

사장교의 좌굴안정성 평가에 관한 고찰

최 동 호 한양대학교 토목공학과 교수 공학박사
유 훈 한양대학교 토목공학과 박사과정
이 승 재 한양대학교 토목공학과 석사과정

1. 서 론

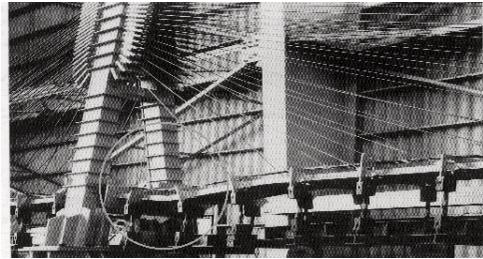
최근 국가경제의 발전에 따라서 교통량 및 수송량이 증가되고 있고, 이에 따른 균형적인 국토개발의 필요성과 사회기반시설 확충에 대한 요구가 증대되고 있다. 긴 해안선을 갖는 우리나라의 지형적인 특성상, 육지와 섬 또는 섬과 섬을 잇는 연육교와 연도교에 대해 많은 수요가 있을 것으로 예상되므로, 이러한 요구에 부응할 수 있는 장대교량의 기술적 진보 및 중요성이 크게 부각되고 있다.

장대교량의 대표적인 형식인 사장교와 현수교는 케이블 구조를 통해 지간장을 현저히 길게 할 수 있다는 점에서 일반교량과 구분된다. 특히, 사장교의 경우 대부분 자정식(self-anchored) 구조계를 갖기 때문에, 대형 앵커리지 블록이 불필요하며, 캔틸레버 공법으로 쉽

게 시공이 가능하다는 점에서 현수교에 비해 유리하다고 할 수 있다. 또한, 사장교는 다양한 구조계를 취할 수 있다는 점이다. 즉, 케이블의 배치, 주탑의 형상, 주형의 구조 등 각각에 대해 변화가 가능하고, 이들의 다양한 조합에 의한 설계자유도가 많기 때문에, 주변환경에 용이하게 적용될 수 있다. 이러한 사장교의 구조적 및 경제적인 장점과 더불어, 케이블 교량분야의 해석, 설계, 재료, 시공기술 등의 발전에 힘입어, 최초의 사장교인 Stromsund교(지간장 183m, 1955년)로 부터 Tatara대교(지간장 890m, 1999년)에 이르기까지 그 지간장이 5배나 확장되었다. 따라서, 사장교는 과거 현수교가 차지하고 있던 중장대지간 영역을 거의 대체하였고, 현재 계획중인 홍콩의 Stonecutter대교의 경우 그 지간장이 1,018m에 이르고 있다. 국내의 경우, 돌산대교(1984년), 진도대교

(1985년), 올림픽대교(1989년), 서해대교(2000년) 등의 사장교가 건설되어 공용중이며, 현재는 국내 케이블 교량중 최대 지간장(700m)을 갖는 제2연육교가 설계중에 있다. 이러한 추세를 감안하면, 앞으로도 국내에서 다수의 중장대 지간 사장교가 건설될 것으로 판단된다.

사장교의 경제적인 지간의 범위는 그 구조형식에 따라 차이는 있지만, 약 600~800m 정도로서 이는 주탑 및 주형의 주요부재의 좌굴안정성에 의해 크게 좌우된다. 즉, 사장교의 주탑 및 주형에는 휨모멘트와 압축력이 발생되는데, 휨 모멘트의 경우 사장교 구조계의 초기형상 결정과정에서 케이블의 프리스트레스에 의해 부재의 사하중 모멘트를 최소화시킬 수 있고, 활하중에 의한 구조계의 변형은 미소하므로, 부재의 안정성에 큰 영향을 미치지 않는다. 그러나, 압축력의 경우, 초기형상 결정과정에 있어서 부재의 압축력 크기를 감소시키는데는 한계가 있으며, 또한 주형의 압축력은 지간장의 제곱에 비례하여 커지므로, 사장교의 허용지간장은 주요부재의 압축력 저항능력(좌굴강도)에 좌우된다고 할 수 있다. 사장교 구조계내의 압축력은 주탑과 주형의 연결부 부근에서 가장 크게 발생되는데 [그림 1], 장대 사장교의 경우 이러한 압축력에 저항하기 위해서 이 부위의 부재 단면의 확대 및 강-콘크리트 합성형 단면의 채택 등과 같이 단면강성을 증대시키는 방법이 우선적으로 고려되어 왔다. 또한, 부정식(partially anchored) 및 완전식(fully anchored) 등과 같이 주형을 지지하는 형식을 변경함으로써 부재내에 발생하는 압축력 그 자체를 감소시키려는 노력도 시도되었다.



[그림 1] Tataru 대교의 주형 좌굴실험
(주탑부 근처 주형에서 좌굴발생)

현재 국내에서 사장교의 설계시 일반적으로 적용하고 있는 좌굴해석은 크게 2가지 과정으로 수행된다. 우선, 탄성고유치 해석에 의해 전체 구조계의 좌굴형상을 도출하고, 이로부터 각 부재의 유효좌굴길이를 결정하고 임계좌굴응력을 산정한다. 다음으로, 산정된 좌굴응력을 도로교설계기준(2000)의 '압축력과 휨모멘트를 받는 부재의 응력 및 안정 검토식'에 적용하여 주요부재의 좌굴안정성을 검토하고 있다. 그러나, 사장교는 구조적인 특성상 좌굴이 발생하는 종국상태에 있어서 기하학적 및 재료적 비선형 거동이 지배적이므로, 이를 엄밀히 고려해야만 정확한 유효좌굴길이 및 임계좌굴응력을 구할 수 있다. 또한, 도로교설계기준의 '응력 및 안정 검토식'은 선형거동이 지배적인 지간장 200m 이하의 일반교량에 적용되는 검토기준으로서, 이를 케이블 지지형식인 사장교에 적용할 경우 그 타당성을 검증해야 한다. 국내의 현행 좌굴해석 방법에 의해서는 사장교의 좌굴해석시 가장 중요한 변수인 유효좌굴길이가 실제보다 크게 결정되므로 주형 및 주탑 단면의 대형화에 따른 과다설계가 유발되며, 이로 인한 사하중의 증가는 케이블 부재의 단면

증대에도 기여하여, 전체 구조계의 비경제적인 설계를 초래할 수 있다.

전술한 바와 같이, 사장교의 설계시 주요부재의 좌굴강도를 정확히 평가하는 것은 구조계의 안정성 및 경제성 측면에서 중요한 의미를 갖는다. 따라서, 본 기술기사에서는 우선, 사장교의 좌굴해석과 관련된 국내외 동향을 분석하고, 이를 기초로 현행 국내의 좌굴해석 방법의 문제점을 엄밀히 분석한다. 다음으로, 향후 그 적용사례가 증대될 것으로 판단되는 장대 강사장교에 대해 국내외 시방규정이 유사한 일본의 좌굴안정성 검토방법(유효접선탄성계수법)의 이론적인 배경을 소개하고, 간단한 수치해석 예제를 통해 사장교에 대한 현행 국내의 좌굴해석 방법의 문제점을 정량적으로 평가하고자 한다.

