

곡선 PSC 사장교의 극한해석을 위한 개선된 하중제어법

An Improved Load Control Strategy for the Ultimate Analysis of Curved Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridge

최 규 천* 이 재 석†

Choi, Kyu-Chon Lee, Jae-Seok

(논문접수일 : 2008년 7월 3일 ; 심사종료일 : 2009년 1월 29일)

요 지

이 논문에서는 복잡한 기하학적 형상과 비선형 특성들을 보이는 곡선 프리스트레스트 콘크리트(PSC) 사장교의 극한거동을 안정적으로 예측하기 위한 비선형 해법을 제시하였다. PSC 교량 구조물의 비선형 거동 및 극한거동을 예측하기 위한 해법으로서 하중제어법(load control strategy)과 변위제어법(displacement control strategy)을 적용하였다. 콘크리트의 과도한 균열과 재료상태 및 케이블 장력의 급격한 변화로 인해 불평형력(unbalanced load)이 크게 변화하여 이들 두 해법으로 해를 구할 수 없는 경우에 대한 대안으로서 불평형력을 적절한 비율로 감소시키면서 하중제어법을 적용하여 해를 안정적으로 구해 나가는 불평형력 감쇠(scale-down of the unbalanced load)를 적용한 하중제어법을 제시하였다. PSC 거더교의 극한해석을 수행하여 불평형력 감쇠를 적용한 하중제어법의 정당성을 평가하였다. 또한 곡선 PSC 사장교의 극한해석에 이 논문에서 제시한 비선형 해법을 적용하여 복잡한 비선형성으로 인해 해가 수렴하기 어려운 해석에도 이 해법이 유용함을 확인하였다.

핵심용어 : 불평형력 감쇠, 극한해석, 곡선 PSC 사장교, 화이버모델요소, 재료 비선형성, 기하학적 비선형성

Abstract

A study for the nonlinear solution strategies to predict the ultimate behavior of a curved PSC cable-stayed bridge with complex geometry and highly nonlinear characteristics is presented. The load and displacement control strategies are used and found to be stable for the nonlinear solution of the PSC bridge up to the moderately excessive load. The ultimate analysis of curved PSC cable-stayed bridge using these solution strategies is not converged due to the propagation of the cracks in the wide range of the concrete elements and excessive variation of the stresses in the concrete elements and cables according to the complex geometry. The load control strategy using scale-down of the unbalanced loads is proposed as an alternative method for the case that the solution is not converged due to the severe nonlinearities involved in the PSC structures like a curved PSC cable-stayed bridge. Through the ultimate analysis of the PSC girder, the accuracy and the stability of the proposed solution strategies are evaluated. Finally, the numerical results for the ultimate analysis of the curved PSC cable-stayed bridge using scale-down of the unbalanced loads are compared with those obtained from other investigator. The validity of the proposed nonlinear solution strategy is demonstrated fairly well.

Keywords : scale-down of unbalanced load, ultimate analysis, curved PSC cable-stayed bridge, fibered frame element, material nonlinearity, geometric nonlinearity

1. 서 론¹⁾

프리스트레스트 콘크리트(PSC) 사장교는 콘크리트, PS (Prestressing) 강재, 케이블 등 재료의 비선형 특성은 물론,

상판에 작용하는 큰 압축력 및 긴 경간으로 인한 큰 처짐, 케이블의 새그(sag) 등으로 인한 기하학적 비선형성뿐만 아니라, PS 강재 및 케이블의 긴장, 재긴장 및 긴장력의 변화로 인하여 하중이 증가함에 따라 매우 복잡한 구조적 거동을 보인다. 특히 곡선

† 책임저자, 정회원 · 충북대학교 토목공학부 교수
Tel: 043-261-3242 ; Fax: 043-263-2409
E-mail: leejs@cbnu.ac.kr

* 한국도로공사 도로교통연구원 연구원

• 이 논문에 대한 토론을 2009년 4월 30일까지 본 학회에 보내주시면 2009년 6월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

PSC 사장교와 같이 기하학적 형상이 복잡한 경우에는 교축에 대칭인 연직하중이 재하되어도 상판에 비틀림이 발생할 뿐 아니라 비대칭적으로 긴장되는 케이블 및 PS 강재로 인해 직선 PSC 사장교와 달리 횡방향 거동도 상대적으로 크게 부각되어 구조적 거동이 더욱 복잡해진다.

이와 같이 복잡한 구조물의 비선형 거동 및 극한거동을 정확히 예측하기 위한 비선형 해법에 있어 해의 진행을 제어하는 기법으로는 하중을 여러 개의 하중구간으로 나누어 각각의 하중증분에 대해 반복계산을 통하여 미지의 변위를 구하는 하중 제어법(load control strategy)과 특정 자유도의 변위를 일정한 증분씩 증가시키면서 반복계산을 통하여 여타의 자유도에 해당하는 변위 및 이러한 변위를 유발하는 하중을 구하는 변위제어법(displacement control strategy)(Haisler 등, 1977; Batoz 등, 1979; Riks, 1979; Crisfield, 1981)이 폭넓게 사용되고 있다. PSC 구조물의 경우에는 Powell 등(1981)이 제시한 비선형 해법이 안정적으로 널리 쓰여 왔다(Abbas, 1993; Mari, 2000; Ranier 등, 2003).

곡선 PSC 사장교와 같이 복잡한 비선형 특성을 보이는 구조물은 사용하중을 초과하는 하중이 재하될 경우 해를 구하기 위한 반복계산 과정 중에서 콘크리트의 균열이 과도하게 발생하거나 재료상태 및 케이블의 장력이 급격하게 변화할 수 있으며, 이때에는 불평형력이 크게 증가하여 해가 수렴하지 않는 경우가 발생할 수 있다. 특히, 불평형력이 크게 증가할 경우에는 재료상태가 실제와 상당히 다르게 계산될 수 있으며, 이 경우에는 반복계산을 진행해 나가도 실제의 재료상태로 수렴하기 어려워 정확한 구조적 거동을 예측할 수 없게 된다. 따라서 곡선 PSC 사장교와 같이 복잡한 기하학적 형상과 비선형 특성으로 인해 해가 적정한 수렴조건 내로 수렴하지 않는 경우에도 보다 안정적으로 정확한 해를 구할 수 있는 비선형 해석방법이 필요하다.

이 논문에서는 해석과정에서 불평형력이 적정한 수렴조건 내로 수렴하지 않아 하중제어법이나 변위제어법으로 상대적으로 정확히 해를 구할 수 없는 경우에 불평형력을 적정한 비율로 감소시킴으로써 해를 안정적으로 구할 수 있는 불평형력 감쇠(scale-down of the unbalanced load)를 적용한 하중제어법을 제시하고자 한다. PSC 거더교와 곡선 PSC 사장교의 극한해석에 하중제어법과 변위제어법을 적용하여 해의 수렴성을 검토한 후에 불평형력 감쇠를 적용한 하중제어법을 PSC 거더교의 극한해석에 적용하여 이 해석방법의 정당성을 평가한다. 또한 곡선 PSC 사장교의 극한해석을 수행하여 이전 연구자의 연구결과와 비교함으로써 이 논문에서 제시한 불평형력 감쇠를 적용한 하중제어법이 복잡한 비선형 특성으로 인하여 해가 수렴하기 어려운 해석 문제에도 유용

한 해석방법임을 확인하고자 한다.

2. 구조요소 모델 및 재료 비선형 모델

2.1 구조요소 모델

이 논문에서는 PSC 사장교의 해석을 위한 구조요소로서 콘크리트와 보강철근으로 구성된 뼈대요소, PS 강재요소, 곡선 케이블요소를 고려하였다. 3차원 공간 상의 PSC 부재는 뼈대요소와 PS 강재요소로, 지지케이블은 곡선케이블 요소로 이상화하였다. 이 구조요소 모델은 참고문헌(이재석 등, 2005)에 자세히 나타나 있으며 간략히 살펴보면 다음과 같다.

뼈대요소는 임의의 단면형상을 갖고 길이방향으로 단면의 변화가 없는 3절점 직선요소로 가정하였다. 요소의 단면에 관해서는 그림 1과 같이 임의의 단면형상을 표현할 수 있도록 하였고 단면 내에서 변화하는 재료의 성질을 정확히 고려하기 위하여 콘크리트 화이버와 보강철근 화이버로 이상화하였다. 양단에서의 절점은 부재의 축방향을 x축, 횡방향을 y축, 연직방향을 z축으로 할 때, 각 절점에 대해 x, y, z방향 변위와 회전변위의 6개의 자유도를 가지고, 중앙절점은 내부적으로 정의되어 계산과정에서 소거되는 절점으로서 x방향 변위에 대해 1개의 자유도만을 가진다. 일반적으로 뼈대요소의 거동에 가장 영향이 큰 변형률은 x축방향 변형률이므로 이 논문에서는 x축방향 변형률을 고려하였다.

