 내하율에 비하여 작게 산정됨을 알 수 있다. 이것은 거더의 내하율에 축력이 미치는 영향 뿐만 아니라 모멘트가 미치는 영향도 상당함을 나타내는 것이다.

그림 11에서 알 수 있듯이 본 연구에서 제안된 내하율 산정식에 의한 거더의 내하율은 거더의 전부분에서 일반도로교의 내하율 산정식에 의한 거더의 내하율(축력 기준 혹은 모멘트

기준값) 보다 작게 산정된다. 또한, 제안된 내하율 산정식에 의한 거더의 최소내하율은 거더와 좌우측 주탑의 교차부근에서 결정되며, 이것은 본 연구에서 제안된 내하율 산정식이 거더에 발생하는 압축력 뿐 아니라 모멘트의 영향도 동시에 고려할 수 있음을 보여준다.

한편, 그림 12는 부재에 활하중에 의한 정모멘트가 최대로 발생하게 하는 영향선 해석 Case에 대하여 계산된 거더의 내하율을 비교한 것이다. 정모멘트가 최대로 발생하는 영향선 해석 Case에서는 활하중에 의하여 발생하는 부재의 축력이 매우 미소하여 모멘트의 영향이 지배적이었다. 따라서 축력을 기준으로 일반도로교 내하율 산정식을 적용하여 계산된 거더의 내하율은 120 이상의 매우 큰 값을 나타내었고 그림 12에서는 제외되었다.

또한, 그림 12에서는 축력이 거더의 내하율에 미치는 영향이 매우 미소하기 때문에 모멘트를 기준으로 일반도로교의

내하율 산정식을 적용하여 계산된 거더의 내하율과 제안된 내하율 산정식에 의한 거더의 내하율은 거의 비슷한 값을 나타냄을 알 수 있다. 또한, 일반도로교의 내하율 산정식과 제안된 내하율 산정식을 적용한 두 경우 모두 거더의 최소 내하율은 정모멘트가 크게 발생하는 거더의 중앙에서 계산되었다.

그림 13은 부재에 활하중에 의한 부모멘트가 최대로 발생하는 영향선 해석 Case에 대하여 계산된 거더의 내하율을 비교하여 나타낸 것이다. 모멘트를 기준으로 일반도로교의 내하율 산정식을 적용한 거더의 내하율이 축력을 기준으로 내하율을 산정한 경우에 비하여 보다 작게 산정되었다. 그러나 정모멘트가 최대로 발생하는 영향선 해석 Case와는 달리 부모멘트가 최대로 발생하는 활하중 Case에서는 거더에 발생하는 축력이 내하율에 미치는 영향을 무시할 수 없다. 따라서 그림 13에서 보는 바와 같이 축력과 모멘트의 영향을 모두

