

MSS공법으로 시공되는 교량의 설계 모멘트 결정

Determination of Design Moments in Bridges Constructed by Movable Scaffolding System

곽 효 경* 손 제 국**

Kwak, Hyo-Gyoung Son, Je-Kuk

(논문접수일 : 2001년 2월 27일 ; 심사종료일 : 2001년 8월 27일)

요 지

이 논문에서는 이동식 지보를 이용한 MSS공법에 의해 건설되는 콘크리트 교량의 설계 모멘트를 산정하기 위한 관계식을 제안하고 있다. 각 시공 단계에 따른 시간 의존적 거동해석을 통해 교량의 부재력 변화와 처짐 변화를 고찰하였으며 변위와 하중조건을 토대로 한 지배방정식을 구성한 후 복잡한 장기 거동 해석 없이 탄성 해석 결과를 토대로 설계 부재력과 임의의 시간 경과 후 모멘트 변화를 예측할 수 있는 관계식을 구성하였다. 나아가 다양한 예제 해석을 통해 제안한 관계식의 적용성을 검증하였으며 모멘트 포락선을 토대로 보다 합리적인 설계 부재력의 산정 방안을 소개하였다.

핵심용어 : MSS공법, 콘크리트 교량, 시공 단계, 크리프, 설계 모멘트

Abstract

In this paper, a relation to calculate design moments for reinforced concrete(RC) bridges constructed by movable scaffolding system(MSS) is introduced. Through the time-dependent analysis of RC bridges considering the construction sequence, the structural responses related to the member forces and deflections are reviewed, and a governing equation for determination of the design moment, which includes the creep deformation, is derived on the basis of the displacement-force condition at every construction stage. By using the relation, the design moment and its variation over time can easily be obtained only with the elastic analysis results without additional time-dependent analysis. In addition, correlation studies with the results by rigorous numerical analyses are conducted to verify the applicability of the introduced relation, and a more reasonable guideline for the determination of design moments is proposed on the basis of the obtained moment envelop.

Keywords : Movable Scaffolding System, RC bridges, construction sequence, creep, design moment

1. 서 론

근자에 들어 사회기반시설의 확충에 따라 도심지는 물론 산간, 바다를 포함한 열악한 시공 여건을 갖는 지역에서도 다양한 형태의 교량이 활발히 건설되고 있다. 특히 콘크리트 교량은 유지관리의 많은 이점으로 인해

차량의 통행이 빈번한 중, 소형 교량에서 널리 사용되고 있다. 그러나 콘크리트 교량은 강 교량과는 달리 콘크리트의 재료적 특성으로 인한 크리프 등의 시간 의존적 거동이 동반되므로, 구조물의 사용성과 안전성을 확보하기 위해서는 채택된 공법에 따라 구조계의 지속적인 변화와 이에 따른 부재력 산정 등 시공단계를 고려한

* 정회원 · 한국과학기술원 토목공학과, 부교수

** 한국과학기술원 토목공학과, 석사과정

• 이 논문에 대한 토론을 2001년 12월 31일까지 본 학회에 보내주시면 2002년 3월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

설계가 이루어져야 한다. 특히 콘크리트 교량의 각 공법 중 교량의 상부구조 시공 시 거푸집이 부착된 특수한 이동식 지보를 이용하여 한 경간씩 시공하는 MSS(Movable Scaffolding System)공법은, 그 공법의 특성상 시간에 따른 부재력과 처짐의 변화가 상대적으로 크게 나타나기 때문에, 정밀 시공을 통한 구조물의 사용성과 저항력 확보를 위해 시공 단계를 고려한 장기거동 해석이 요구된다. 각국의 관련 설계기준^{1),2)}에서도 구조계의 변화가 없는 완성단계를 토대로 한 구조해석 뿐만 아니라 구조계 변화에 따른 부재력 변화와 크리프 등에 의한 시간 의존적 거동의 영향을 고려할 것을 요구하고 있다.

그러나 콘크리트 교량의 시공단계에 따른 시간 의존적 거동해석을 위해서는 전용해석 프로그램⁵⁾을 사용해야 하는데, 이는 작업의 복잡성과 실제 해석상의 어려움으로 인해 구조물의 설계와 해석 시 널리 사용되기에 많은 제약이 따르게 된다. 따라서 실무에서 초기 단면의 결정시 효과적으로 사용할 수 있는 합리적이며 간편하게 장기거동을 모사할 수 있는 관계식의 필요성이 지속적으로 요구되고 있다. 이러한 배경에서 시공단계에 따른 추가적인 탄성 모멘트의 합으로 거동을 모사하는 방법¹³⁾과 크리프에 의한 2차적인 부재력 변화를 보정식으로 나타내는 방법¹¹⁾ 등 콘크리트 교량의 장기거동을 모사할 수 있는 많은 관계식이 제안되어져 왔다. 그러나 기존의 연구들은 장기거동의 해석에서 복잡한 식의 전개를 필요로 하거나 시공방법에 따른 연속 구조물의 장기거동 특성을 충분히 나타내지 못하는 등 적용성에 많은 문제점을 가지고 있다.

따라서 이 논문에서는 각 시공단계에 따른 시간 의존적 거동에 따른 부재력 변화와 처짐 변화를 수치해석을 통해 분석하고 각 경간이 경험하는 부재력의 변화를 토대로 모멘트 포락선(moment envelop)을 구성하였다. 이를 토대로 MSS공법의 특성인 시간에 따른 변위와 하중의 변화를 고려한 지배방정식을 구성한 후, 시공단계의 변화에 따른 탄성 모멘트의 합으로 장기거동을 간편하게 구할 수 있는 관계식을 유도하였으며, 다양한 시공단계 모사를 통해 MSS공법에 의해 시공되는 콘크리트 교량의 보다 합리적이며 효율적인 초기 단면 결정을 위한 설계 부재력의 산정 방안을 제안하고자 한다.