PS 강재는 뼈대 내에서 임의의 형태로 배치된 것을 고려할 수 있도록 뼈대요소의 양 절점에 강체로 연결된 3차원 직선트러스요소로 가정하였다. 즉, 뼈대요소의 양 절점에서의 편심거리를 이용하여 뼈대 내에서 포물선 형태로 배치된 PS 강재를 직선 세그먼트(segment)들로 이상화하였다.

3차원 공간 상에서 케이블요소는 요소의 절점이 2개에서 4개까지 가능한 곡선요소로 이상화하였다. 케이블요소는 단면의 연직방향으로만 응력을 전달할 수 있고, 연직방향 응력

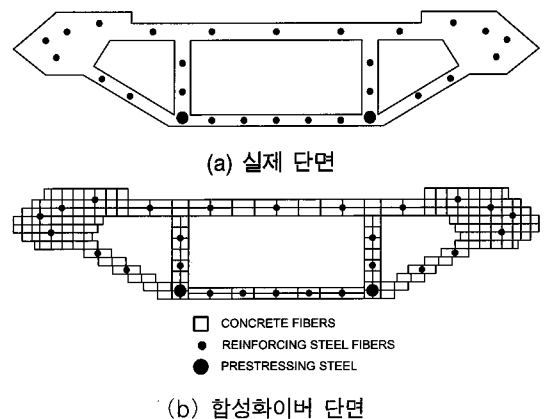


그림 1 이상화된 합성화이버 단면

은 단면에 걸쳐 균등하며 변형 중에 단면의 형상은 변화하지 않는다고 가정하였다. 케이블요소는 하중이 재하될 경우에 복잡한 비선형 거동을 보이므로 케이블의 처짐으로 인한 기하학적 비선형성과 재료의 비선형 응력-변형률 관계를 모두 고려하였다.

2.2 재료의 비선형 모델

PSC 사장교의 비선형 거동 및 극한거동을 정확히 예측하기 위해서는 각 재료의 비선형 응력-변형률 관계를 정확히 고려할 수 있는 재료 모델이 필요하다. 이 논문에서 사용한 재료 비선형 모델은 참고문헌(이재석 등, 2005)에 자세히 설명되어 있으며, 간략히 살펴보면 다음과 같다.

콘크리트의 비선형 응력-변형률 곡선은 Kent 등(1971)과 유사하게 포물선-직선-직선 모델로 가정하였으며 인장균열과 하중반전을 고려하였다. 띠철근이나 나선철근 또는 강관 등으로 보강된 콘크리트 기둥과 같이 특정방향(횡방향)의 변형이 제한된 경우의 콘크리트 거동을 모사하기 위해 압축강도의 증가를 고려했을 뿐 아니라 응력-변형률 곡선의 하강부분에 이어 일정구간의 수평부분을 두어 증가하는 극한변형률을 근사적으로 고려하였다.

보강철근은 비선형 응력-변형률 관계를 고려하기 위해 이중직선(bilinear) 모델로 가정하고, 응력-변형률 곡선 상에서 재료상태를 1)인장 또는 압축, 2)항복상태, 3)하중반전상태, 4)파괴상태로 분류하였다.

PS 강재와 케이블은 보강철근에 비해 인장강도가 크며, 응력-변형률 곡선 상에서 항복점이 명확히 정의되지 않는 특징을 보이기 때문에 비선형 응력-변형률 곡선을 다중직선(multilinear) 모델로 가정하였다.

공간 뼈대요소의 비틀림 모멘트-비틀림각 관계는 삼중직선 모델로 가정하였으며, 하중반전을 고려하기 위해 삼중직선 모델을 두 개의 탄성-완전소성 모델을 더한 Overlay 모델을(Chan, 1982)을 사용하여 유도하였다.

3. 비선형 평형방정식의 해법

3.1 개요

일반적으로 구조물의 비선형 거동을 해석하기 위해서는 재하된 하중이나 변위에 대해 반복계산을 통하여 아래의 증분형태로 표현된 평형방정식(incremental equilibrium equation)을 풀어야 한다.

$$K_T \cdot \Delta r = \Delta R \tag{1}$$

여기서, K_T 는 접선강성도 행렬, Δr 은 각 반복계산단계에서의 변위증분, ΔR 은 절점하중의 증분을 나타낸다.

증분 평형방정식 (1)을 풀기 위한 해석방법으로는 반복계산의 관점에서 볼 때, 단계별 계산방법(step-by-step method), 반복계산방법(iteration method) 및 단계별 반복계산방법(step-iteration method)으로 나누어 볼 수 있다(Bathe, 1996).

단계별 계산방법은 외부하중을 적당한 수의 하중단계로 나누고, 각 하중단계마다 반복계산 없이 식 (1)로 표현된 평형방정식의 해를 구하여 마지막 하중단계까지 누적해 나가는 해석방법이다.

반복계산방법으로는 접선강도법(Newton-Raphson method or tangent stiffness method)와 수정된 접선강도법(modified Newton-Raphson method or modified tangent stiffness method)을 들 수 있다. 접선강도법은 총 외부하중을 재하하고 반복계산을 통하여 식 (1)의 평형방정식의 해를 구하는 방법으로서 매 반복계산마다 접선강성도 행렬을 구하며 불평형력이 수렴조건을 만족할 때까지 반복계산을 한다. 반면에 수정된 접선강도법은 반복계산의 초기 또는 특정조건을 만족하는 반복계산단계까지만 접선강성도 행렬을 구하고 그 이후에는 접선강성도 행렬을 새로 구하지 않은 상태에서 반복계산을 통하여 평형방정식의 해를 구하는 해석방법으로서 역시 불평형력이 수렴조건을 만족할 때까지 반복계산을 한다.

단계별 반복계산방법은 단계별 계산방법과 반복계산방법을 조합한 형태로서 총 외부하중을 적당한 수의 하중단계로 나누고, 각 하중단계마다 반복계산을 통하여 평형방정식의 해를 구하는 해석방법이다. 각 하중단계에서 불평형력이 수렴조건을 만족하면 그 다음 하중단계로 진행하여 이전 하중단계의 불평형력과 현재 하중단계의 하중을 더하여 다시 수렴조건을 만족할 때까지 반복계산을 한다.

이 논문에서는 증분 평형방정식을 풀기 위한 해석방법으로서 단계별 반복계산방법을 근간으로 하였고, 해의 진행을 제어하는 기법으로는 하중제어법과 Powell 등이 제시한 변위 제어법 및 불평형력 감쇠를 적용한 하중제어법을 사용하였다. 각 반복계산에서 접선강성도 행렬은 접선강도법과 수정된 접선강도법의 개념을 모두 채택하여 선택에 따라 새로 구할 것인지 현재의 접선강성도 행렬을 그대로 사용할 것인지를 결정하도록 하였다. 먼저 이 논문에서 사용한 하중제어법 및 변위제어법에 대해 간략히 살펴보고, 불평형력 감쇠를 적용한 하중제어법은 다음 절에서 기술하기로 한다.

3.2 하중제어법

하중제어법은 그림 2와 같이 주어진 하중증분 ΔR^E 에 대하여 식 (1)의 증분 평형방정식을 만족하는 변위증분 Δr 을 반복계산을 통하여 구하는 해석방법이다. 매 반복계산마다 총 절점하중 R^E 에서 내부지지하중 F_i 를 뺀 불평형력 R_i^U 를 다음 반복계산에서의 하중으로 가정하고 수렴조건을 만족할 때까지 반복계산을 통하여 변위 r_E 를 구하는 해석방법이다.