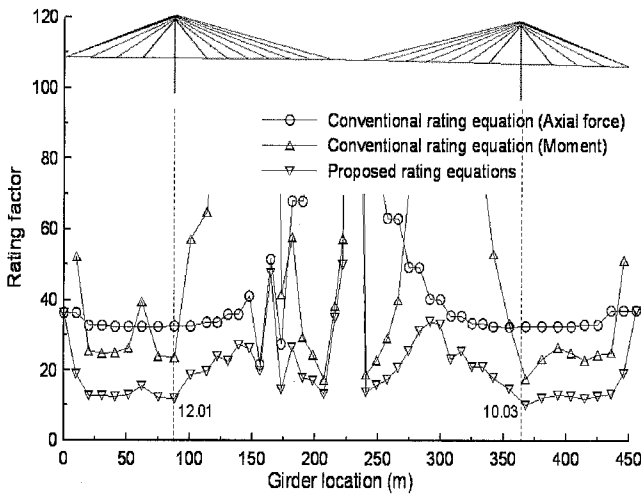


그림 11. 압축력이 최대로 발생하는 활하중 Case 10에 대한 거더의 내하율 산정 결과 비교

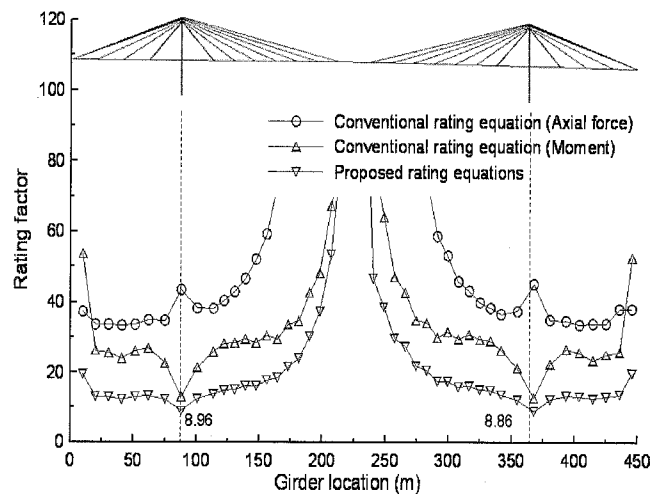


그림 13. 부모멘트가 최대로 발생하는 활하중 Case 3에 대한 거더의 내하율 산정 결과 비교

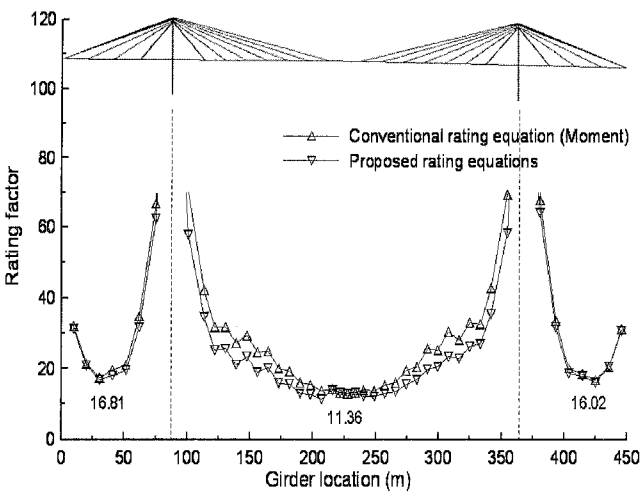


그림 12. 정모멘트가 최대로 발생하는 활하중 Case 2에 대한 거더의 내하율 산정 결과 비교

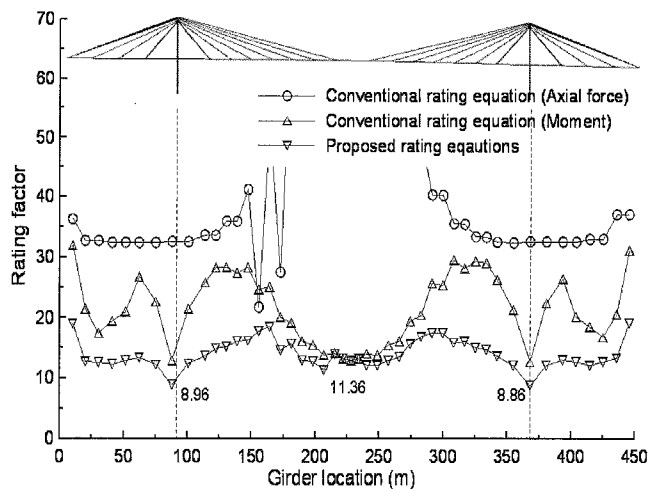


그림 14. 거더의 최소 내하율 산정 결과

고려한 제안된 내하율 산정식이 거더의 내하율을 가장 작게 산정함을 알 수 있다. 거더의 최소내하율은 부모멘트가 가장 크게 발생하는 거더와 주탑의 교차 부근 지점에서 발생하였다.

그림 14는 활하중에 의한 3가지 영향선 해석 Case에 대하여 계산된 거더의 내하율 중, 최소의 내하율을 비교하여 나타낸 것이다. 일반도로교의 내하율 산정식에서 축력을 기준으로 내하율을 계산한 경우와 모멘트를 기준으로 내하율을 산정한 경우를 비교하면, 거더의 전 구간에서 모멘트를 기준으로 계산된 거더의 내하율이 작음을 알 수 있다.