1. 국내외 연구동향

사장교의 좌굴안정성에 관한 최초의 연구로서 Tang(1976)은 2차원 해석모델에 대해 에너지 방법을 이용하여 좌굴하중을 계산하고, 이를 기초로 좌굴 안전계수를 도입하여 사장교의 좌굴 설계식을 제안하였다. Ermopoulous등(1992)은 유한요소법을 이용하여 사장교의 분기형 좌굴이론에 기초한 탄성 안정해석을 수행하였다. 이러한 연구들은 탄성해석에서 이용되는 분기형 좌굴이론을 도입한 연구였다. 그러나, 사장교의 좌굴강도에 지배적인 인자는 주요부재의 비탄성 거동이라는 연구결과들이 발표되면서, 재료적 비선형을 고려한 하중-변위 해석에 대한 연구들이 진행되었다(Sief와 Dilger,

1990; Ren, 1999; Xi와 Kuang, 1999). Wang(1999)은 2차원 유한요소 해석모델에 대한 고유치 해석을 통해 좌굴시 케이블 수의 효과 및 사장교의 케이블 지지방식에 대한 변수 연구를 수행하였으며, Shu와 Wang(2001)은 3차원 유한요소해석을 통해 활하중 재하조건, 주탑형식, 중앙지간 대 전장비, 주탑강성 대 거더강성비가 좌굴 임계하중에 미치는 영향을 연구하였다. Iwasaki 등 (2001)은 비탄성 고유치 해석의 반복에 의해 좌굴강도를 산출하는 유효접선탄성계수법을 사장교의 내하력에 적용하였으며, 탄소성 유한변위해석법과의 비교를 통하여 이 방법의 정확성을 검증하였다.

국내에서의 사장교 구조시스템에 대한 연구로는, 구조해석시 기하학적 비선형을 고려한 사장교의 정적 및 동적거동, 시공단계별 해석, 초기의 형상 및 케이블 장력보정에 대한 연구 등 주로 사용하중에 대한 사장교의 거동평가가 주종을 이뤄왔다. 사장교의 극한강도를 평가하기 위한 연구로는, Choi 등 (2003a; 2003b)에 의해 수행되었는데, 앞서 언급한 유효접선탄성계수법과 탄성 고유치해석법에 의한 부재의 좌굴 안정성의 비교를 통해, 현행 국내에서 적용되는 좌굴해석 방법의 문제점을 분석하였다.

3. 사장교 주요부재의 좌굴안정성 평가방법

3.1 탄성좌굴해석에 의한 좌굴안정성 평가

사장교 주요부재의 좌굴안정성 평가를 위해 국내 도로교설계기준만을 적용하는데 있어서

가장 큰 문제점은 주탑 및 주형 부재의 유효좌굴길이를 결정할 수 없다는 점이다. 즉, 도로교 설계기준의 '응력 및 안정성 검토식'은 부재단위의 검토기준으로서, 부재양단의 경계조건이 명확히 결정되어 있을 경우에만 기둥의 유효좌굴길이를 산정할 수 있다(도로교설계기준 표 3.3.3). 사장교의 경우, 주형, 주탑, 케이블 등의 결합에 의해 전체 구조계가 복잡한 형상을 가지게 되어 각 부재의 경계조건을 명확히 결정할 수 없고, 또한 하중조건 및 강성분포 등에 의한 영향을 고려해야만 정확한 유효좌굴길이를 산정할 수 있다(Nogami와 Yamamoto, 1994). 이러한 도로교설계기준의 한계점을 고려하여 국내에서는 사장교의 좌굴해석의 수행시 다음과 같은 3가지 방법으로 유효좌굴길이를 산정한다.

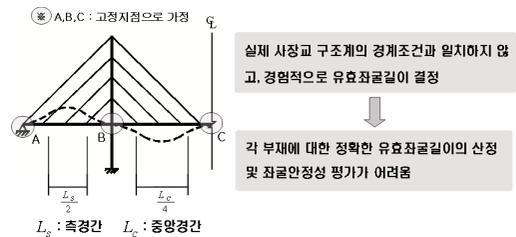
① 외국설계사의 경험에 기초하여, 사장교의 측경간에 대해서는 측경간 시간(L_s)의 1/2, 중앙경간에 대해서는 중앙경간 시간(L_c)의 1/4을 유효좌굴길이로 가정하는 방법

② 탄성고유치 해석에 기초한 좌굴형상(bucking mode shape)에 있어서, 변곡점간의 거리를 각 부재의 유효좌굴길이로 가정하는 방법

③ 탄성고유치 해석으로부터 도출되는 1차 고유치를 각 부재의 축력에 곱하여 임계좌굴하중을 계산한뒤, 오일러 좌굴식을 적용하여 유효좌굴길이를 결정하는 방법

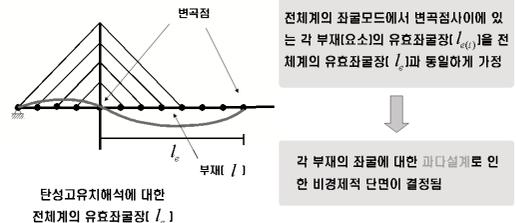
①의 방법은 사장교의 해석모델에 있어서 지점부, 주탑 및 주형의 연결부, 주탑 및 교각의 연결부, 중앙경간의 중심점을 모두 고정단으로

가정하고 유효좌굴길이를 산출한 결과이다 [그림 2]. 이러한 경계조건은 실제 사장교 구조계의 경계조건과 일치하지 않고, 사장교의 다양한 설계조건을 반영하지 못한채 단지 경험에 기초하여 일괄적으로 유효좌굴길이를 결정하게 되므로, 이를 각 부재의 좌굴안정성 검토에 적용시 그 정확성을 보장할 수 없다. 그러나, 이 방법은 사장교의 허용 시간장을 대략적으로 판단하기 위한 예비 설계단계에서는 적용할 수 있을 것으로 사료된다.



[그림 2] 경험적인 방법에 의한 유효좌굴길이 결정

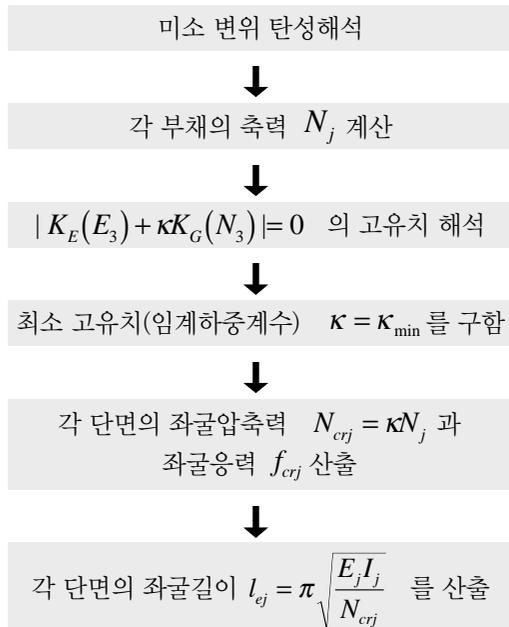
②의 방법은 탄성고유치 해석에서 산출되는 고유벡터를 이용한 좌굴형상(mode shape)을 판단하는데 있어서 개인마다 차이가 발생할 수 있다. 또한, 전체 구조계의 좌굴모드상에서 변곡점사이에 있는 각 부재의 유효좌굴길이를 전체계의 유효좌굴길이와 동일하게 가정함으로



[그림 3] 탄성 좌굴형상에 의한 유효좌굴길이의 결정

써, 각 부재의 유효좌굴길이가 실제보다 크게 결정되어 주요부재의 단면이 과다하게 설계될 수 있다 [그림 3].