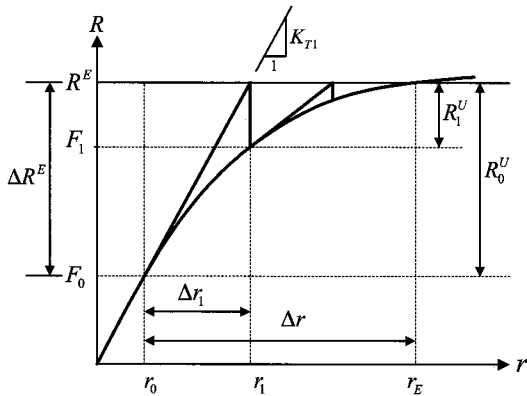


그림 2 하중제어법

3.3 변위제어법

변위제어법은 그림 3과 같이 주어진 변위증분 Δr_1 에 대하여 식 (1)의 증분 평형방정식을 만족하는 하중증분 ΔR^E 을 반복계산을 통하여 구하는 해석방법이다. 매 반복계산마다 변위증분 Δr_1 을 그대로 유지하면서 Δr_1 을 그대로 유지하는데 필요한 외부절점하중증분 ΔR_i^E 을 계산하고 직전단계까지의 총 절점하중 R_{i-1}^E 에 더하여 총 절점하중 R_i^E 을 구한다. 이와 같이 구한 총 절점하중 R_i^E 에서 내부지지하중 F_i 를 뺀 값을 불평형력 R_i^U 로 하여 다음 반복계산에 하중으로 재하하

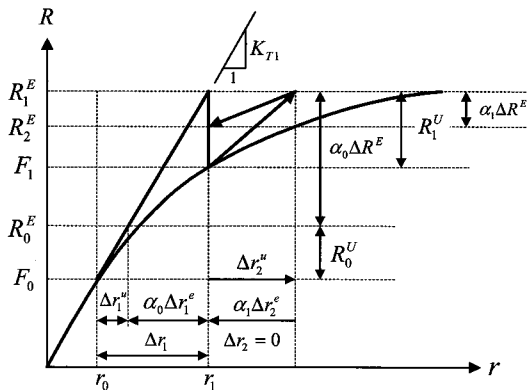


그림 3 변위제어법

고 수렴조건을 만족할 때까지 반복계산을 진행하면서 해를 구하는 해석방법이다(Powell 등, 1981). 극한해석에서 구조물이 파괴에 가까워지면 하중-변위 곡선의 기울기가 0에 근접하여 작은 하중증분이 재하되어도 변위증분이 크게 계산되므로 재료상태가 과도하게 변화하는 경우가 많아 해의 수렴에 문제가 발생할 수 있다. 이러한 경우에 해를 안정적으로 구하기 위해 변위제어법이 사용될 수 있다.

4. 불평형력 감쇠를 적용한 하중제어법

4.1 개요

곡선 PSC 사장교와 같이 복잡한 기하학적 형상 및 비선형성을 보이는 구조물의 극한해석에서 반복계산 중에 콘크리트의 균열발생 영역이 급격하게 증가하거나 콘크리트, PS 강재, 케이블 등의 응력의 증분이 크게 변화하는 경우에는 불평형력이 크게 증가하여 해가 수렴조건 내로 수렴하지 않거나 재료상태가 실제보다 상당히 다르게 계산되는 경우가 발생하여 정확한 극한거동을 구하기 어렵다. 일례를 들면, 불평형력이 크게 증가하여 콘크리트에 실제보다 과도한 균열이 발생하는 것으로 계산되는 경우가 있다면 이후의 반복계산에서 균열이 닫히는 것으로 계산된다 하더라도 한번 균열이 있었던 단면은 균열이 없었던 단면과 구조적 특성이 다르기 때문에 반복계산이 진행됨에 따라 균열이 열리고 닫히는 과정을 반복하면서 불평형력이 감소하지 않아 해가 수렴하지 않는 경우가 발생할 수 있다. 이와 같이 반복계산 중에 불평형력이 크게 증가하여 해를 구할 수 없는 경우에 보다 안정적이고 정확하게 극한거동을 예측하기 위한 해석방법으로서 불평형력 감쇠를 적용한 하중제어법을 제시하고자 한다.

불평형력 감쇠를 적용한 하중제어법은 앞에서 설명한 하중제어법에 불평형력 감쇠계수를 도입한 해석방법이다. 즉, 그림 4와 같이 이전 하중단계에 대한 반복계산이 수렴한 후 현재의 하중단계에서 새롭게 정의되는 불평형력 R_0^U 에 불평형력 감쇠계수 β 를 곱한 βR_0^U 을 현재 반복계산에서의 하중으로 재하하고 수렴조건을 만족할 때까지 반복계산을 통하여 증분 평형방정식의 해를 구하는 해석방법이다. 여기서, 불평형력 감쇠계수는 이전 반복계산에서 발생한 불평형력으로서 정의하는 매 반복계산에서의 하중증분을 일정한 비율로 감소시킴으로써 반복계산의 진행에 따른 콘크리트 균열의 진행속도를 지연시키거나 급격하게 변화하는 재료상태를 다음 계산단계로 지연시키는 역할을 하여 각 반복계산에서 불평형력의 크기를 감소시키거나 불평형력의 변동 폭을 감소시킴으로써 안정적인 해를 구할 수 있도록 한다. 각 반복계산에서 해의

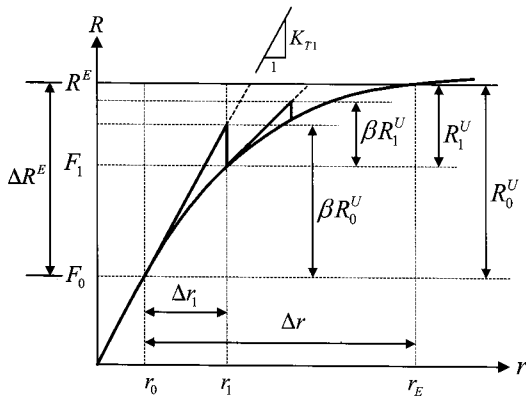


그림 4 불평형력 감쇠를 적용한 하중제어법

수렴 여부를 평가하기 위해 사용되는 불평형력으로는 불평형력 감쇠계수를 곱하지 않은 실제로 계산된 불평형력을 사용한다. 불평형력 감쇠계수는 0보다 크며 1.0보다 작은 값을 사용할 수 있으며 값이 작아질수록 반복계산 수는 증가하나 해를 안정적으로 수렴시킨다. 일반적으로 구조물의 재료 비선형 모델, 기하학적 형상, 재하조건 및 지지조건 등에 따라 해의 수렴성이 변화하기 때문에 특정문제에 대한 최적의 감쇠계수를 명확히 정의하기 어려운 점이 있다. 따라서 불평형력 감쇠계수는 여러 번의 해석을 통하여 구조물의 극한거동을 안정적이고 정확하게 추적할 수 있도록 적합한 값으로 결정되어야 한다.

4.2 비선형 해석과정

구조물의 비선형 거동을 해석하기 위해서는 주어진 외부하중을 절점하중으로 변환하여 이 외부절점하중을 적당한 수의 하중단계로 분할하고, 각 하중단계에 대해 증분형태로 유도된 비선형 평형방정식을 풀어야 한다. 각 반복계산단계에서 재료의 비선형성과 기하학적 비선형성으로 인하여 주어진 하중과 내부응력에 의한 등가하중의 차이인 불평형력이 발생하며 이 불평형력이 수렴조건을 만족할 때까지 다음 과정을 반복적으로 계산한다.

- 1) 현재의 형상 및 재료성질을 기준으로 각 요소의 접선강성도를 구하여 전체 구조물의 접선강성도 행렬 K_T 를 구한다.
- 2) 주어진 하중단계에 대한 절점하중의 증분을 ΔR 이라고 하면 증분 평형방정식 (1)을 풀어 절점변위의 증분 Δr 을 구한다. 불평형력 감쇠계수를 적용한 해석을 할 경우에는 이전 반복계산에서 발생한 불평형력 R^U 에 불평형력 감쇠계수 β 를 곱한 값을 절점하중의 증분 ΔR 로 하여 증분 평형방정식 (1)을 푼다.

- 3) 절점변위증분으로부터 각 요소의 변형률 증분 $\Delta \epsilon$ 을 구하고 이전 계산단계까지의 총 변형률에 더하여 현재의 총 변형률 ϵ 을 구한다.
- 4) 절점변위의 증분 Δr 을 이전 계산단계까지 구한 총 절점변위에 더하여 현재의 총 절점변위 r 을 구하고 r 을 기준으로 각 요소의 변형된 형상을 새로 정의한다.
- 5) 총 변형률 ϵ 에서 온도나 크리프, 건조수축, 이완 등에 의해 정의되는 총 비역학적 변형률 ϵ^{NM} 을 빼서 총 역학적 변형률 ϵ^M 을 계산한다. ϵ^M 이 구해지면 현재의 계산단계에서 정의된 비선형 응력-변형률 관계를 고려하여 각 요소의 응력 σ 를 구한다.
- 6) 각 요소의 응력에 의한 등가절점하중을 계산하며 각 절점별로 모두 더하여 전체 구조물의 절점별 내부지지하중(internal resisting load) F 를 계산한다.
- 7) 현재의 총 절점하중 R^J 에서 내부지지하중 F 를 빼서 불평형력 R^U 를 계산한다.

$$R^U = R^J - F \tag{3}$$

- 8) 불평형력 R^U 를 ΔR 로 하여 단계 1)부터 다시 계산을 한다.