축력을 기준으로 일반도로교의 내하율 산정식에서 계산된 내하율은 중앙경간에서 매우 크게 산정되었고 거더와 주탑 부근에서는 비교적 작게 산정되었다. 이것은 중앙경간에서는 부재의 축력이 거더의 내하율에 미치는 영향이 미소함에 반하여 거더와 주탑 부근에서는 축력의 영향을 무시할 수 없음을

을 의미한다. 따라서, 축력의 영향이 미소한 중앙경간에서는 모멘트를 기준으로 일반도로교의 내하율 산정식에서 계산된 거더의 내하율과 제안된 내하율 산정식에서 계산된 내하율은 거의 일치하였다. 그러나, 축력의 영향을 무시할 수 없는 거더와 주탑의 교차 부근에서는 본 연구에서 제안된 내하율 산정식에 의한 거더의 내하율이 작게 산정됨을 알 수 있다.

한편, 본 연구에서 제안된 내하율 산정식에 의한 돌산대교 거더의 최소 내하율은 8.86으로 일반적인 도로교가 가지는 내하율에 비하여 다소 크게 산정되었는데, 이것은 본 연구에서 해석상의 편의를 위하여 자중과 케이블 장력 및 설계활하중만을 해석에 적용하였고 2차고정하중, 보도활하중, 온도중감과 같은 부가적인 하중을 고려하지 않았기 때문으로 사료된다. 또한, 본 연구에서 제안된 내하율 산정식은 하중저항계수 설계법에 규정된 보-기둥 부재의 상관공식으로부터 유도되었기 때문에 돌산대교 거더의 내하율이 다소 크게 산정된