2. 해석 모델

콘크리트의 시간 의존적 거동을 수치적으로 모사하기

위해 제안된 많은 수치모델 가운데 비교적 간단하면서도 응력변화 이력(loading history)을 효과적으로 나타낼 수 있는 크리프 Compliance 전개에 기본을 둔 1차 순환적 단계 알고리즘(the first-order algorithm based on expansion of creep compliance)을 도입하여 크리프 변형을 산정하였다.^{4),8)} 이 알고리즘은 시간에 따라 변하는 전체 응력 이력을 기억할 필요 없이 구하고자 하는 시간단계의 응력증분만을 기억하여 컴퓨터의 기억용량과 계산시간을 줄이는 장점을 가지고 있다. 또한 시공단계 변화에 따른 부재력 변화는 콘크리트의 크리프에 의한 영향이 지배적으로 나타나는 반면, 건조수축에 의한 영향은 상대적으로 작은 관계로 계산의 편의를 위해 건조수축을 고려하지 않았으며, 콘크리트의 재령에 따른 강도와 탄성계수의 증가는 ACI모델³⁾을 토대로 해석에 반영함으로써 시간에 따른 콘크리트의 응력-변형률 관계를 해석에 고려하였다.

임의의 시간에서 발생하는 콘크리트의 변형률은 순간 탄성 변형률인 역학적 변형률과 크리프 변형률, 건조수축 변형률과 같은 비역학적 변형률의 합으로 표현되는데, 이 가운데 역학적 변형률의 크기에 따라 콘크리트의 응력이 결정되어진다. 따라서 계산된 역학적 변형률을 토대로 하중 이력에 따른 콘크리트의 재료성질을 모사하기 위해 Hognestad⁶⁾가 제안한 응력-변형률 관계의 모델을 사용하였으며, 철근의 경우는 선형탄성-선형소성 재료로 크리프 변형이 일어나지 않는 것으로 가정하였다. 그리고 단면을 유한 수의 층(layers)으로 나누어 해석하는 적층단면법을 사용하여 임의의 단면의 평형조건을 토대로 크리프로 인한 시간에 따른 응력 재분배를 고려하였다. 나아가 단면의 깊이 방향으로 서로 다른 재료로 구성된 경우 각 재료의 특성을 해당 층에 직접 적용시킬 수 있도록 하였으며 균열한계를 초과한 층은 해석에서 제외함으로써 균열의 영향을 고려하였다.⁹⁾

이러한 기본적 재료모델을 가정하여 단면의 수직축에 관하여 대칭인 평면 보 요소를 이용한 각 요소의 변위장은 연속이라는 변위법을 바탕으로 요소강성행렬 등 기본적인 식이 유도되었으며, 이들 강성행렬과 절점하중을 이용하여 구조물을 해석함에 있어서는 비선형 구조해석법 가운데 하중 증분법과 반복법을 함께 사용하는 복합법이 사용되었다.⁹⁾ 보다 자세한 해석모델의 유도 및 관련 수식들과 더불어 개발된 해석 알고리즘의 검증을 위한 기존 실험연구와의 비교연구는 참고문헌 10

에서 살펴볼 수 있다.

3. MSS공법에 의한 시공 단계 해석

MSS공법은 거푸집, 동바리의 조립과 해체에 따른 반복작업을 해결하기 위해 상부구조 시공 시 거푸집이 부착된 특수한 이동식 지보를 이용하여 한 경간씩 시공하여 구조체를 연속화하므로(그림 1 참조), 이에 따른 시공 방법의 특성에 따라 구조체의 변화에 따른 부재력과 처짐이 증가 또는 감소되는 변화를 가지게 된다. MSS공법에 의한 시공단계 해석을 위해 예제 구조물은 지간의 길이가 30m이고 등단면을 갖는 5경간 연속 구조물로 콘크리트의 단면적 $A_c=4.5m^2$, 철근비는 인장부와 압축부에 $\rho_s=0.62\%$ 배근된 것으로 가정하고 작용하중은 시공 중 사하중 $DL=10.3t/m$ 가 작용하는 것을 기준으로 하였다. 특히 단면의 상부와 하부 철근량의 차이는 추가적인 크리프 변형을 유발시키게 되나 철근량의 차이에 다른 영향은 단면내의 응력 재분배를 유발시키는 반면 구조물의 길이에 따른 부재력 변화에는 큰 영향을 미치지 못하는 관계로 이 논문에서는 압축축과 인장축의 철근량을 동일한 값으로 가정하였다. 콘크리트의 압축강도는 $f'_c=400kgf/cm^2$ 이며 철근의 탄성계수 $E_s=2.1 \times 10^6 kgf/cm^2$, 항복강도 $f_{sy}=4000kgf/cm^2$ 로 각각 가정하였다. 콘크리트의 극한 크리프 계수는 2.35를 사용하였으며 ACI모델을 토대로 한 시간 의존적 거동해석을 수행하였다.³⁾

MSS공법의 시공단계는 그림 1에 나타낸 바와 같이 타설기간은 25일, 각 시공단계별 시간 간격은 50일을 기준으로 설정하였다. 첫번째 경간의 시공을 나타내는 그림 1의 (a)에서 콘크리트의 타설이 $t=0$ 일에서 이루어

어 진다고 가정하면, 0일에서 25일까지는 지보를 설치하여 콘크리트를 타설한 상태이며 25일에 이동식 지보를 두번째 경간으로 이동시키게 되며 25일부터 첫번째 경간은 하중을 받게 된다. 그림 1의 (b)에서는 50일에서 75일까지는 이동식 지보에 콘크리트를 타설하며 75일에 세번째 경간으로 이동식 지보를 이동시키게 된다. 따라서 75일이 경과한 시점부터 첫번째 경간과 두번째 경간이 연속교의 거동을 나타내게 된다. 이러한 동일한 시간 간격을 유지하면서 이루어지는 후속 경간의 시공 단계를 그림 1의 (c)~(e)에 나타내었으며 지보를 설치하여 콘크리트를 타설하는 시간은 동일하게 25일로 시공할 때 세번째 경간은 125일에, 네번째 경간은 175일에, 마지막의 다섯번째 경간은 225일에 연속교의 거동을 각각 나타내는 것으로 가정하였다.