각 절점하중의 증분에 대하여 불평형력 R^U 가 주어진 수렴조건을 만족할 때까지 단계 1)부터 8)까지 반복계산을 하며 불평형력이 주어진 수렴조건을 만족하면 불평형력을 다음 하중단계의 절점하중의 증분 ΔR 에 더하여 단계 1)부터 8)까지 반복계산을 한다.

5. 불평형력 감쇠를 적용한 극한해석

5.1 개요

직선 PSC 거더교를 대상으로 하중제어법과 변위제어법을 이용한 극한해석을 수행하여 해의 수렴성을 검토하고, 불평형력 감쇠를 적용한 PSC 거더교의 극한해석을 수행하여 불평형력 감쇠계수의 크기에 따른 해의 정확성과 효율성을 검토하였다.

또한 곡선 PSC 사장교를 대상으로 하중제어법과 변위제어법을 이용한 극한해석을 수행하여 해가 수렴하는 해석단계까지의 수렴성을 검토하고, 해가 수렴하지 않는 해석단계에 불평형력 감쇠계수를 적용하여 해의 수렴성에 대한 개선효과를 살펴보았다. 마지막으로 불평형력 감쇠를 적용한 곡선 PSC 사장교의 극한해석을 수행하여 타 연구자의 연구결과와 비교함으로써 불평형력 감쇠를 적용한 극한해석방법이 곡선

PSC 사장교와 같이 복잡한 비선형성을 갖는 구조물의 극한 거동을 예측하는데 적합한 해석방법임을 확인하였다.

5.2 PSC 거더교의 극한해석

PSC 거더교는 그림 5(a), (b)와 같이 박스형 단면을 갖는 3경간 직선교량이다(Choudhury, 1986). PS 강재는 그림 5(c)와 같이 포물선 형태로 배치되며 포스트텐션방식으로 긴장한다. PS 강재의 단면적은 웨브(web)당 84.90cm^2 로 총 169.80cm^2 이고, 단에서 웨브당 $11,832\text{kN}$ 으로 긴장하였다. 교량은 교량중양에 대해 좌우측으로 대칭이므로 반만 해석하였다. 하중은 Choudhury와 같이 총 $1,388\text{kN}$ 의 트럭하중이 내측경간에 작용하는 경우를 고려하기 위하여 그림 5(d)와 같이 3개의 213.5kN 하중과 1개의 106.8kN 하중이 5.49m 간격으로 작용하는 것으로 가정하였다. 해석순서를 보면 최초에 트럭하중을 재하하여 하중제어법으로 해석을 하였다. 이후부터는 하중제어법의 경우에는 트럭하중의 증분을 단계별로 증가시키며 해석을 하였고, 변위제어법의 경우에는 내측경간 중앙부의 연직방향 처짐을 단계별로 증가시키며 해석을 하였다. 이 논문에서 극한하중은 PSC 거더의 국부파괴(local failure)가 발생하기 바로 직전 해석단계까지 재하된 하중으로 가정하였다. 극한상태에 근접하면 해석단계별 하중의 증분이 상당히 작아지므로 국부파괴가 발생한 해석단계까지 재하된 하중과 그 직전의 해석단계까지 재하된 하중 사이에 거의 차이가 없게 된다. 국부파괴는 PSC 거더 단면 내의 콘크리트, 보강철근, 혹은 PS 강재의 어느 부분이라도 재료상태가 파괴상태에 도달하는 경우로 가정하였다. 콘크리트의 재료특성모델로는 ACI 모델(ACI Committee 209, 2002)을 사용하였으며, 각 재료의 성질은 다음과 같다.

콘크리트 :

$$28\text{일 압축강도 } f'_c = 27.6\text{MPa}$$

$$\text{탄성계수 } E_c = 24.9\text{GPa}$$

$$\text{극한변형률 } \epsilon_{cu} = 0.004$$

보강철근 :

$$\text{항복응력 } f_y = 413.7\text{MPa}$$

$$\text{탄성계수 } E_s = 200.0\text{GPa}$$

$$\text{극한변형률 } \epsilon_{su} = 0.03$$

$$\text{단면적 비율} = 0.3\%$$

PS 강재 :

$$\text{극한응력 } f_u = 1,862\text{MPa}$$

$$\text{탄성계수 } E_p = 189.6\text{GPa}$$

$$\text{극한변형률 } \epsilon_{pu} = 0.058$$

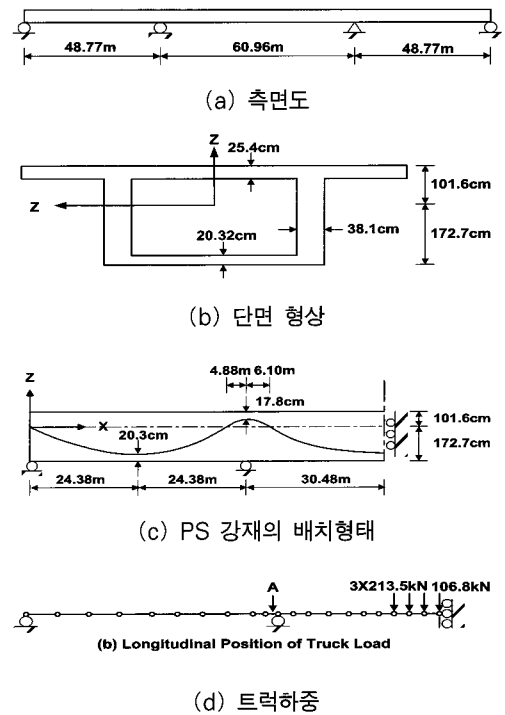


그림 5 3경간 PSC 박스 거더

먼저 PSC 거더교의 해석결과를 검증하기 위해 하중증가에 따른 내측경간 중앙부에서의 처짐의 변화를 Choudhury의 연구결과와 비교하여 그림 6에 나타냈으며, 두 결과가 상당히 유사함을 알 수 있다. PSC 거더교의 극한하중은 이 논문에서 트럭하중의 6.0배로 나타났고, Choudhury의 5.8배와 약 3.4%의 차이를 보이고 있다. 파괴는 두 결과 모두 내측지점부의 콘크리트의 압축연단에서 시작되었다.

표 1에는 하중제어법과 변위제어법을 이용한 PSC 거더의 극한해석에 대하여 반복계산 수와 극한하중 재하상태에서 내측경간의 최대 처짐을 나타냈다. 반복계산 수는 최초 사하중이 재하된 경우에 대한 해석에서의 반복계산 수를 제외하여 나타냈다. 변위제어법을 이용한 해석은 최초 사하중이 재하된 이후에 변위증분을 각각 2.5cm, 5.0cm, 10.0cm씩 증가시켰고, 하중제어법을 이용한 해석에서는 변위제어법과 해석단계(solution step)의 수가 같도록 하중증분의 크기를 결정하여 각각 case1, case2, case3으로 정의하고 극한해석을 수행하였다. 두 해석방법에 있어 case1, case2, case3에 대하여 극한하중은 트럭하중의 6.0배로 모두 동일하게 나타났고, 극한하중에서의 최대 처짐은 내측경간의 중앙부에서 약 107cm로 거의 동일하게 나타났다. 극한하중이 재하될 때까지의 반복계산 수는 변위제어법을 이용한 해석이 하중제어법을 이용한 해석보다 case1은 38%, case2는 38%, case3은 8% 많은 것으로 나타났다.

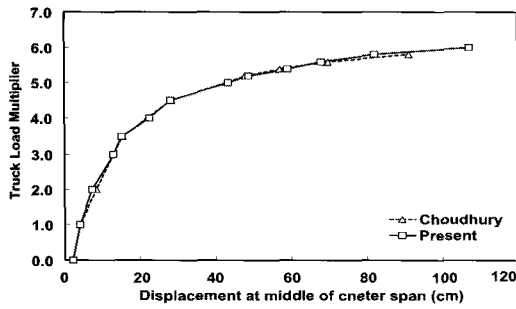


그림 6 하중-변위관계

표 1 PSC 거더의 극한해석 결과

	하중제어법		변위제어법	
	반복계산 수(회)	최대 처짐 (cm)	반복계산 수(회)	최대 처짐 (cm)
case1	255	106.68	351	107.01
case2	164	106.71	226	107.01
case3	173	106.20	187	107.01

표 2에는 하중제어법 case2와 같은 하중조건 하에서 최초 균열이 발생하는 하중단계(트럭하중의 2.0배)부터 국부파괴가 발생하는 해석단계까지 불평형력 감쇠계수를 1.0에서 0.5까지 변화시키면서 극한해석을 수행한 경우에 대한 반복계산 수와 극한하중에서의 최대 처짐, 최대 정모멘트 및 최대 부모멘트를 나타냈다. 반복계산 수는 불평형력 감쇠계수가 적용된 해석단계, 즉 최초 균열이 발생하는 해석단계부터 국부파괴가 발생하기 직전 해석단계까지의 반복계산 수로 나타났다. 불평형력 감쇠계수를 1.0에서 0.5까지 변화시킨 경우에 극한하중은 트럭하중의 6.0배로 모두 동일하게 나타났고, 극한하중에서의 최대 처짐과 최대 정모멘트 및 최대 부모멘트 또한 거의 동일하게 나타났다. 반면, 반복계산 수는 불평형력 감쇠계수가 작아질수록 즉, 불평형력의 감소비율이 증가할수록 크게 나타났으며, 불평형력 감쇠계수가 0.5인 경우의 반복계산 수는 불평형력 감쇠계수가 1.0인 경우보다 128%증가하였다. 여기서 불평형력 감쇠계수가 1.0인 경우는 불평형력을 감쇠시키지 않는 기존의 하중제어법에 해당된다.