③의 방법은 일반적으로 교량구조물의 유효좌굴길이 결정에 사용되는 방법으로서, 단순히 수치계산에 의해 수행되므로 해석과정 및 결과 분석이 용이하다. 그러나, 구조계의 극한상태에서의 거동을 탄성적으로 가정하기 때문에, 이 방법에 의해 산정되는 좌굴고유치(좌굴에 대한 하중계수 혹은 여유도계수)는 구조계의 재료적인 탄소성 거동을 고려한 경우보다 크게 산출되어, 전체 구조계의 측면에서는 좌굴안정성을 실제보다 과대평가하게 된다. 따라서, 이 방법에 의해 결정된 각 부재의 유효좌굴길이는 구조계의 좌굴거동을 엄밀히 반영하지 못한다.



[그림 4] 탄성고유치 해석에 의한 유효좌굴길이의 결정

다음으로, 위의 3가지 방법에 따라 결정된 각 부재의 유효좌굴길이로부터 임계좌굴응력(허용축압축응력)을 산정하여, 이를 도로교설계기준(2000)의 3.4.3절에 규정된 '압축력과 힘을 동시에 지지하는 부재의 안정 검토식(식 (1))과 응력 검토식(식 (2))'에 대입하여 최종적으로 부재차원의 좌굴안정성을 평가한다.

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}(1 - f_c / f_{Ey})} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}(1 - f_c / f_{Ez})} \leq 1 \quad (1)$$

$$f_c + \frac{f_{bcy}}{(1 - f_c / f_{Ey})} + \frac{f_{bcz}}{(1 - f_c / f_{Ez})} \leq f_{cal} \quad (2)$$

여기서,

f_c : 단면에 작용하는 축방향압축력에 의한 압축응력

f_{bcy} : 강축(y축)에 대한 휨모멘트로 인한 휨 압축응력

f_{bcz} : 약축(z축)에 대한 휨모멘트로 인한 휨 압축응력

f_{caz} : 약축(z축)에 대한 허용축방향 압축응력 ($f_{caz} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$)

f_{cag} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력

f_{cal} : 부재 단면을 구성하는 판의 경계조건에 따라 양연지판, 자유돌출판 및 보강된 판에 대해서 규정된 국부좌굴응력에 대한 허용응력

f_{cao} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용압축응력의 상한값

f_{bagy} : 국부좌굴을 고려하지 않은 강축(y축)에 대한 허용휨압축응력

f_{bao} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값

f_{ey} : 강축(y축)에 대한 허용 오일러 좌굴응력
 $(f_{ey} = 12,000,000 / (l_e / r_y)^2)$

f_{ez} : 약축(z축)에 대한 허용 오일러 좌굴응력
 $(f_{ez} = 12,000,000 / (l_e / r_z)^2)$

l_e : 기둥부재의 유효좌굴길이

r_y, r_z : 각각 강축(y축)과 약축(z축)에 대한 단면의 회전반경

식 (1)은 보-기둥 부재로서의 좌굴에 대한 허용압축강도를, 식 (2)는 보-기둥 부재를 구성하는 보강판의 국부좌굴에 대한 허용압축강도를 각각 나타낸 것이다. f_c, f_{bcy}, f_{bcz} 는 사장교의 해석모델에 대한 사용하중의 재하시 부재내에 발생하는 압축력과 휨모멘트에 의한 압축응력을 각각 나타낸 것이다. f_{caz} 는 보-기둥 부재의 허용축방향 압축응력(임계좌굴응력)으로서, 강종, 부재의 유효좌굴길이, 단면의 회전반경 등이 결정될 경우 '도로교설계기준 표 3.3.2 및 표 3.3.4'로부터 구해진다. 또한 f_{bagy}, f_{bao} 는 보-기둥 부재의 허용휨압축응력으로서, 복부판의 총단면적, 압축플랜지의 총단면적, 입축플랜지의 고정점간의 거리, 압축플랜지의 폭 등이 결정될 경우, '도로교설계기준 표 3.3.4'를 참조하여 구한다. f_{ey}, f_{ez} 는 각각 강축과 약축에 허용 오일러 좌굴하중으로서, 부재의 유효좌굴길이, 단면의 회전반경이 결정될 경우 구할 수 있다. 식 (1)과 식 (2)의 좌변의 분모항을 구성하는 $(1 - f_c / f_{ey}), (1 - f_c / f_{ez})$ 은 보-기둥 부재의 $p-\Delta$ 효과를 고려하는 모멘트 확대계수이다. 즉, 식 (1)과 식 (2)는 시간장

200m이내의 일반교량에 대한 좌굴안정성을 검토하는데 적용되는 식으로서, 이러한 시간범위내에서는 구조물의 거동을 선형탄성적으로 가정하여 해석한 뒤, 극한상태에서의 구조적인 비선형 거동효과를 근사적으로 반영하기 위해 모멘트 확대계수를 도입하는 것이다.

3.2 비탄성 좌굴해석에 의한 안정성 평가

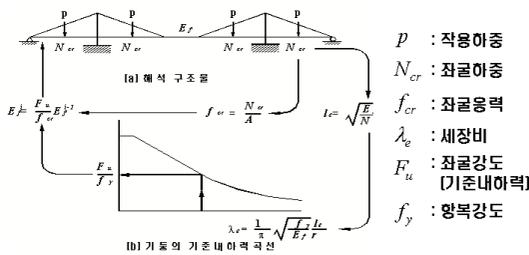
탄성 고유치해석에 의한 사장교 주요부재의 유효좌굴길이 산정방법에서는, 해석과정에서 사장교의 극한상태 거동(기하학적인 비선형 및 재료적 탄소성 거동)을 고려하지 못하기 때문에, 정확한 유효좌굴길이의 산정 및 좌굴안정성을 평가하는 데는 한계가 있다. 본 기술논문에서는 이러한 탄성 좌굴해석상의 문제점에 대한 개선사례로서 일본의 혼슈시코쿠연락교공단(本州四國連絡橋公團)의 현수교 주탑설계요령에 규정된 비탄성 좌굴해석 방법인 유효접선탄성계수법(Effective Tangent Modulus Method)을 소개하고자 한다.

유효접선탄성계수법은 미국 AISI에 규정된 Nomograph의 유효좌굴길이 산정개념(전체 구조계와 각 부재가 동시에 좌굴상태에 도달하며, 이때의 산정되는 유효좌굴길이가 최적의 유효좌굴길이라는 개념)을 확장하여 케이블 교량과 같은 복잡한 구조계의 좌굴해석에 적용한 것이다.