그림 1에서 가정된 시공단계를 토대로 각 시공단계별로 나타나는 부재력을 살펴보면 그림 2의 (a)에서 보는 바와 같이 첫번째 경간이 시공된 상황에서는 단경간의 구조거동을 나타내므로 모멘트의 분포가 시간에 따라 변화하지 않음을 알 수 있다. 그러나 그림 2의 (b)~(e)에서 나타낸 바와 같이 구조체가 부정정 구조물로 변화함에 따라 각 모멘트의 분포가 시간에 따라 변화하게 된다. 그리고 각 경간에서의 콘크리트 타설 시간과 거푸집의 제거로 인해 타설된 지간의 콘크리트가 구조체로 거동하는 시점이 서로 다르므로 시간에 따른 모멘트 변화의 크기도 다르게 나타나게 된다. 또한 그림 2에서 살펴 볼 수 있는 바와 같이 시공 공법의 특성으로 인해 후속 지간의 연속화에 따라 이전 경간들의 모멘트 분포가 증가와 감소를 지속적으로 반복하면서 변화하는 경향을 보이는 것을 알 수 있다.

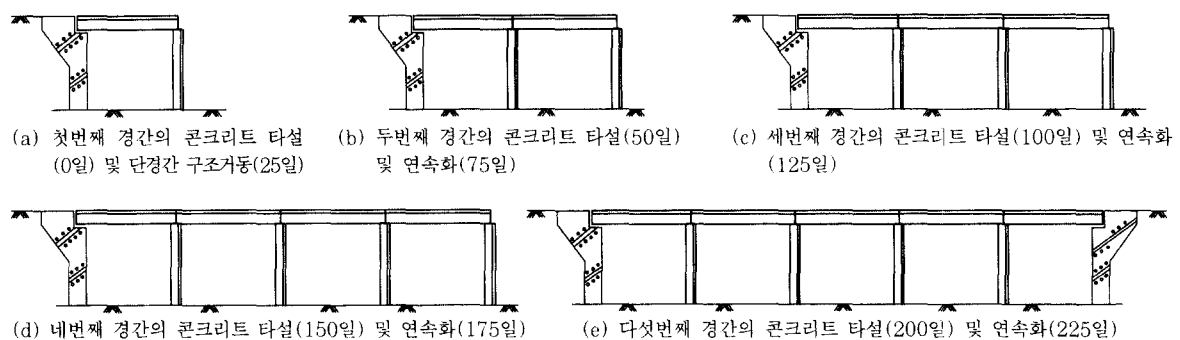
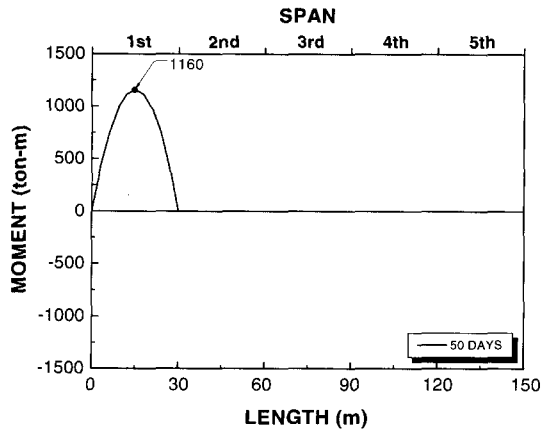
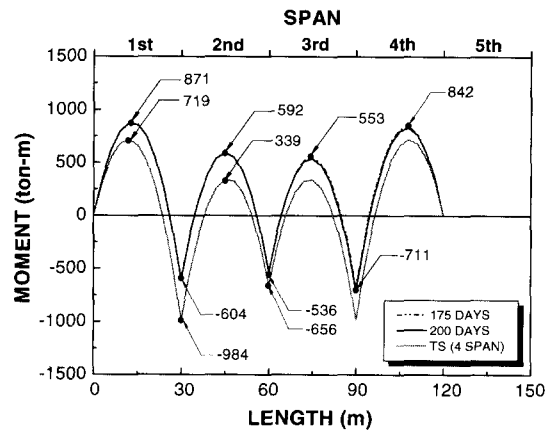