표 2 불평형력 감쇠계수의 크기에 따른 극한해석 결과

불평형력 감쇠계수	반복계산 수(회)	최대 처짐(cm)	최대 정모멘트(kN·m)	최대 부모멘트(kN·m)
1.00	152	106.71	74,822	-81,637
0.95	158	106.71	74,822	-81,637
0.90	175	106.73	74,826	-81,634
0.80	198	106.65	74,824	-81,636
0.70	240	106.68	74,828	-81,631
0.60	283	106.65	74,828	-81,632
0.50	347	106.68	74,829	-81,631

이 예제의 경우에는 하중제어법을 이용한 PSC 거더의 극한해석이 변위제어법을 이용한 극한해석보다 반복계산 수에 있어서 우수한 것으로 나타났다. 한편 불평형력 감쇠계수를 적용한 극한해석의 경우에는 불평형력 감쇠계수가 작아질수록 즉, 불평형력의 감소비율을 크게 할수록 해의 수렴속도가 지연되어 반복계산 수는 크게 증가하였으나 극한거동은 거의 동일하게 예측하는 것을 확인하였다. 따라서 이 논문에서 제안한 불평형력 감쇠계수를 적용한 해석방법이 PSC 거더와 같이 복잡한 비선형성을 갖는 구조물의 극한거동을 예측하는데 있어 비록 기존의 하중제어법이나 변위제어법에 비해 반복계산 수는 증가하나 정확한 해를 주는 정당한 해석방법임을 확인하였다.

5.3 곡선 PSC 사장교의 극한해석

예제로 채택한 곡선 PSC 사장교는 Abbas(1993)에 의해서도 해석된 바 있으며, 그림 7(a)과 같이 케이블에 의해 압박에 지지된 형태의 구조물이다. 상판은 그림 7(b)와 같이 서로 다른 5개의 단면형상을 갖고 단면의 형상 및 보강철근에 대한 정보는 그림 8에 대표적인 단면 A, E에 관하여 나타났다. 단면 E에서 posts는 비틀림 보강재로서 부재의 주축방향 강성에는 커다란 영향을 주지 못하기 때문에 Abbas와 동일하게 posts에 대한 강성은 해석에 포함되지 않았다. 케이블과 상판의 세그먼트 번호는 그림 9에 나타냈고, 나머지 단면에 대한 정보와 PS 강재 및 케이블의 재원은 참고문헌(Abbas, 1993)에 자세히 나타나 있다. 극한해석에 있어서는 교량이 동시에 시공되었다고 가정하고 재료의 비선형형성과 기하학적 비선형성을 모두 고려한 해석을 하였으며 콘크리트 재령은 28일로 가정하였다. 재료특성모델로는 ACI 모델(ACI Committee 209, 2002)을 채택하였으며, 각 재료의 성질은 다음과 같다.

콘크리트 :

$$28\text{일 압축강도 } f'_c = 34.5\text{MPa}$$

$$\text{탄성계수 } E_c = 18.63\text{GPa}$$

$$\text{극한변형률 } \epsilon_{cu} = 0.0075$$

보강철근 :

$$\text{항복응력 } f_y = 413.7\text{MPa}$$

$$\text{탄성계수 } E_s = 200.0\text{GPa}$$

$$\text{극한변형률 } \epsilon_{su} = 0.12$$

PS 강재 :

$$\text{항복응력 } f_v = 1,696\text{MPa}$$

$$\text{극한응력 } f_u = 1,862\text{MPa}$$

탄성계수 $E_s = 200.0\text{GPa}$

극한변형률 $\epsilon_{su} = 0.042$

케이블 :

항복응력-변형률 $\sigma_y = 1,695\text{MPa}$, $\epsilon_y = 0.00847$

극한응력-변형률 $\sigma_u = 1,862\text{MPa}$, $\epsilon_u = 0.0419$

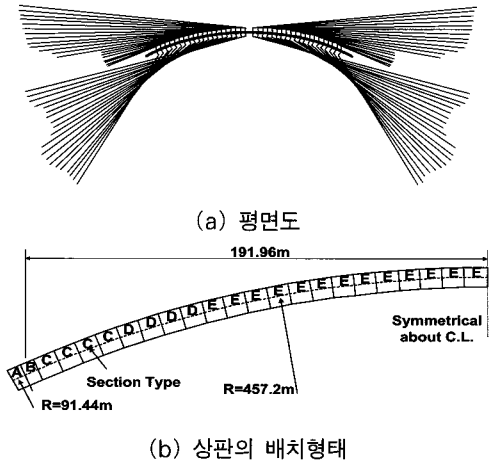
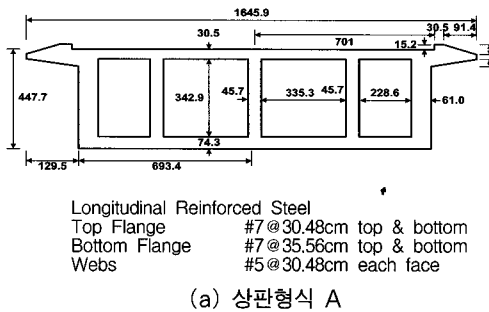
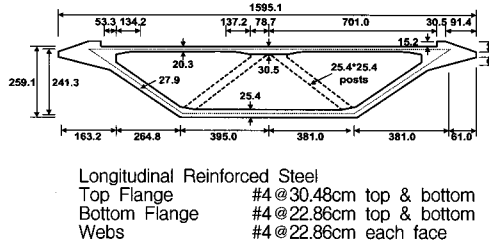


그림 7 곡선 PSC 사장교의 기하학적 형상



(a) 상판형식 A



(b) 상판형식 E

그림 8 단면형식 및 보강철근량(단위 : cm)

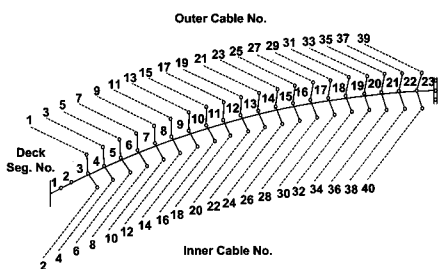


그림 9 케이블과 상판의 세그먼트 번호

5.3.1 해의 수렴성 비교

하중제어법과 변위제어법을 이용한 곡선 PSC 사장교의 극한해석을 수행하여 해의 수렴성을 검토하였다. 해석은 먼저 사하중을 동시에 재하하여 하중제어법으로 해석하고 난 후에 추가적으로 하중을 단계별로 증가시키며 하중제어법을 이용하여 해석하거나 중앙경간의 연직방향 변위를 단계별로 증가시키며 변위제어법을 이용하여 해석하였다. 변위제어법을 이용한 해석에서는 변위증분은 2.5cm씩 증가시켰고, 하중제어법을 이용한 해석에서는 변위제어법과 해석단계(solution step)의 수가 같도록 하중증분의 크기를 정의하였다. 두 해석방법 모두 그림 10에 나타낸 하중-횡방향 변위 곡선과 같이 사하중의 1.32배가 재하되었을 때까지는 해가 잘 수렴하였으나 그 이상의 하중이 재하되었을 때에는 그림 11과 같이 중앙경간에 근접한 22번 세그먼트에서 하부플랜지의 내측과 내측 웨브의 일부에서 추가로 균열이 발생하며 불평형력이 크게 증가하여 해가 수렴하지 않았다. 이와 같이 해가 수렴하지 않는 하중단계는 이 논문에서 제안한 불평형력 감소계수를 적용한 해석을 수행함으로써 극한거동을 보다 안정적으로 예측할 수 있다.