3.1절에서 기술한 바와 같이, 사장교 주요부재의 좌굴강도(f_{caz}) 평가시 가장 중요한 문제는 각 부재의 유효좌굴길이를 정확히 산정하는 것이며, 이 때 해석상의 가정에서 부재의 기하학적 비선형성 및 재료적인 탄소성 거동을 반영할

수 있어야 한다는 점이다. 이러한 가정사항을 근사적으로 고려한 유효접선탄성계수법의 좌굴 해석 개념 및 흐름을 [그림 5, 6]에 도시하였다. 즉, 각 부재의 기하학적 비선형성을 고려한 사장교의 해석모델에 대해 작용하중 하에서 고유치 해석을 수행하여 최소 고유치 k_{min} (전체 구조계의 좌굴계수)를 도출하고, 이를 각 부재단면에 적용하여 좌굴응력을 $f_{cr,j}$ 산정한뒤, 이 좌굴응력을 오일러 좌굴하중과 등가로 가정하여 각 부재의 유효좌굴길이 $l_{e,j} (= \pi \cdot \sqrt{E_{f,j}^i I_j / N_{cr,j}^i})$ 를 결정한다. 여기서 결정된 각 부재의 유효좌굴길이는 전체 구조계의 불안정 상태를 유발하는 것으로서, 각 부재차원에서의 불안정 상태를 유발하는 유효좌굴길이인지는 검토되지 않았다. 따라서, 이를 검토하기 위해, 앞에서 결정된 각 부재의 유효좌굴길이를 도로교설계기준의 기준내하력 곡선에 적용하여 각 부재의 좌굴강도 $F_{u,j}^i$ 를 도출한 뒤, 이를 좌굴응력 $f_{cr,j}$ (전체 구조계의 불안정 상태에 대응되는 각 부재의 좌굴응력)과 비교한다. 이러한 부재차원에서의 2가지의 좌굴응력인 $f_{cr,j}$ 와 $F_{u,j}^i$ 의 차이가 설정된 허용범위 이내로 수렴될 때까지 각 부재의 탄성계수를 저하시키면서 ($E_{f,i}^i = F_{u,i}^i / f_{cr,j} \cdot E_{f,i}^{i-1}$) 고유치 해석을 반복하게 되는데, 이러한 반복과정은 전체 구조계와 각 부재계가

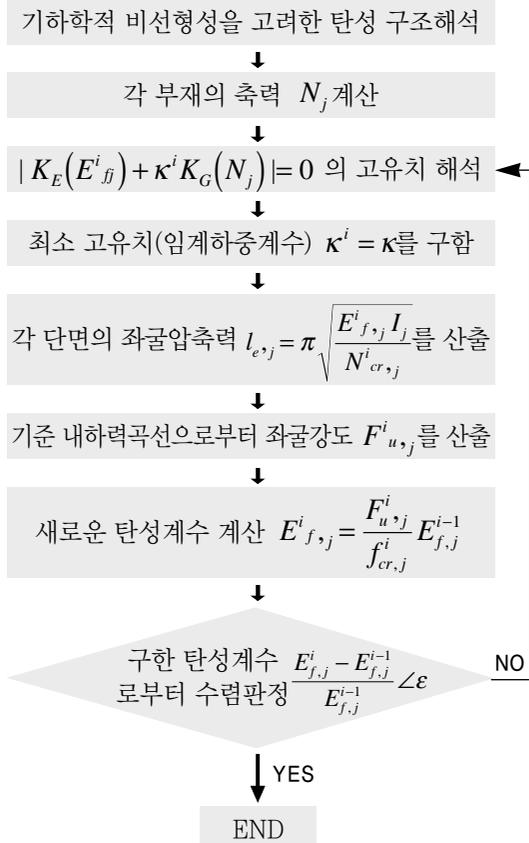
선탄성계수로서 적용함
 • 접선탄성계수가 극한상태에 이르러 수렴할 때까지 해석을 반복하여 좌굴하중 산정



[그림 5] 유효접선탄성계수법에 의한 좌굴해석 개념

유효접선 탄성계수법

- 일본 혼슈-시코쿠 연락교공단의 현수교 주탑에 대한 좌굴설계법
- 부재의 기하학적 비선형성은 안정함수를 사용한 기하강성행렬에서 고려됨
- 부재의 재료적 탄소성 거동은 도로교설계 기준(2000)의 기동내하력 곡선으로 감소된 점



[그림 6] 유효접선탄성계수법의 흐름도

〈표 1〉 사장교 주요부재의 좌굴응력 해석방법의 비교

	구조해석	재료적	기하학적	비고
탄성고유치법	선형	탄성	선형	선형탄성 해법
탄소성 유한 변위 해석법	비선형	탄소성 (응력-변형율식)	비선형 (비선형 변형률-변위식)	비선형 · 탄소성 해법 (정밀한 해석)
유효접선 탄성계수법	비선형	탄소성 (기준내하력곡선)	비선형 (P와 M의 기하강성행렬)	비선형 · 탄소성 해법 (근사적 해석)

동시에 좌굴하는 상태에서의 좌굴 고유치 값을 도출하기 위한 과정을 의미한다.

유효접선탄성계수법은 탄성 고유치해석의 경우처럼 분기형 해석방법이지만, 좌굴해석 과정에서 사장교 구조계의 기하학적 비선형 및 재료적인 탄소성 효과를 근사적으로 반영하고 있다. 이 방법은 정밀해법인 탄소성 유한변위 해석법과 비교하여 약 10% 내외의 보수적인 좌굴강도를 평가하는 것으로 밝혀졌으므로, 비교적 정확한 좌굴해석방법이라고 할 수 있으며 (Iwasaki, 2001), 또한 탄소성유한변위 해석에 비하여 해석방법이 간단하고 해석시간이 매우 빠르다는 장점도 가지고 있다. 탄성 고유치해석, 비탄성 고유치해석(유효접선탄성계수법), 탄소성 유한변위해석에 대한 해석상 가정사항 및 좌굴응력 해석방법의 비교를 〈표 1〉에 나타내었다.

유효접선탄성계수법을 통해 구해진 각 부재의 좌굴강도(f_{caz})를 이용하여 각 부재의 안정성 및 응력을 검토할 경우(식(3) 및 식(4), 식(1)과 식(2)에서 포함되어 있는 모멘트 확대계수 항 $(1 - f_c / f_{Ey}), (1 - f_c / f_{Ez})$ 을 고려하지 않는다. 왜냐하면, 구조해석 과정에서 기하비선형성이

고려하였기 때문에, 식(3), 식(4)에 나타낸 바와 같이 보-기둥 부재의 $p - \Delta$ 효과를 고려하는 모멘트 확대계수를 좌굴안정성 검토식에서 생략하는 것이다.