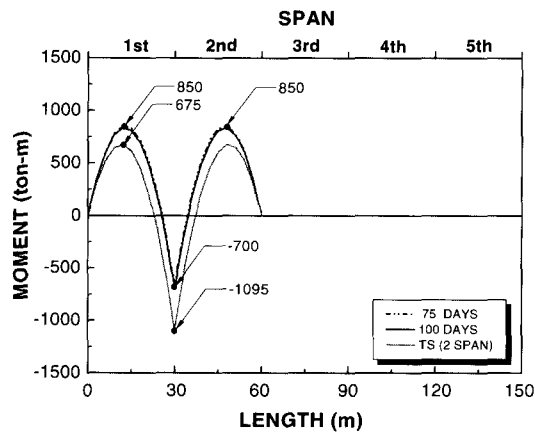
그림 1 MSS공법의 시공단계 구성



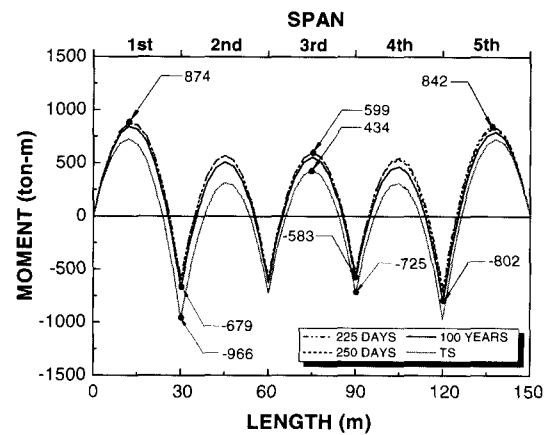
(a) 첫번째 경간의 모멘트 분포



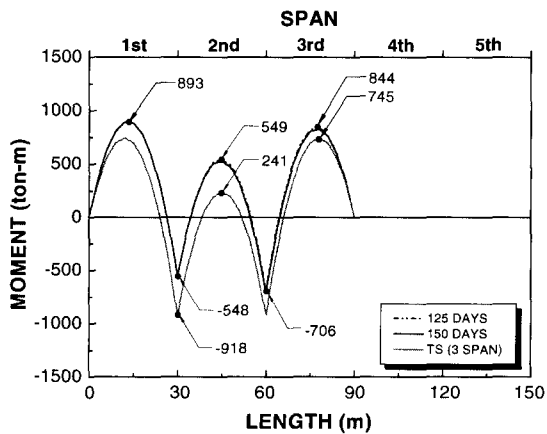
(d) 네번째 경간의 모멘트 분포



(b) 두번째 경간의 모멘트 분포



(e) 다섯번째 경간의 모멘트 분포



(c) 세번째 경간의 모멘트 분포

그림 2 MSS공법의 각 시공단계별 부재력 변화

첫번째 경간 중앙부 모멘트의 변화는 최초 첫번째 경간 시공이 완료된 시점에서는 단경간의 중앙부 모멘트 값인 ($M=wl^2/8=$)1160tf-m의 값을 갖게 되지만, 두번째 경간이 완성되고 나면 2경간 연속교의 거동에 따라 그 값이 감소하고 세번째 경간의 구성 후는 영향선의 개념에서 알 수 있는 바와 같이 세번째 경간의 자중에 의한 영향으로 다시 증가하는 등 감소와 증가의 반복과정을 통해 최종 설계 부재력으로 수렴하게 된다. 그러나 시공 단계상 최초의 단경간 교량에서는 1160tf-m의 모멘트에 대해 저항해야 하는 관계로 이 값이 첫번째 지간 중앙부의 최대 설계 부재력으로 결정되어야 할 것으로 판단된다. 한편 두번째 경간 이후부터는 구조계로

거동하는 시점이 2경간 또는 그 이상의 경간에서 최외측 경간의 거동을 경험하게 되는 관계로 설계 부재력은 최외측 지간의 부재력에 의한 지배를 받게 된다.

또한 그림 2에서 보는 바와 같이 시공단계에 따른 시간 의존적 거동의 부재력과 구조계의 변화 없이 일체 시공되는 전체 구조계(TS : Total Structure)의 부재력과는 매 시공단계마다 차이가 발생함을 알 수 있다. 이는 각 경간의 타설 시기 차이로 인한 재령의 차이와 연속화의 진행에 따른 하중 재하시간의 차이에 의한 크리프 변형에 따른 모멘트 재분배의 영향이라 볼 수 있다. 정정 구조계와 부정정 구조계의 탄성모멘트 차이에 비례해서 발생하는 크리프 변형에 의한 모멘트 재분배는 그림 2에서 보는 바와 같이 2경간의 연속화가 된 후 발생하며 각 구조계의 변화 시 각 경간에 따라 발생하는 모멘트 재분배를 시공단계별로 합하여 크리프 거동에 따른 부재력 변화를 그림 3에서 보는 바와 같이 나타내었으며, 첫번째 내측 지점부 모멘트의 재분배가 가장 많이 일어남을 알 수 있다.

앞의 그림 2를 통해 MSS공법의 시공단계에 따른 시간 의존적 거동의 부재력 해석에서 살펴볼 수 있듯이 각 경간의 연속화에 따라 부재력이 증가와 감소를 반복하며 정정 구조계와 부정정구조계의 탄성모멘트 차이에 비례하는 크리프 변형에 의한 모멘트 재분배가 발생하는 것을 알 수 있었다. 따라서 그림 4에서 나타난 바와 같이 각 경간에서 발생하는 최대 모멘트를 토대로 설계 모멘트 산정을 위한 모멘트 포락선(moment envelop)을 살펴볼 필요가 있다.

그림 2의 각 시공단계별 시간 의존적 거동을 고려한

정밀해석에서 살펴본 바와 같이 첫번째 경간은 단경간 상태인 전체 시공단계를 통해 가장 큰 정모멘트를 경험하며, 두번째 경간은 최외측 경간으로 작용하는 두번째 경간의 시공 후 최대 정, 부모멘트를, 세번째에서 다섯번째 경간 또한 해당되는 경간이 최외측 경간으로 나타나는 해당 경간의 시공 후 전체 시공단계를 통해 가장 큰 정, 부모멘트를 각각 경험하게 된다. 따라서 각 경간에서 경험하는 최대 정, 부모멘트의 값을 토대로 시공 단계와 시간 의존적 거동에 따른 모멘트 포락선(Time Dependent Moment Envelop)으로 나타내면 그림 4의 실선과 같다. 또한 2경간에서 5경간까지 시간 의존적 거동해석에 따른 부재력 변화없이 탄성모멘트를 토대로 각 경간에서 시공단계에 따라 경험하게 되는 최대 정, 부모멘트를 연결한 탄성모멘트 포락선(Elastic Moment Envelop)은 그림 4에 점선으로 나타내었으며 5경간의 일체시공(Total Structure : TS)에 의한 모멘트와의 차이를 이 그림을 통해서 살펴볼 수 있다. 그림 4에서 볼 수 있는 바와 같이 시간 의존적 모멘트 포락선(Time Dependent M.E.)은 탄성모멘트 포락선(Elastic M.E.)보다 정모멘트는 더 큰 값을, 부모멘트는 더 작은 값을 나타내게 된다. 그러므로 시간 의존적 거동해석 없이 시공 단계만을 고려한 탄성모멘트 포락선을 사용할 경우 정모멘트를 받는 각 지간의 중앙부는 단면의 저항력이 부족한 상황이 초래되는 반면 부모멘트를 받는 지점부의 단면은 과다설계를 나타내는 등 구조계의 전체 거동이 효과적으로 반영되지 못하는 결과를 나타내게 된다.