표 3에는 하중제어법과 변위제어법을 이용한 해석에서 해가 수렴하는 해석단계까지의 결과를 나타냈으며, 해가 수렴하는 해석단계까지 재하된 하중과 상판의 연직방향 처짐 및 횡방향 처짐은 두 해석방법에서 거의 동일한 결과를 보였다. 해가 수렴하는 단계까지의 반복계산 수는 최초 사하중이 재하된 해석에서의 반복계산 수를 제외한 수로 나타냈으며, 하중제어법을 이용한 해석이 변위제어법을 이용한 해석보다 반복계산 수가 68회 많았다.

표 4에는 하중증분 및 변위증분의 크기를 변화시키며 해석을 수행하여 해가 수렴하는 해석단계까지의 반복계산 수를 나타냈으며, 최초 사하중이 재하된 해석에서의 반복계산 수는 제외하였다. 변위제어법을 이용한 해석은 최초 사하중이 재하된 이후에 변위증분을 각각 2.5cm, 5.0cm, 10.0cm씩 증가시켰고, 하중제어법을 이용한 해석은 변위제어법과 해석단계(solution step)의 수가 같도록 하중증분의 크기를 결정하여 각각 case4, case5, case6으로 정의해서 해석하였다. 두 해석방법에 의한 해석결과를 보면 해가 수렴하는 하중단계까지 연직방향 최대 처짐 및 횡방향 최대 처짐은 case4, case5, case6에서 거의 동일하게 나타났으며, 반복계산 수는 하중제어법을 이용한 해석이 변위제어법을 이용한 해석보다 case4은 12%, case5는 14%, case6은 9% 많은 것으로 나타났다.

이어서 하중제어법 case4와 같은 하중조건 하에서 해가 수렴하지 않는 해석단계에 불평형력 감소계수를 적용하여 해

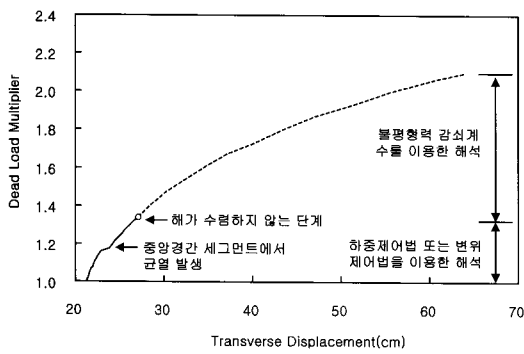


그림 10 하중-횡방향 변위 곡선

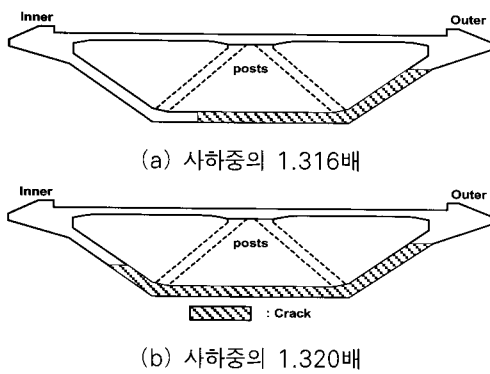


그림 11 22번 세그먼트의 균열상태

표 3 해가 수렴하는 해석단계까지의 해석결과

	하중제어법	변위제어법
재하하중	사하중의 1.32배	사하중의 1.32배
반복계산 수	649	581
연직방향 최대 처짐 (cm)	141.76	141.83
횡방향 최대 처짐 (cm)	26.57	26.57

표 4 해가 수렴하는 해석단계까지의 반복계산 수

	하중제어법	변위제어법
case4	649	581
case5	423	370
case6	263	241

를 수렴시킬 수 있었으며 불평형력 감쇠계수의 변화에 따른 반복계산 수를 표 5에 나타냈다. 이 해석단계에서는 불평형력 감쇠계수를 0.96으로 하였을 때 최초로 해가 수렴하였으며, 0.84에서 0.81 사이의 값을 적용하였을 때 가장 안정적이고 효율적으로 해를 구할 수 있었다. 불평형력 감쇠계수를 0.8 이하로 감소시킨 경우에는 해의 수렴속도가 감소하는 것으로 나타났다. 불평형력 감쇠계수의 변화에 따른 해석결과 는 모두 동일하였다.

표 5 불평형력 감쇠계수의 크기에 따른 반복계산 수

불평형력 감쇠계수	0.96	0.9	0.84-0.81	0.8	0.7	0.6	0.5
반복계산 수	73	38	33	35	42	49	60

해의 수렴성을 최대화하는 최적의 불평형력 감쇠계수는 각 하중단계마다 콘크리트의 균열과 재료상태의 변화 및 케이블의 장력변화에 따라 달라질 수 있으므로 각 하중단계에 적합한 불평형력 감쇠계수를 모두 찾아 적용하는 것은 매우 어려운 일이다. 따라서 불평형력 감쇠계수는 그림 12와 같이 여러 개의 하중단계를 몇 개의 그룹으로 나누고, 각 하중단계 그룹에 적합한 불평형력 감쇠계수를 해석을 통해 찾은 후에 최종 해석에 적용함으로써 극한거동을 안정적으로 예측할 수 있다.

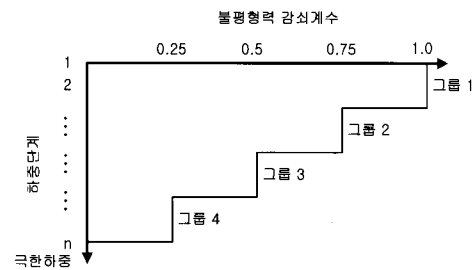


그림 12 불평형력 감쇠계수의 적용

지금까지의 해석결과를 살펴보면, 이 예제의 경우에는 PSC 거더의 극한해석과 달리 변위제어법을 이용한 해석이 하중제어법을 이용한 해석보다 해의 수렴성이 다소 우수한 것으로 나타났으며, 해가 수렴하지 않는 해석단계에 불평형력 감쇠계수를 적용함으로써 보다 안정적으로 해를 구할 수 있음을 확인하였다.

5.3.2 불평형력 감쇠계수를 적용한 극한해석

여기서는 불평형력 감쇠계수를 적용한 곡선 PSC 사장교의 극한해석을 수행하여 Abbas(1993)의 연구결과와 비교하였다. 적절한 불평형력 감쇠계수를 도출하기 위해 가정한 여러 개의 계수를 사용하여 해석을 수행한 결과 대부분의 해석 단계에서 0.5인 경우가 수렴성이 좋았고, 극한하중에 근접해서는 0.25가 수렴성이 좋은 것으로 나타났다. 따라서 불평형력 감쇠계수는 초기에 0.5를 사용하였고, 극한하중에 근접해서는 0.25를 사용하였다. 이 논문에서 극한하중은 교량의 국부파괴(local failure)가 발생하기 직전 해석단계까지 재하된 하중으로 가정하였다. 해석순서를 보면 최초로 케이블과 PS 강재의 초기 장력을 도입함과 동시에 사하중을 재하하여 해석한 후에 하중을 증가시키면서 국부파괴가 발생할 때까지 단계별로 해석을 하였다.

그림 13에는 곡선 PSC 사장교의 하중-연직방향 변위 곡선

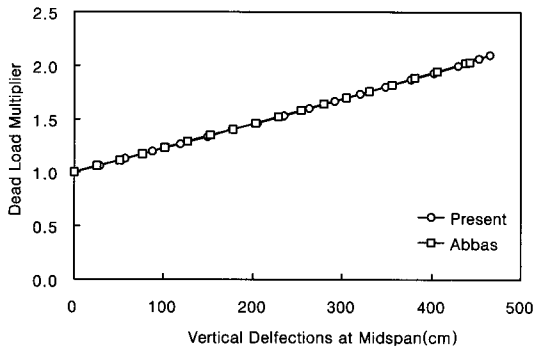


그림 13 하중-연직방향 변위 곡선

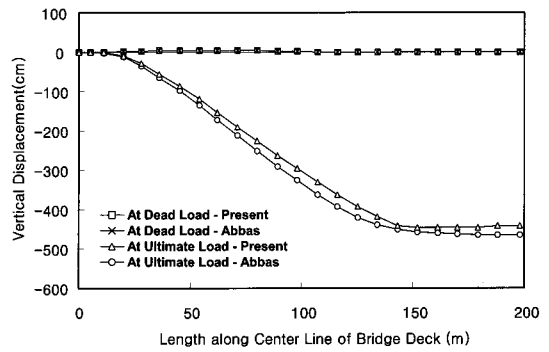
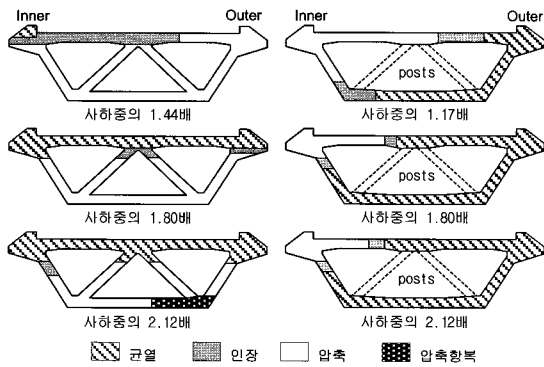