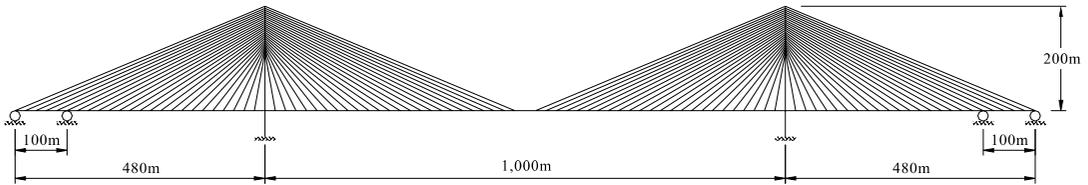
$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}} \leq 1 \quad (3)$$

$$f_c + f_{bcy} + f_{bcz} \leq f_{cal} \quad (4)$$

4. 수치해석을 통한 사장교 주요부재의 좌굴안정성 검토

4.1 개요

본 절에서는 수치해석을 통해 지간장 1000m를 갖는 장대 강사장교의 주요부재의 좌굴안정성을 검토하였다. Choi 등(2003a)에 의해 개발된 사장교 전용 구조해석 및 좌굴해석 시스템인 SolveIT v.1.0을 이용하여 탄성 좌굴해석(3.1절의 ③의 방법) 및 비탄성 좌굴해석(3.2절의 유효접선탄성계수법)을 수행하였으며, 이를 통해 사장교에 대한 현행 국내의 좌굴해석 방법의 문제점을 정량적으로 분석하였다.



[그림 7] 지간장 1000m 장대 사장교의 해석모델

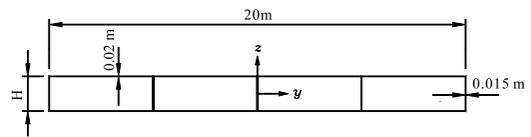
4.2 해석모델

해석대상은 멀티팬 타입의 강사장교 모델(중앙지간장이 1,000m)로서, 중앙경간장과 측경간장의 비는 약 2:1 이 되도록 설정하였다. [그림 7]주탑 및 주형은 프레임 요소로, 케이블은 등가트러스 요소(Ernst, 1965)로 모델링하였으며, 각각의 재료특성 및 단면특성을 표 2, 3에 나타내었다. 주형과 케이블의 연결은 주형의 중심선에 위치한 주절점과 케이블이 연결되는 종속절점을 무한 강성을 가진 요소로 연결한 1-Lane 모델을 사용하였다. 또한, 구조계의 경계조건으로서, 측경간 지점은 롤러로, 주탑하부는 고정단으로 설정하였다.

본 해석은 주형의 좌굴안정성 검토에 주안점을 두고 수행하였으므로, 주형 단면의 휨강성 변화가 좌굴강도에 미치는 영향을 검토하기 위해 주형 높이(H)를 3m, 5m의 2가지로 설정하였다. [그림 8] 또한, 작용하중은 자중에 의한 사하중, 케이블의 초기긴장력(사하중에 의한 초기형상 결정시 산정), 전경간에 대한 등분포 연직 활하중을 고려하였다 <표 4>.

4.3 구조계의 좌굴해석

그림 9는 작용하중(사하중, 케이블 초기긴장력, 활하중)하에서의 사장교 주형높이(H=3m,



[그림 8] 주형단면

<표 2> 사장교 해석모델의 재료특성

요소	E	ν	Thermal (1/[T])	Density tonf/m ³
Girder	2.10E+07	0.3	1.20E-05	1.83E+01
Tower	2.10E+07	0.3	1.20E-05	3.69E+01
Cable	1.55E+07	0.3	1.20E-05	8.16E+00

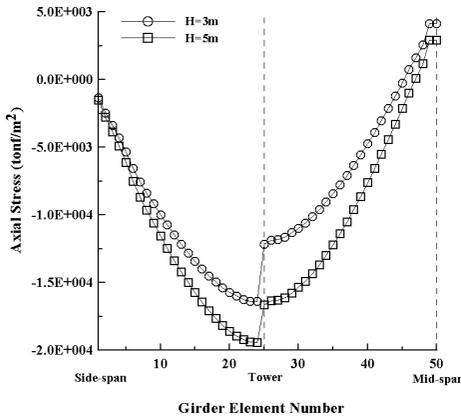
<표 3> 사장교 해석모델 단면특성

요소	A	I_{xx}	I_{yy}	I_{zz}	
주형	H=3m	1.03	6.10	1.97	37.92
	H=5m	1.18	15.48	5.78	45.42
Tower	3.36	39.50	35.2	35.20	
Cable	0.0045	-	-	-	

<표 4> 재하하중의 종류 및 크기

하중의 종류	사하중(tonf/m ³)		활하중 (tonf/m)
	H=3m	H=5m	
하중의 크기	18.265	19.913	3.137

5m)에 따른 축방향 압축응력 (f_c)을 도시한 것이다. 여기서, 'Side-span'은 측경간 지점부, 'Tower'는 주탑과 주형의 연결부, 'Mid-span'은 중앙경간의 중앙점을 각각 의미한다. 해석결과, 주탑부 근처 주형에서 가장 큰 압축응력이 발생되었으며, 이 위치에서의 압축응력은 주형높이가 높을수록 크게 나타났다. 이는 자정식 사장교의 일반적인 압축력 분포와 잘 일치한다.



[그림 9] 작용하중하에서의 주형의 축방향 압축응력

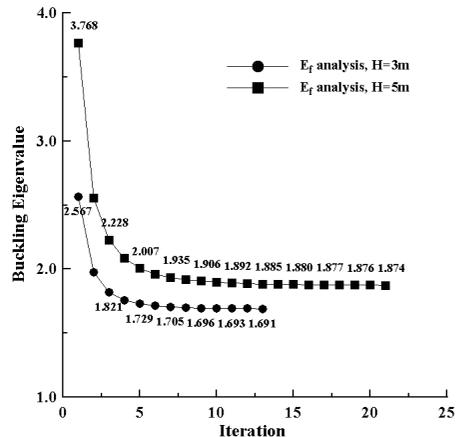
〈표 5〉는 탄성 고유치해석법과 유효접선탄성계수법에 따른 좌굴고유치(k_1)를 나타낸 것으로, 탄성 고유치해석에 의한 좌굴고유치는 유효접선탄성계수법에 의한 값보다 크게 산출되었다. 이는 탄성 고유치해석에서는 극한상태에서의 전체 구조계의 거동을 탄성적으로 가정하기 때문에 압축력의 작용에 의한 주탑 및 주형 부재의 강성저하(탄성계수의 감소)를 반영하지 못하므로, 구조 전체계의 좌굴안정성을 실제로 다 과대평가한 결과이다. 한편, 주형의 높이가 커질수록 2가지 좌굴해석방법 모두 좌굴고유치

가 증가하였는데, 이는 주형의 높이가 커질수록 단면 2차모멘트가 증가되어 구조 전체계의 좌굴에 대한 안정성이 증대되었기 때문이다. 또한, 한가지 주목할 점은 좌굴 고유치의 증가율인데, 즉 탄성 고유치해석에 의해서는 좌굴고유치가 약 46% 정도 증가되었으나, 유효접선탄성계수법의 경우 10% 정도 증가되었다. 이는 탄성 좌굴해석에 있어서 단면 2차 모멘트가 좌굴안정성에 미치는 영향이 비탄성 좌굴해석에 있어서 보다는 크다는 것을 의미한다.