따라서 이러한 콘크리트 교량의 특성으로 인하여 콘

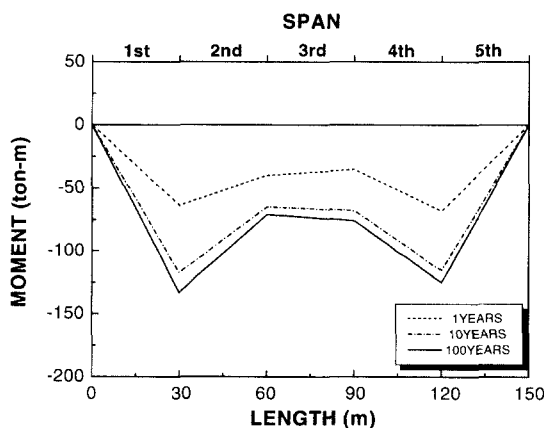


그림 3 크리프 거동에 따른 부재력 변화

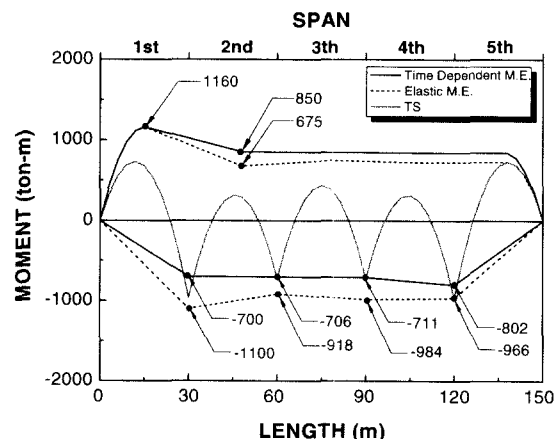


그림 4 모멘트 포락선

트리트 구조물 설계 시 필요한 최대 정, 부의 설계 모멘트를 보다 정확하게 결정하기 위해서는 시공 단계별 시간에 따른 모멘트 변화를 고려할 필요가 있으며 이를 위해서는 전용해석 프로그램⁵⁾을 사용한 시간 의존적 거동 해석을 수행해야 한다. 그러나 전용해석 프로그램의 사용에는 작업의 복잡성과 실제 해석상의 어려움으로 인해 실무에서 많은 제약이 따르게 된다. 따라서 실무에서 초기 설계단면의 결정 시 합리적이고 효율적으로 사용할 수 있는 탄성해석을 토대로 크리프의 영향을 고려한 시공단계에 따른 시간 의존적 거동의 부재력을 모사할 수 있는 관계식의 설정이 요구되어 진다.

4. 시간 의존적 거동의 부재력 모사

앞에서 살펴본 바와 같이 중앙부와 지점부의 모멘트 값이 각 시공 단계별로 시간이 경과함에 따라 변화하게 되는데 이는 크리프에 의한 장기거동의 영향으로 평가할 수 있다. 또한 모멘트의 변화는 각 지간의 콘크리트 타설 시기 차이로 인한 재령 차이와 연속화의 진행에 따른 하중 재하시간의 차이로 나타난다고 볼 수 있다. 이와 같은 MSS공법의 시공 단계별 시간 의존적 콘크리트의 장기 거동 특성을 살펴보면 그림 6과 같다.

그림 6의 (a)에서 보는 바와 같이 단경간 보에 외력 $w(x)$ 가 작용할 때 i 점에서 $t=t_0$ 인 시점에 탄성 변형에 의해 발생하는 회전각을 $\theta_i(t_0)$ 라 하고 시간 t_0 에서부터 t 에 이르기까지의 크리프 계수를 $\phi(t, t_0)$ 라 하면, i 점에서의 크리프의 영향으로 인해 유발되는 회전각의 변화량은 $\theta_i(t) = \theta_i(t_0) \cdot \phi(t, t_0)$ 로서 나타낼 수 있다.

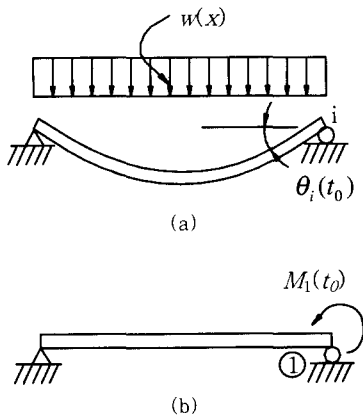


그림 5 단경간 보의 거동 모사

만약 임의의 i 점에 단위모멘트 $M_i=1$ 이 작용할 때, f_{ii} 를 임의의 점 i, j 에서의 회전 변위로 나타낸다면 constant redundant force $M_i(t_0)$ 때문에 생기는 시간 의존적 변위는 i 지점에서는 $M_i(t_0) \cdot f_{ii}(t) = M_i(t_0) \cdot f_{ii} \cdot \phi(t, t_0)$ 로, j 지점에서는 $M_i(t_0) \cdot f_{ji}(t) = M_i(t_0) \cdot f_{ji} \cdot \phi(t, t_0)$ 로 각각 나타낼 수 있다. 따라서 시간 의존적 하중인 $\Delta M_i(t)$ 에 의한 시간 의존적 변위는 i 지점에서는 $\Delta M_i(t) \cdot f_{ii}(t) = \Delta M_i(t) \cdot f_{ii}[1 + x\phi(t, t_0)]$ 로, j 지점에서는 $\Delta M_i(t) \cdot f_{ji}(t) = \Delta M_i(t) \cdot f_{ji}[1 + x\phi(t, t_0)]$ 로 각각 나타낼 수 있으므로 전체 하중 $M_i(t)$ 는 앞의 관계식을 토대로 $M_i(t) = M_i(t_0) + \Delta M_i(t)$ 와 같이 나타낼 수 있다. 여기서 x 는 재령보정계수로 0.82의 평균값을 갖는다.