그림 15 상판의 연직방향 처짐 비교



(a) 3번 세그먼트 (b) 23번 세그먼트
그림 14 콘크리트의 재료상태 변화

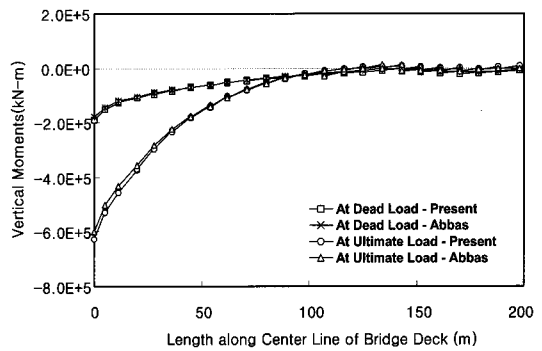


그림 16 상판의 횡방향 처짐 비교

을 나타냈으며, Abbas의 연구결과와 상당히 유사한 결과를 보임을 확인할 수 있다. 이 논문에서 곡선 PSC 사장교의 극한하중은 사하중의 2.12배로서 Abbas의 2.03배보다 약 4.4% 정도 크게 나타났다. 극한하중에서의 재료상태는 Abbas의 연구결과와 동일하게 3번 세그먼트의 하부 플랜지에서 철근과 콘크리트 화이버가 압축항복상태에 도달하였고, 3번 세그먼트의 비틀림 모멘트가 비틀림 균열 모멘트를 초과하였다.

그림 14에는 하중의 증가에 따른 콘크리트의 재료상태 변화를 나타냈다. 사하중의 1.44배가 재하되었을 때 3번 세그먼트는 상부플랜지의 내측에서 최초로 균열이 발생하였고, 점차적으로 하중이 증가하면서 균열은 인접한 콘크리트로 전파되었다. 극한하중 재하상태에서는 상부플랜지의 전부와 웨브의 일부에서 균열이 발생하였고 하부플랜지의 외측에서 압축항복상태에 도달하였다. 극한하중 이상으로 하중을 재하하면 3번 세그먼트의 하부 플랜지 외측에서 콘크리트의 압축변형률이 극한변형률을 초과하여 압축파괴를 일으켰다. 세그먼트 23은 사하중의 1.17배가 재하되었을 때 상부플랜지의 외측과 외측 웨브 및 하부플랜지에서 단면의 42%정도가 동시에 균열을 일으켰으며, 극한하중 재하상태에서는 상부플랜지의 내측과 내측 웨브의 일부를 제외한 대부분의 콘크리트에서 균열이 발생하였다. 그림 14(a)의 3번 세그먼트에서 균열과

압축의 경계부에 인장이 발생하지 않은 이유는 균열에 인접한 화이버의 중심이 압축영역에 있기 때문이며, 화이버를 더욱 세밀하게 나눌 경우에는 균열에 인접한 화이버에서 인장이 발생하나 Abbas와 해석조건을 같게하기 위해 콘크리트 단면을 Abbas와 동일하게 정의하였다.

그림 15와 16에는 사하중과 극한하중이 재하되었을 때 상판의 연직방향 처짐과 횡방향 처짐을 Abbas의 연구결과와 비교하였다. 사하중이 재하되었을 때 상판의 연직방향 처짐은 그림 15와 같이 Abbas의 연구결과와 거의 유사하게 나타났다. 극한하중이 재하되었을 때의 상판의 연직방향 최대 처짐은 이 논문에서 465.1cm로 Abbas의 442.0cm보다 약 5.2%정도 크게 나타났다. 상판의 횡방향 최대 처짐은 그림 16과 같이 사하중이 재하되었을 때, 이 논문과 Abbas의 연구결과 모두에서 약 20cm정도로 나타났고, 극한하중이 재하되었을 때에는 이 논문에서 64.2cm로 Abbas의 60.3cm보다 약 6.4%정도 크게 나타났다.

그림 17, 18, 19, 20에는 사하중과 극한하중이 재하되었을 때의 상판의 모멘트와 축력을 요소좌표계에 대해 나타냈다. 사하중이 재하되었을 때 상판의 연직방향 모멘트와 횡방향 모멘트, 비틀림 모멘트, 축력은 이 논문과 Abbas의 연구결과가 유사하게 나타났다. 극한하중 재하상태에서 지점부의 연직방향 부모멘트는 $-6.27 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 로서 Abbas의 $-5.99 \times 10^5 \text{ k}$

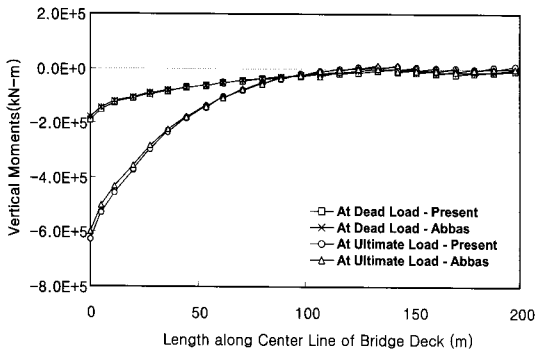


그림 17 상판의 연직방향 모멘트 비교

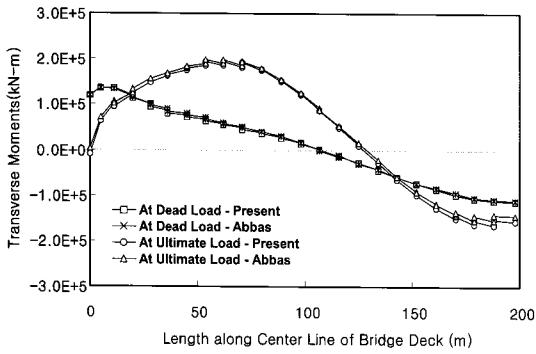


그림 18 상판의 횡방향 모멘트 비교

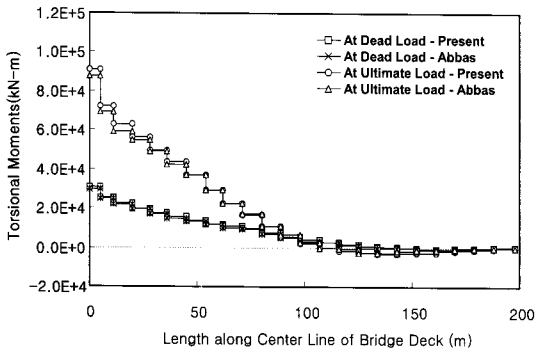


그림 19 상판의 비틀림 모멘트 비교

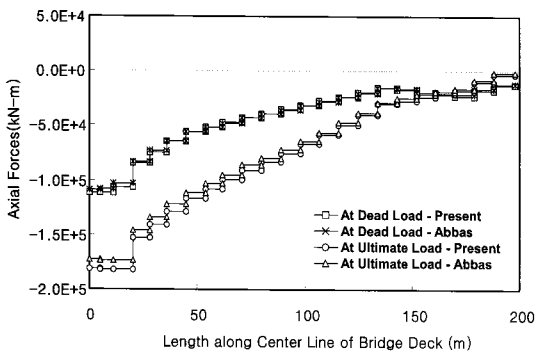
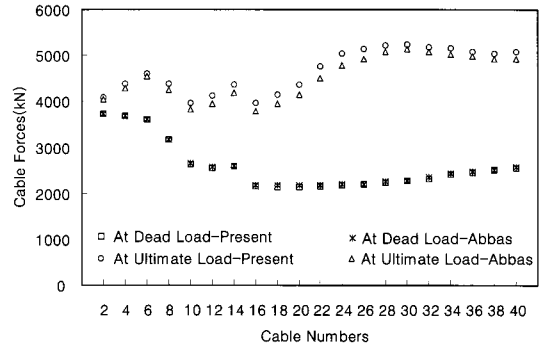
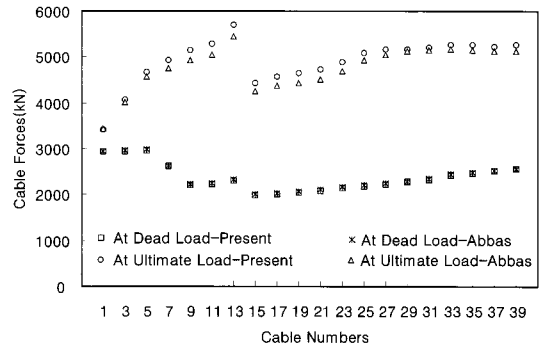


그림 20 상판의 축력 비교

N·m와 4.7%의 차이를 보였고, 이 논문에서 지점부의 횡방향 모멘트는 $-9.44 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 로 부모멘트를 나타낸 반면



(a) 내측 케이블



(b) 외측 케이블

그림 21 사하중과 극한하중에서 케이블의 장력 비교

Abbas는 $4.15 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 로 정모멘트를 나타냈으나 최대 횡방향 모멘트($1.95 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}$)를 기준으로 보았을 때 그 차이는 크지 않은 것으로 나타났다. 지점부의 비틀림 모멘트는 $9.11 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 로서 Abbas의 $8.78 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 와 3.8%의 차이를 보였으며, 지점부의 축력은 $-1.81 \times 10^5 \text{ kN}$ 으로서 Abbas의 $-1.72 \times 10^5 \text{ kN}$ 와 5.0%의 차이를 보였다.