[그림 10]은 유효접선탄성계수법에 있어서 좌굴고유치의 수렴과정을 나타내는데, 1st iteration의 좌굴고유치는 탄성 고유치해석에

〈표 5〉 해석방법에 따른 좌굴고유치(k_1)

주형높이	탄성 고유치해석법 (1차 모드)	유효접선탄성계수법 (수렴시 1차 모드)
H=3m	2.567	1.691
H=5m	3.768	1.874



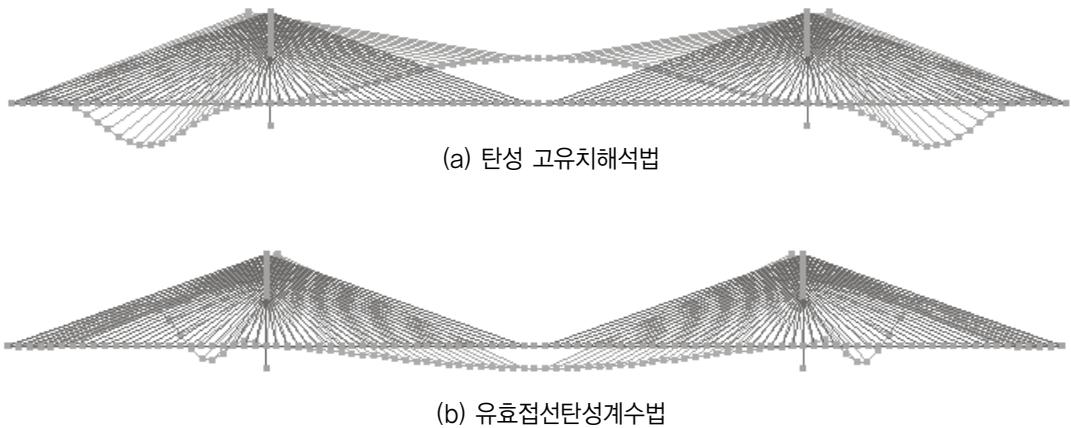
[그림 10] 유효접선탄성계수법의 좌굴고유치 (k_1) 변화 (수렴과정)

의한 좌굴고유치와 동일하다.

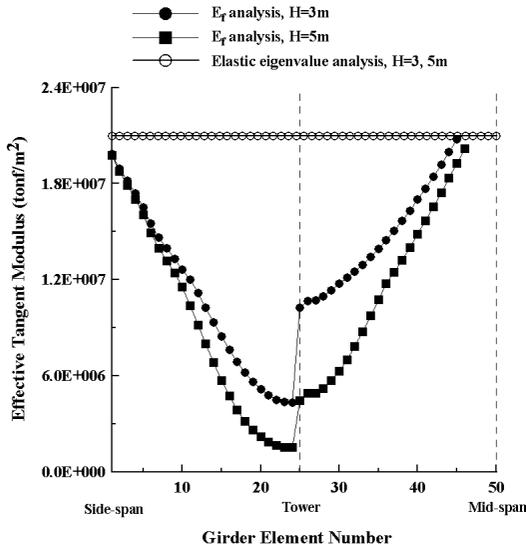
[그림 11]은 3m의 주형높이를 갖는 사장교의 좌굴형상을 나타낸 것이다. 도시된 바와 같이, 탄성 고유치해석법에 의한 좌굴형상은 전형적인 전체 구조계의 불안정 상태(1차 모드)를 묘사하고 있으나, 유효접선탄성계수법에 의한 좌굴형상은 탄성 고유치해석법에 비해 고차의 모드형상을 보여주고 있다(여기서, 유효접선탄성계수법에 의한 좌굴형상의 경우도 1차 모드이지만, [그림 10]과 [그림 13]에 나타낸 바와 같이 사장교 주요부재의 탄성계수 감소에 따른 반복계산을 통한 수렴시의 1차 모드라는 점에서 탄성 고유치해석의 1차모드와는 개념상의 차이가 있다). 일반적으로 고유치 해석에 있어서 고차모드라 함은 저차모드에 비해서 각 부재계의 불안정 상태를 자세히 묘사하는 형상을 의미한다. 이러한 개념을 좌굴 고유치해석에 적용하면, 유효접선탄성계수법에 의한 좌굴모드에서는 각 부재계의 강성저하(탄성계수의 감

소)에 따른 전체 구조계의 좌굴형상이 비교적 잘 표현되어 있다는 것을 알 수 있다.

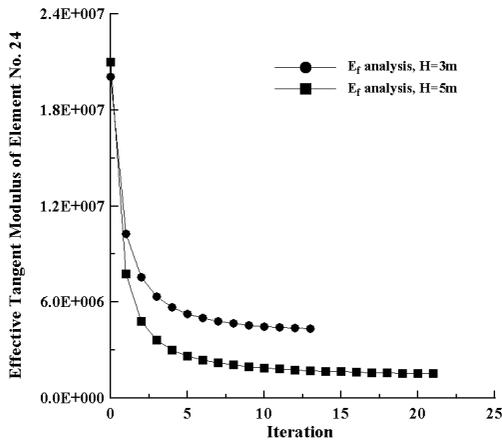
[그림 12]는 좌굴발생시 주형의 각 부재의 탄성계수(E_f)를 도시한 것이다. 탄성 고유치해석법의 경우 주형의 탄성계수의 변화가 없으나, 유효접선탄성계수법의 경우 압축력이 크게 작용하는 주탑부근에서 탄성계수가 크게 감소하고 있음을 잘 보여주고 있다. 또한, 주형의 높이가 높아질수록 탄성계수의 감소가 크게 나타나고 있는데, 이는 [그림 9]에 도시한 바와 같이 주형의 높이가 높아질수록 사하중 증가로 인해 주형의 축방향 압축응력이 증가되어 탄성계수의 감소정도를 더욱 크게 하기 때문이다. 이러한 경향은 측경간이나 중앙경간보다는 압축력이 크게 작용하는 주탑부근에서 뚜렷이 나타난다. [그림 13]은 탄성계수의 감소가 가장 크게 나타나는 주탑부근 주형부재(No.24)에 대한 유효접선탄성계수의 수렴과정을 도시한 것이다.



[그림 11] 해석방법에 따른 좌굴형상의 차이 (H=3m)



[그림 12] 주형의 유효접선탄성계수 (E_f)



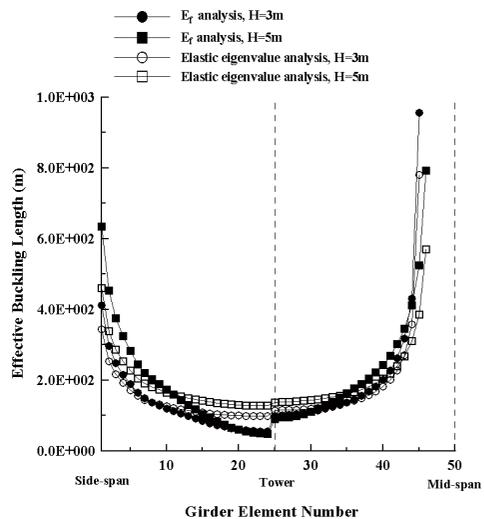
[그림 13] 주탑부근 주형부재(No.24)의 유효접선탄성계수 (E_f)의 변화