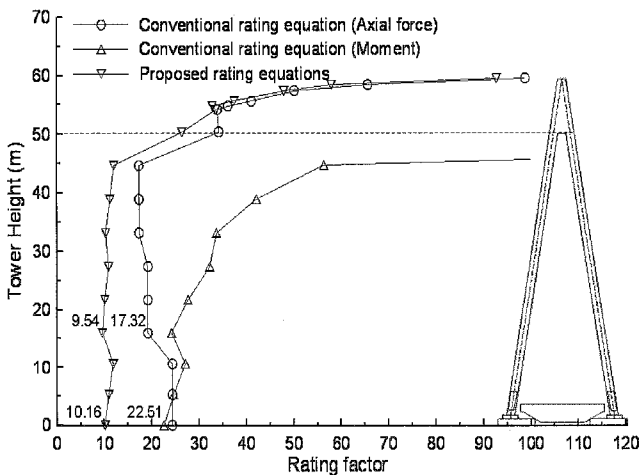


그림 15. 압축력이 최대 발생하는 활하중 Case에 대한 주탑의 내하율 산정 결과 비교

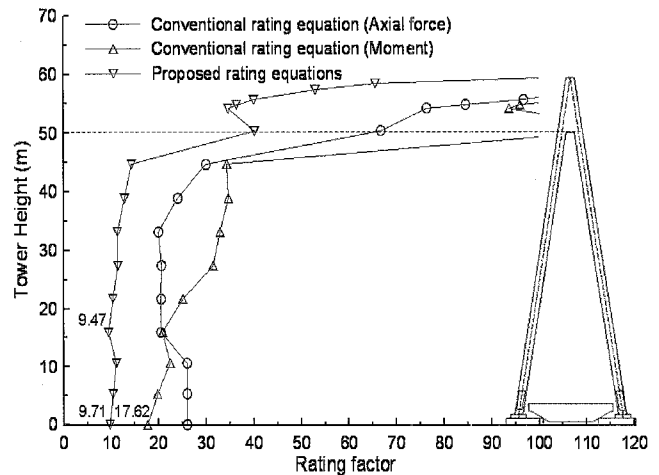


그림 16. 모멘트가 최대 발생하는 활하중 Case에 대한 주탑의 내하율 산정 결과 비교

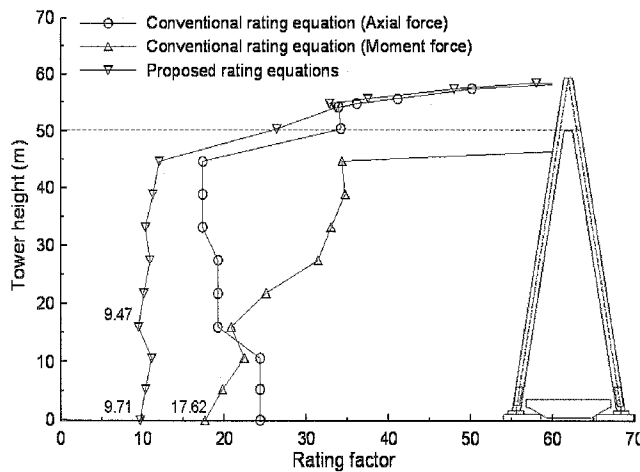


그림 17. 주탑의 최소 내하율 산정 결과

것으로 판단된다. 실제로 참고문헌(최동호 등, 2006)에 의하면 허용응력 설계법에 규정된 보-기둥 부재의 내하율 산정식에 의한 최소 내하율은 3.58로 본 연구에서 제안된 내하율 산정식에 의한 내하율에 비하여 작게 산정됨을 알 수 있다.

결과적으로 일반도로교의 내하율 산정식은 돌산대교 거더에서 발생하는 축력과 모멘트의 조합거동을 고려할 수 없기 때문에 돌산대교 거더의 내하율을 과대평가 하였으며, 본 논문에서 제안된 내하율 산정식은 돌산대교 거더의 축력과 모멘트의 조합 거동을 적절히 반영하고 있는 것으로 나타났다.

#### 4.5. 돌산대교 주탑의 내하율 산정

그림 15~그림 17은 돌산대교 주탑에 대한 내하율을 일반교량에 적용되는 내하율 산정방법과 본 논문에서 제안한 내하율 산정방법에 의하여 계산하고 비교한 것이다. 그림 15~그림 17에서 종축은 주탑의 높이를 의미하고 횡축은 주탑의 내하율을 의미한다. 일반도로교의 내하율 산정식에 의한 주탑의 내하율은 거더의 경우와 마찬가지로 축력을 기준으로 계산한 경우와 모멘트를 기준으로 계산한 경우로 나누어 나타내었다.

그림 15는 주탑에 활하중에 의한 압축력이 최대로 발생하게 하는 영향선 해석 Case에 대하여 주탑의 내하율을 비교한 것이다. 일반도로교의 내하율 산정식을 적용한 경우, 축력을 기준으로 한 주탑의 내하율이 모멘트를 기준으로 한 내하율에 비하여 작게 산출되어, 주탑의 내하율은 모멘트 보다 축력에 더 많은 영향을 받는 것을 알 수 있었다. 주탑의 내하율은 케이블이 정착된 주탑 상단에서 급격히 증가하는 경향을 보이는데 이것은 주탑의 상단과 하단의 단면이 변화하여 단면의 압축강도 및 휨강도가 변화하기 때문이다. 제안된 내하율 산정식에서 계산된 주탑의 내하율은 일반도로교의 내하율 산정식에서 계산된 내하율에 비하여 작은 값을 나타내었다.

그림 16은 주탑에 활하중에 의한 모멘트가 최대로 발생하게 하는 영향선 Case에 대하여 주탑의 내하율을 비교한 것이다. 주탑의 발생 모멘트를 최대로 하는 영향선 Case임에도 불구하고 주탑의 최하단을 제외한 모든 부재에서 축력을 기준으로 일반도로교의 내하율 산정식에서 계산된 주탑의 내하율이 모멘트를 기준으로 한 내하율에 비하여 작게 산정되었다. 따라서, 주탑에서는 축력이 주탑의 내하율에 미치는 영향이 매우 크다고 할 수 있다.

한편, 그림 17은 주탑의 두가지 영향선 해석 Case에 대하여 계산된 내하율 중에서 최소값을 비교하여 나타낸 것이다. 전술한 바와 같이 주탑에서는 축력이 주탑의 내하율에 미치

는 영향을 무시할 수 없기 때문에 단일 힘만을 고려한 일반도로교의 내하율 산정식에 비하여 축력과 모멘트를 모두 고려한 제안된 내하율 산정식이 보다 작은 주탑의 내하율을 산정하였으며 일반도로교의 내하율 산정식에 비하여 합리적인 값을 알 수 있다.