또한 그림 5의 (b)에서 묘사한 단경간의 지점 ①에서 $t=t_0$ 인 시점에 모멘트 $M_1(t_0)$ 의 작용에 의한 관계는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\theta_1(t_0) + M_1(t_0)f_{11}(t) = 0 \tag{1}$$

여기서 $\theta_1(t_0) = \int (M_0 M_{u1} / E_0 I) dx$, $f_{11}(t) = \int (M_{u1}^2 / E_0 I) dx$ 로 나타낼 수 있으며 E_0 는 탄성계수를, M_0 는 외력 $w(x)$ 에 의해 구조물에 발생한 모멘트를, M_{u1} 는 하중 $M_1=1$ 에 의한 모멘트를 각각 의미한다.

앞에서 언급한 평형방정식을 바탕으로 그림 6의 (a), (b)의 두 경간 연속화의 경우를 다음과 같은 관계식으로 유도할 수 있다.

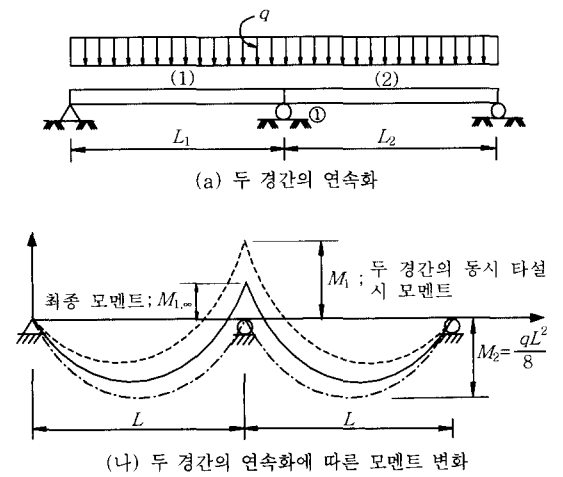


그림 6 MSS공법의 시간 의존적 거동 모사

$$\begin{aligned} & \theta_1^{(1)}[\phi^{(1)}(t, t_0) - \phi^{(1)}(t_1, t_0)] \\ & + \theta_1^{(2)}[\phi^{(2)}(t, t_0) - \phi^{(2)}(t_1, t_0)] \\ & + \Delta M_1(t)\{f_{11}^{(1)}[1 + x^{(1)}\phi^{(1)}(t, t_1)] \\ & + f_{11}^{(2)}[1 + x^{(2)}(t, t_1)]\} = 0 \end{aligned} \quad (2)$$

위의 식(2)에서 좌, 우측 경간의 길이와 크리프 특성이 같다면 ($L_1=L_2$, $\phi^{(1)} = \phi^{(2)}$) 지점부의 시간에 따른 모멘트 변화량 $\Delta M_1(t)$ 은 다음의 식(3)으로 나타낼 수 있다.

$$\Delta M_1(t) = -(\theta_1/f_{11}) \times \frac{\phi(t, t_0) - \phi(t_1, t_0)}{1 + x\phi(t, t_1)} \quad (3)$$

그러나 그림 1의 시공단계를 따르는 MSS공법에서는 각 경간의 재령과 연속화 시기의 차이로 인한 하중 재하시간이 각각의 시간에서 다르기 때문에 시간의 경과에 따른 크리프의 영향과 모멘트의 변화량도 각 시간에서 다르게 나타나게 되므로 식(3)의 직접적인 적용에는 한계가 있다. 따라서 이를 극복하기 위해 Trost와 Wolff⁽³⁾가 제안한 시공 단계에 따른 모멘트의 변화를 통하여 교량 구조물의 장기거동을 모사하기 위한 기본식을 구성하고자 한다. Trost와 Wolff가 제안한 식(4)는 그림 7에서 보는 바와 같이 시공단계별 탄성모멘트 조합 $\sum M_{S,i}$ 와 전체 교량의 일체시공으로 인해 시공 중 구조계 변화가 없어 크리프 모멘트가 추가적으로 발생하지 않는 전체 구조계의 탄성 모멘트 M_E 와의 관계를 토대로 MSS공법으로 시공되는 교량의 시간에 따른 모멘트 변화를 산정하고 있다. 그러나 이 관계식은 시공단계별 구조계의 변화에 따른 크리프 변형에 대한 모멘트 재분배의 영향을 고려하지 못하는 한계가 있다.

$$M_T = \sum M_{S,i} + (M_E - \sum M_{S,i}) \frac{\phi_t}{1 + \rho\phi_t} \quad (4)$$

여기서 ϕ_t 는 t 일 때의 크리프 계수이고 ρ 는 이완계수 (relaxation factor)이다.