[그림 14]는 주형의 유효좌굴길이(l_e)를 나타낸 것으로서, 주탑부에서는 탄성 고유치해석에 의한 유효좌굴길이 길고, 측경간 및 중앙경간부에서는 유효접선탄성계수법에 의한 유효좌굴길이 길게 나타난다. 이는 2가지 해석방법

에 있어서 부재의 유효좌굴길이를 산정하는 식으로부터 설명될 수 있다. 유효좌굴길이는

$$l_e = \pi \cdot \sqrt{EI / N_{cr}}$$

의 식으로 계산되는데, 즉 유효좌굴길이는 탄성계수 (E) 및 단면 2차모멘트 (I)의 1/2승에 비례하고, 좌굴력 (N_{cr})의 1/2승에 반비례하는 관계를 갖는다. 우선, 주탑부의 경우 유효접선탄성계수법에 있어서는 탄성계수의 감소가 크게 나타나지만[그림 12], 탄성 고유치해석법의 경우 탄성계수의 감소가 전혀없으므로, 탄성 고유치해석에 의한 유효좌굴길이 길게 산정되는 것이다. 다음으로, 측경간 및 중앙경간부의 경우 2가지 방법에 있어서는 탄성계수의 차이는 별로 없지만, 좌굴력 비(즉, 좌굴 고유치의 비=탄성 좌굴고유치/유효접선탄성계수법 고유치)가 주형높이가 3m일 경우 약 1.5, 5m일 경우 2.0이므로<표 5>, 유효접선탄성계수법에 의한 유효좌굴길이 길게 산정되었다.

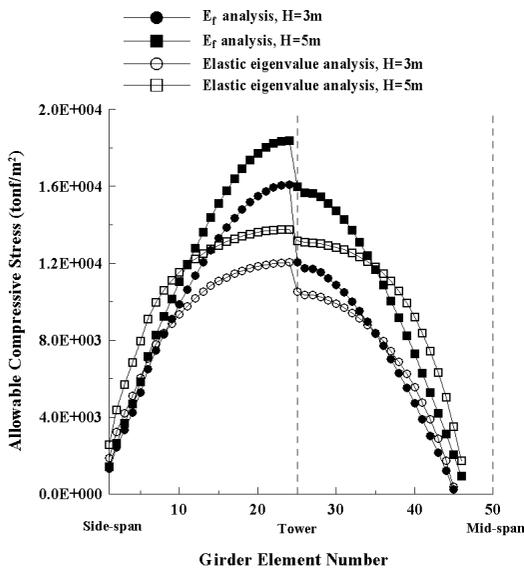


[그림 14] 주형의 유효좌굴길이

[그림 15]는 주형의 허용축압축응력 (f_{caz})을 나타낸 것으로, 이는 [그림 14]에서 설명한 좌굴력(N_{cr})을 부재의 단면적(A)으로 나눈 값과 같다. 즉, 주요부재의 허용축압축응력은

$$f_{caz} = \pi^2 EI / l_e^2 A$$

의 식으로 계산되며, 유효좌굴길이의 제곱에 반비례함을 알 수 있다. 따라서, 그림 14에서의 유효좌굴길이의 값을 대입하면, 주탑부에서는 유효접선탄성계수법에 의한 허용축압축응력이 탄성 고유치해석법에 의한 값보다 크며, 측경간 및 중앙경간에서는 탄성 고유치해석법에 의한 허용축압축응력이 큰 값을 갖게된다.



[그림 15] 주형의 허용축압축응력

4.4 좌굴 안정성 검토

본 기술논문에서 사장교 주요부재의 좌굴안정성 검토는 해석방법에 따라 크게 2가지로 구분하여 수행하였다. 첫 번째, 탄성 고유치해석

법을 통해 각 부재의 유효좌굴길이 및 임계좌굴응력(허용축압축응력)을 산정한 경우는 도로교설계기준(2000)의 ‘압축력과 힘을 동시에 지지하는 부재의 안정 검토식(식 (1))과 응력 검토식 (식 (2))’을 검토기준식으로 설정하였다. 이는 현행 국내설계사에서 사장교 주요부재의 좌굴안정성 검토시 적용하는 흐름이다. 두 번째, 유효접선탄성계수법을 이용한 경우는 Iwasaki 등(2001)이 제안한 안정 검토식(식 (3))과 응력 검토식(식 (4))를 통해 각 부재의 좌굴안정성을 검토하였다. 이는 도로교설계기준의 좌굴안정성 검토식에서 기하학적 비선형항(모멘트 확대계수)을 생략한 형태로서, 이 기준을 적용하기 위해서는 비선형 구조해석이 요구된다.

[그림 16]과 [그림 17]은 주형부재의 탄성 고유치해석법 및 유효접선탄성계수법에 의한 안정 및 응력 검토결과를 도시한 것이다. 여기서, ‘KS’는 국내 도로교설계기준의 좌굴안정성 검토기준을, ‘ E_f ’는 Iwasaki 등(2001)에 의해 제안된 검토기준을 의미한다. 또한, ‘Value of Stability and Stress Check’는 식 (1)–식(4)에서의 우변항으로 좌변항들을 나눈 값이며, Value가 1보다 클 경우 검토기준상 문제가 있는 부재를 의미한다.

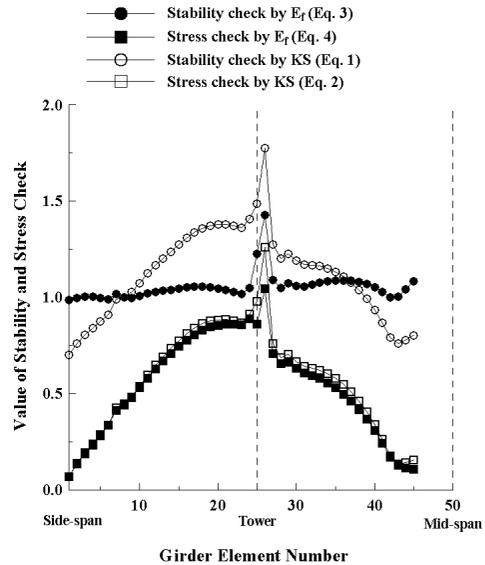
우선, 보-기둥 부재로서의 좌굴을 검토하는 ‘안정 검토식’의 적용결과, 측경간 및 중앙경간에서는 유효접선탄성계수법의 경우 탄성 고유치해석법에 비해 불안정한 결과를 산정하였으나, 주탑부에서는 탄성 고유치해석법의 경우가 불안정한 결과를 나타냈다. 이는 그림 15의 허용축압축응력 (f_{caz})의 분포로부터 설명될 수 있다. 즉, 측경간 및 중앙경간에 있어서는 탄성

고유치해석법에 의한 허용축압축응력이 유효접선탄성계수법에 비해 크게 산출되고, 주탑부에서는 유효접선탄성계수법의 허용축압축응력이 크게 산출되었기 때문에 이를 식 (1)과 식 (3)에 대입하면, [그림 16, 17]에서와 같은 부재들의 '안정 검토' 분포가 얻어진다. 3.2절에서 기술한 바와 같이 유효접선탄성계수법은 사장교에 대한 비교적 정확한 좌굴해석법이므로, 이를 기준으로 하여 탄성 고유치해석법(현행 국내에서 적용되고 있는 방법중 한가지)의 '안정 검토' 결과를 살펴보면, 전반적으로 주형단면에 대한 좌굴안정성을 과소평가하고 있으므로, 단면의 비경계적인 설계의 유발할 우려가 있고, 측경간 및 중앙경간부의 경우 주형단면에 대한 좌굴안정성을 과대평가하고 있으므로, 위험한 단면설계를 유도할 수 있다.