#### 5. 결론

본 논문에서는 하중저항계수 개념에서 강사장교의 거더와 주탑에 적용하기 위한 이론적인 내하율 산정식을 제안하였다. 제안된 내하율 산정식의 타당성을 검증하기 위하여 현재 공용중인 돌산대교에 대하여 일반도로교에 적용되는 내하율 산정식과 본 논문에서 제안된 내하율 산정식을 각각 적용하여 각 부재의 내하율을 산정하였고 다음과 같은 연구 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 일반도로교의 내하율 산정식은 부재에 발생하는 단일 힘만을 고려하여 부재의 내하율을 계산하기 때문에 축력과 모멘트를 동시에 받는 사장교의 거더와 주탑의 내하율을 산정하기 위한 방법으로는 부적합하였다.
- (2) 본 연구에서 제안된 내하율 산정방법은 축력과 모멘트를 동시에 받는 보-기둥 부재의 상관식으로부터 유도되었으며, 강사장교 거더와 주탑의 이론적인 내하율을 정량적으로 산정할 수 있었다.
- (3) 일반도로교의 내하율 산정식은 본 연구에서 제안된 내하율 산정식에 비하여 돌산대교 거더의 내하율을 과대평가하였으며, 이것은 일반도로교의 내하율 산정방법이 거더에서 발생하는 축력과 모멘트 조합의 영향을 고려하지 못하였기 때문으로 사료된다.
- (4) 돌산대교 주탑에서는 축력이 주탑의 내하율에 미치는 영향이 매우 지배적이었으며, 축력과 모멘트를 모두 고려하여 부재의 내하율을 결정하여야 할 것으로 판단된다. 따라서 축력과 모멘트의 조합효과를 고려하는 제안된 내하율 산정식을 적용하여 돌산대교 주탑의 내하율을 합리적으로 산정할 수 있었다.

#### 감사의 글

본 연구는 교량설계핵심기술연구단을 통하여 지원된 건설교통부 건설핵심기술연구개발사업에 의하여 수행되었습니다.

## 참 고 문 헌

- 건설교통부 (2003) 안전점검 및 정밀안전진단 세부지침.
- 최동호, 유훈, 하동현 (2005) 비탄성 좌굴해석을 통한 사장교 거더와 주탑의 안정성 검토, *대한토목학회 논문집*, 제26호, 제 6A호, pp. 1113-1125.
- 최동호, 유훈, 신재인, 송원근 (2006) 강사장교 주요부재의 내하율 산정, *한국구조물진단학회 논문집*, 제10권, 26호, pp. 163-174.
- 한국시설안전기술공단 (2001) 돌산대교 정밀안전진단보고서.
- AASHTO (1994) Manual for Condition Evaluation of Bridges.
- AASHTO (2003) Manual for Condition Evaluation and Load and Resistance Factor Rating (LRFR) of Highway Bridges.
- AASHTO (2004) LRFD Bridge Design Specifications.
- Barker, M. G. (1999) Steel Girder Bridge Field Test Procedure, *Construction and Building Materials*, Vol. 13, No. 4, pp. 229-239.
- Cai, S. C. and Shahawy, M. (2003) Understanding Capacity Rating of Bridges from Load Tests, *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, ASCE, Vol. 8, No. 4, pp. 209-216.
- Chajes, M. J., Shenton, H. W. and O'Shea, D. (1999) Use of Field Testing in Delaware's Bridge Management System, *8th International Bridge Management Conference*, Denver, USA, Vol. 1, No. 498, pp. B-4.
- Fu, G., Pezze P. F. and Alampalli, S. (1997) Diagnostic Load Testing for Bridge Load Rating, *Transportation Research Record*, No. 1594, pp. 125-133.
- Schulz, J. L., Commander, B., Goble, G. G. and Frangopol, M. (1995) Efficient Field Testing and Load Rating of Short- and Medium-Span Bridges, *Structural Engineering Review*, Vol. 7, No. 3, pp. 181-194.
- Shenck, T. S., Laman, J. A. and Boothy, T. E. (1999) Comparison of Experimental and Analytical Load-Rating Methodologies for a Pony-Truss Bridge, *Transportation Research Record*, No. 1688, pp. 68-75.
- Shu, H. S. and Wang, Y. C. (2001) Stability Analysis of Box-Girder Cable-Stayed Bridges, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 6, No. 1, pp. 63-68.
- Wang, P. H., Lin, H. T. and Tang, T. Y. (2002) Study on Nonlinear Analysis of a Highly Redundant Cable-Stayed Bridge, *Computers and Structures*, Vol. 80, pp. 165-182.

(접수일자 : 2006. 8. 14 / 심사일 2006. 9. 6 /  
심사완료일 2007. 1. 4)