따라서 이 논문에서는 앞에서 살펴본 두 경간의 연속화에 의한 변위와 하중의 관계를 토대로 시간에 따른 모멘트 변화를 반영하는 동시에 Trost와 Wolff(1970)에 의해 제안된 교량 구조물의 가설단계 모사식의 기본 형태를 도입하여 MSS공법의 시공단계에 따른 임의의

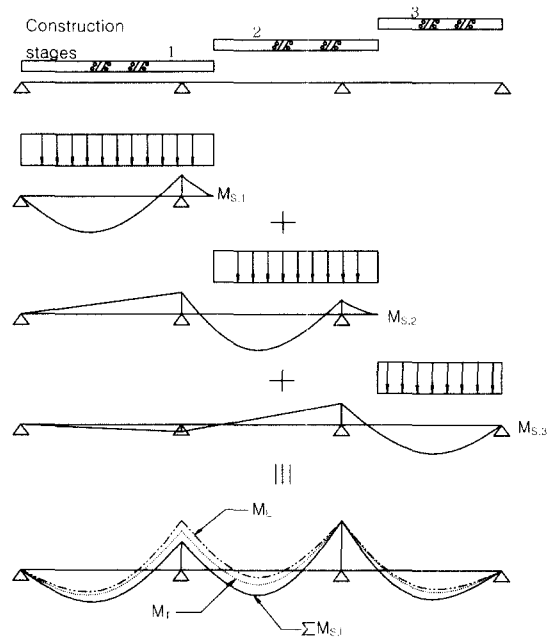


그림 8 $M_{S,i}$ 의 조합

시간 t 에서의 모멘트를 탄성해석 결과를 토대로 산정할 수 있는 보다 개선된 관계식(5)을 제안하고자 한다. 이 식에서 살펴볼 수 있는 바와 같이, 우측의 첫번째 항은 시공단계에 따른 탄성 모멘트의 크기를 나타내며, 두번째 항은 전체 구조계의 모멘트와 시공단계에 따른 탄성 모멘트의 부재력 차이에 의한 크리프 영향을 모사하고 있다. 특히 경간의 연속화에 따른 크리프와 재령 차이에 의한 거동을 모사하기 위하여 식(3)에서 살펴본 바와 같이 MSS공법에 의해 가설되는 교량의 지점부 모멘트 변화를 나타내는 $(\phi(t, t_0) - \phi(t_1, t_0)) / (1 + x\phi(t, t_1))$ 의 항이 반영되어 있음을 알 수 있다.

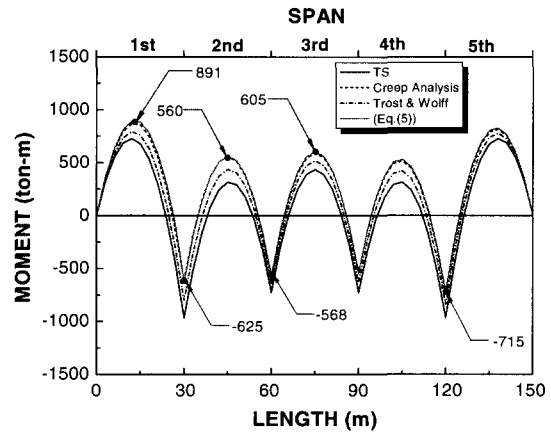
$$M_T \sum M_{S,i} + (M_E - \sum M_{S,i}) \cdot \frac{\phi(t, t_0) - \phi(t_1, t_0)}{1 + x\phi(t, t_1)} \quad (5)$$

여기서 $t=t_0$ 는 콘크리트의 크리프 변형이 발생되기 시작하는 시간이며 $t=t_1$ 은 부정정 구조물이 되는 시간을 나타낸다.

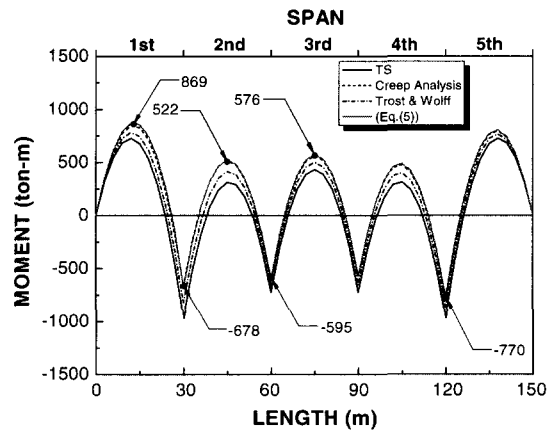
제안된 관계식의 타당성을 검증하기 위해 각 경간에서의 t, t_0 와 t_1 을 가정하면 100년 경과 시점에서 콘크리트 재령은 첫번째 경간에서 $t=36500$ 일, 두번째 경간

에서 $t=36450$ 일, 세번째 경간에서 $t=36400$ 일, 네번째 경간에서 $t=36350$ 일, 다섯번째 경간에서 $t=36300$ 일이 된다. 그리고 각 경간의 콘크리트에서 크리프 변형이 발생되기 시작하는 시간 t_0 는 모두 기준일인 0일이 된다. 또한 부정정 구조물이 되는 시간 t_1 은 첫번째 경간에서 $t_1=75$ 일이 되며 나머지 경간은 연속화가 되는 시점에서 부정정 구조물이 되므로 $t_1=25$ 일이 된다. 동일한 방법으로 설정된 1년, 10년, 100년의 경과 시점에서 식(5)에 의한 결과와 수치해석을 통한 정밀해석 결과를 그림 8에 나타내었다. 이 그림에서 보는 바와 같이 제안식(5)에 의한 M_T 의 결과가 수치해석을 통한 정밀해석(Creep Analysis) 결과를 효과적으로 모사하고 있으며 또한 현재 널리 사용되고 있는 Trost와 Wolff에 의해 제안된 식(식(4) 참조)은 상대적으로 부모멘트 값을 더 크게 예측하고 있음을 알 수 있다. 이는 Trost와 Wolff에 의해 제안된 식(4)은 콘크리트 재령만을 고려하여 정밀해석결과와 차이가 크게 나타나지만, 본 논문에서 제안한 식(5)에 의한 부재력 변화의 결과는 각 콘크리트의 재령 차이뿐만 아니라 구조계의 변화에 따른 크리프 변형에 의한 모멘트 재분배의 영향을 함께 고려하여 수치해석을 통한 정밀해석 결과를 보다 더 효과적으로 모사하고 있음을 판단할 수 있다.