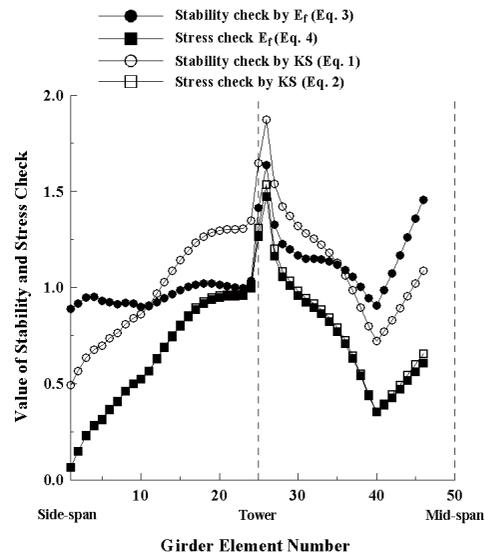
다음으로, 보강판의 국부좌굴을 검토하는 '응력 검토식'의 적용결과, 탄성 고유치해석법과 유효접선탄성계수법에 의한 부재의 '응력 검토' 분포가 거의 일치했다. 이는 식 (2)에 포함된 비선형항(모멘트 확대계수)의 영향이 거의 없기 때문으로 판단된다.

[그림 16, 17]에서 주목할 사항으로는, 주형 높이의 증가에 따라 오히려 주형부재의 좌굴안정성 측면에서 불리한 결과(즉, Value 값의 상승)가 도출되었다는 점이다. 이는 장대 사장교의 경우 단면의 증대에 따른 사하중의 증가량이 크기 때문에 각 부재의 좌굴안정성을 저하시킨 것으로 판단된다. 따라서, 장대 사장교에 있어서는 부재 단면의 확대 뿐만 아니라 압축력이 크게 작용되는 부위에서의 강-콘크리트 합성형 단면의 채택이나, 주형을 지지하는 형식

을 변경함으로써 부재내에 발생하는 압축력 자체를 감소시키는 검토가 추가적으로 필요할 것으로 판단된다.



[그림 16] 주형의 응력 및 안정성 검토 (H=3m)



[그림 17] 주형의 응력 및 안정성 검토 (H=5m)

5. 결 론

사장교의 설계시 전체계 및 주요부재의 좌굴안정성을 정확히 평가하는 것은 사장교의 허용지간장의 결정, 안정성, 경제성 측면에서 매우 중요한 의미를 갖는다. 본 기술논문에서는 국내의 사장교 좌굴해석 방법의 문제점을 분석하고, 이와 관련된 국내외의 연구동향을 검토하였다.

국내의 경우, 탄성 좌굴해석 혹은 외국 설계사의 경험에 기초하여 주요부재의 유효좌굴길이를 결정함으로써, 비경제적인 단면설계를 유발할 우려가 있으며, 좌굴안정성 검토기준의 경우에도 지간장 200m 이하의 일반교량에 적용되는 검토기준을 준용하고 있었다. 이에 비해, 장대교 분야의 선진국에서는 비탄성 좌굴해석에 기초한 유효좌굴길이의 결정방법과 좌굴안정성 검토기준을 합리적으로 정립하고 있었다.

지간장 1000m를 갖는 장대 사장교에 대한 탄성 좌굴해석 및 비탄성 좌굴해석을 수행한 결과, 현행 국내의 좌굴해석 방법은 사장교 주요부재의 좌굴안정성을 과소평가하고 있었다. 또한, 사장교의 지간장이 길어질수록 주형부재의 단면증대는 좌굴안정성을 오히려 저하시키는 결과를 가져왔다.

앞으로의 연구과제로는, 사장교의 주요 설계변수인 거더폭 및 높이, 주탑의 재질 및 형상, 주탑단면, 케이블의 배치형식 및 간격, 중앙경간장과 측경간장의 비, 중간 교각의 유무, 주형을 지지하는 형식 등이 구조계의 좌굴거동에 미치는 영향을 파악함으로써, 사장교의 지간장 확대와 그에 따른 합리적인 구조형식을 정립하

는 것이 필요할 것으로 판단된다. 

참 고 문 헌

1. 도로교설계기준 (2000). (사)한국도로교통협회.
2. 최동호, 송원근, 유훈, 홍석주 (2003). "유효접선 탄성계수를 이용한 사장교 주요부재의 안정성 검토," 정기학술대회 논문집, 대한토목학회, pp. 766-771.
3. 최동호, 유훈, 김용식, 김현준 (2003). "유효접선 탄성계수를 이용한 사장교의 좌굴안정성 검토," 학술발표대회 논문집, 한국강구조학회, pp. 324-331.
4. Ermopoulos, J. C. H., Vlahinos, A. S., and Wang, Y. C. (1992). "Stability analysis of cable-stayed bridge." Computers & Structures, 44(5), pp. 1083-1089.
5. Ernst, J. H. (1965). "Der E-Modul von Seilen unter Berücksichtigung des Durchanges." Baningenieur, 40(2), pp. 52-55. (in German)
6. Iwasaki, H., Nogami, K., and Nagai, M. (2001). "Precision of method for evaluating load-carrying capacity of long-span cable-stayed bridges and its ultimate strength check," IABSE Conference Seoul 2001, IABSE reports 84, pp. 110-111.
7. Nogami, K., and Yamamoto, K., (1994). "構造全體系の固有値解析による骨組部材の合理的な有効座屈長の評價," 日本土木學會論文集, No. 489, I-27, pp. 157-166.
8. Ren, W. X. (1999). "Ultimate behavior of

- long-span cable-stayed bridges.” Journal of Bridge Engineering, ASCE, 4(1), pp. 30-37.
9. Shu, H. S. and Wang, Y. C. (2001). “Stability analysis of box-girder cable-stayed bridges.” Journal of Bridge Engineering, ASCE, 6(1), pp. 63-68.
 10. Sief, S. P. and Dilger, W. H. (1990). “Nonlinear analysis and collapse load of P/C cable-stayed bridges.” Journal of Structural Engineering, ASCE, 116(3), pp. 829-849.
 11. Tang, M. C. (1976). “Buckling of cable-stayed girder bridges.” Journal of the Structural Division, ASCE, 102(9), pp. 1675-1684.
 12. Wang, Y. C. (1999). “Number of cable effects on buckling analysis of cable-stayed bridges.” Journal of Bridge Engineering, ASCE, 4(4), pp. 242-248.
 13. Xi, Y. and Kuang, J. S. (1999). “Ultimate load capacity of cable-stayed bridges.” Journal of Bridge Engineering, ASCE, 4(1), pp. 14-21.