그림 21에는 사하중과 극한하중이 재하되었을 때 케이블의 장력을 나타냈다. 사하중 재하상태에서 케이블의 인장력은 Abbas의 해석결과와 거의 유사하게 나타났고, 극한하중 재하상태에서 내측 케이블의 인장력은 24번 케이블에서 Abbas의 해석결과와 5.4%의 가장 큰 차이를 보였으며, 외측 케이블의 인장력은 13번 케이블에서 Abbas의 해석결과와 4.7%의 가장 큰 차이를 보였다. 극한하중 재하상태에서 내·외측 케이블의 인장력이 Abbas의 연구결과보다 다소 크게 나타났으나 케이블의 인장력 분포는 Abbas의 연구결과와 상당히 유사함을 알 수 있다.

이 논문에서 제시한 극한해석방법을 통하여 예측한 곡선 PSC 사장교의 극한하중과 극한하중에서의 상판의 처짐, 모멘트 및 케이블의 장력이 Abbas의 연구결과와 다소 차이를 보이는 것은 상판의 상세한 단면정보의 부재에 따른 단면모델 상의 차이와 뼈대요소에 대한 모델방법의 차이에서 기인한 것으로 판단된다. 이 논문에서는 뼈대요소를 3절점 직선요소로 가정하고 콘크리트와 보강철근 화이버의 변형률과 응

력을 3점 Gauss 적분법을 이용하여 계산하였으나 Abbas는 뼈대요소를 4개의 제어단면(control section)으로 정의하고 각 제어단면 사이에서 콘크리트와 보강철근 화이버의 변형률과 응력을 2점 Gauss 적분법을 이용하여 계산하였다. 또한 이 논문에서는 보요소에 대한 기하강성도 행렬을 유도하여 사용한 반면, Abbas는 트러스요소에 대한 기하강성도 행렬을 유도하여 사용하였다.

이 예제를 통하여 불평형력 감쇠계수를 적용한 극한해석방법을 사용할 경우 반복계산 중에 과도하게 발생하는 콘크리트의 균열과 급격하게 변화하는 재료상태로 인해 증가하는 불평형력을 완화함으로써 기존의 하중제어법과 변위제어법으로는 해를 구하기 어려운 문제의 경우라도 안정적으로 해를 얻을 수 있음을 확인하였다. 이에 더하여 극한해석 결과를 Abbas의 연구결과와 비교해 본 결과 불평형력 감쇠계수를 적용한 해석방법이 곡선 PSC 사장교와 같이 복잡한 형상과 비선형성을 갖는 PSC 구조물의 극한거동을 예측하는데 유용한 해석방법임을 확인할 수 있었다.

6. 결 론

이 논문에서는 비선형 평형방정식의 해법으로 폭 넓게 쓰이고 있으며 이 논문에서도 채택되어 쓰이고 있는 하중제어법과 변위제어법에 대해 간략히 살펴보고, 콘크리트의 과도한 균열과 재료상태 및 케이블 장력의 급격한 변화로 인해 불평형력이 크게 변화하여 두 해법으로 해를 구할 수 없는 경우에 대한 대안으로 불평형력 감쇠를 적용한 하중제어법을 제시하였다. 이 해법들을 PSC 거더교 및 곡선 PSC 사장교의 극한해석에 적용하여 다음과 같은 결과를 얻었다.

1. 불평형력 감쇠계수를 변화시켜 PSC 거더교의 극한거동을 해석한 결과, 불평형력 감쇠계수의 변화와 관계없이 극한거동을 거의 동일하게 예측할 수 있음을 확인하였다. 해의 수렴속도는 불평형력 감쇠계수가 작아질수록 감소하는 것으로 나타났다. 따라서 불평형력 감쇠를 적용한 하중제어법이 해의 수렴속도는 지연시키나 구조물의 극한거동을 예측하는 데 정당한 해석방법임을 확인하였다.
2. 곡선 PSC 사장교의 극한해석과정에서 해가 수렴하지 않는 해석단계에 불평형력 감쇠를 적용한 해석을 수행하여 반복계산 중에 과도하게 발생하는 콘크리트의 균열 및 재료상태의 변화로 인해 증가하는 불평형력을 완화함으로써 보다 안정적으로 해를 수렴시킬 수 있음을 확인하였다. 이후 불평형력 감쇠를 적용한 하중제어법을 통하여 안정적으로 극한거동을 예측할 수 있었으며,

이 극한거동을 이전 연구자의 연구결과와 비교해 본 결과, 두 연구결과가 상당히 유사함을 확인하였다.

따라서 이 논문에서 제시한 불평형력 감쇠를 적용한 하중제어법이 PSC 구조물의 극한거동을 예측하는 정당함을 확인하였고, 특히 곡선 PSC 사장교와 같이 복잡한 기하학적 형상 및 비선형 특성으로 인하여 기존의 하중제어법과 변위제어법으로는 해를 구하기 어려운 PSC 구조물의 극한거동을 예측하는데 유용한 해석방법임을 확인할 수 있었다.

감사의 글

이 논문은 2007년도 충북대학교 학술연구지원사업의 연구비지원에 의하여 연구되었으며 이에 감사드립니다.

참 고 문 헌

- 이재석, 최규천** (2005) 3차원 프리스트레스 콘크리트 뼈대의 비선형 해석, 대한토목학회논문집, 25(1A), pp.163~172.
- Abbas, S.** (1993) Nonlinear geometric, material and time dependent analysis of segmentally erected, three dimensional cable stayed bridges, Report No. UCB/SEMM-93/09, Dept. of Civil Eng., University of California Berkeley.
- ACI Committee 209** (2002) *Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures*, ACI Manual of Concrete Practice, Part 1-2002, American Concrete Institute.
- Bathe, K.J.** (1996) *Finite element procedures*. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs.
- Batoz, J.L., Dhatt, G.** (1979) Incremental Displacement Algorithms for Nonlinear Problem, *Intl. J. for Numerical Methods in Engineering*, 14.
- Chan, E.C.** (1982) Nonlinear geometric, material and time dependent analysis of reinforced concrete shells with edge beams. Report No. UCB/SEMM-82/08, Department of Civil Engineering, University of California Berkeley.
- Choudhury, D.** (1986) Analysis of curved nonprismatic reinforced and prestressed concrete box girder bridges, Report No. UCB/SEMM-86/13, Department of Civil Engineering, University of California Berkeley.
- Crisfield, M.A.** (1981) A Fast Incremental/Iterative Solution Procedure that Handles Snap-Through, *Computers and Structures*, 13.
- Haisler, W.E., Stricklin, J.A.** (1977) Displacement

- Incrementation in Nonlinear Structure Analysis by the Self Correcting Method, *Intl. J. for Numerical Methods in Engineering*, 11.
- Kent, D.C., Park, R.** (1971) Flexural members with confined concrete, *Journal of the structural division, ASCE*, 97(ST7), pp.1969~1990.
- Mari, A.R.** (2000), Numerical Simulation of the Segmental Construction of Three Dimensional Concrete Frames, *Engineering Structures*, 22, pp.586~596.
- Powell, G., Simons, J.** (1981) Improved iteration strategy for nonlinear structures, *Intl. J. for Numerical Methods in Engineering*, 17, pp.1455~1467.
- Ranier, A.B., Francisco, P.S.L.G., Americo, C.F.** (2003) Numerical Model for Prestressed Composite Concrete Flexural Members, *J. of Advanced Concrete Technology*, 1(2), pp.201~210.
- Riks, E.** (1979) An incremental Approach to the Solution of Snapping and Buckling Problems, *Intl. J. of Solids and Structures*, 15.