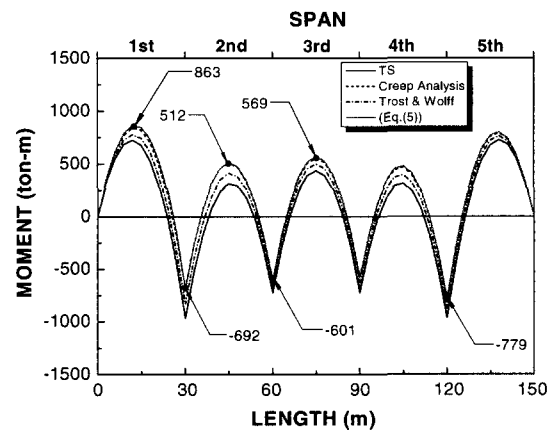
한편 시공단계에 따른 시간 의존적 모멘트 포락선, 100년 경과 시 수치해석을 통한 정밀해석 결과(Creep Analysis)와 제안식(5)에 의한 결과를 그림 9에 함께 나타내었다. 이를 토대로 각 경간에서 경험하는 모멘트 변화를 시간 의존적 모멘트 포락선과의 비교에서 시공단계의 첫 단계인 단경간일 때의 정모멘트 값이 가장 큰 값을 가지므로 이 때의 값을 첫번째 경간의 최대 설계 정모멘트로 산정할 수 있을 것으로 판단된다. 그러나 순차적으로 연속화가 되어 가는 MSS공법의 경우 두번째 경간 이후의 경간 중앙부 정모멘트는 상대적으로 작은 값을 나타내게 된다. 특히 대상 기간의 연속화 후 다음 기간의 시공이 이루어지기 직전에서 가장 큰 정모멘트를 나타내게 되며 그림 2에서 보는 바와 같이 그 값은 기간 길이가 동일한 경우 비교적 일정한 값을 유지하게 된다.(그림 2의 경우 약 850t-m의 정모멘트). 그런데 제안식(5)의 우측 첫번째 항인 시공단계별 탄성모멘트의 조합을 나타내는 $\sum M_{S,i}$ 의 모멘트 분포를 나타낼 때 최종 시공단계의 마지막 경간에서 $\sum M_{S,i}$ 에 의한 최대 정모멘트 값이 여타 경간에서 경험되는 정모멘트값 보다 약간 큰 값(866/850=1.02)을 가지므로



(a) 1년 경과 시



(b) 10년 경과 시



(c) 100년 경과 시

그림 8 MSS공법에 의한 모멘트 분포

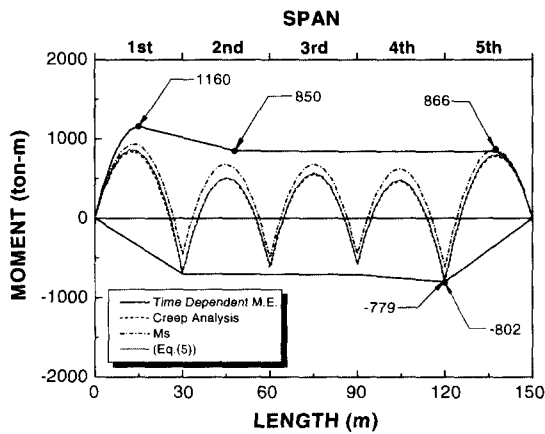


그림 10 모멘트 포락선과 제안식 비교

이 값을 여타 경간에서의 최대 설계 정모멘트로 산정할 수 있을 것으로 판단된다. 그리고 최대 설계 부모멘트는 제안식(5)에 의해 산정되는 마지막 내측 지점부와 첫번째 내측지점부의 부모멘트 값을 연결하여 각각의 내측 지점부에서 결정되는 부모멘트 값으로 설정할 수 있을 것으로 판단된다.

5. 시공단계 기간과 경간 수의 영향 검토

MSS공법에서 단계별 시공기간이 변할 경우 후속 경간의 연속화 시기 또한 변화하게 되며 나아가 동반되는 크리프에 의한 영향 또한 다르게 나타나게 된다. 또한 시간 의존적 거동 특성으로 말미암아 경간 수의 변화에 따른 전체 모멘트 분포의 변화가 예견된다. 따라서 시공단계 기간의 변화와 경간 수에 따른 영향을 검토하기 위해 타설 기간은 앞의 예제와 동일하게 25일로 가정하고 시공단계별 소요기간을 50일에서 100일과 150일로 변화시킨 경우와 시공단계 기간은 앞 절의 경우와 동일하다고 가정한 반면 경간 수를 5경간에서 7경간으로 확장한 교량에 대해 각각 예제해석을 수행하였다.

얻어진 결과를 토대로 산정된 그림 10과 그림 11에서 살펴볼 수 있는 바와 같이 시공단계 기간의 증가로 인해 모멘트 포락선은 내측 경간에서 정모멘트는 증가하며 부모멘트는 감소하는 경향을 보이며 전체적인 모멘트 포락선이 상대적으로 올라가는 것을 알 수 있으며 (그림 9과 비교) 시간단계의 기간이 변화할 경우에 있어서도 수치해석을 토대로 하는 정밀해석(Creep Analysis) 결과를 제안식(5)가 효과적으로 모사하고 있음을 알 수

있다. 또한 그림 12의 7경간의 경우에서도 제안식(5)가 시공단계에 따른 시간 의존적 거동을 효과적으로 모

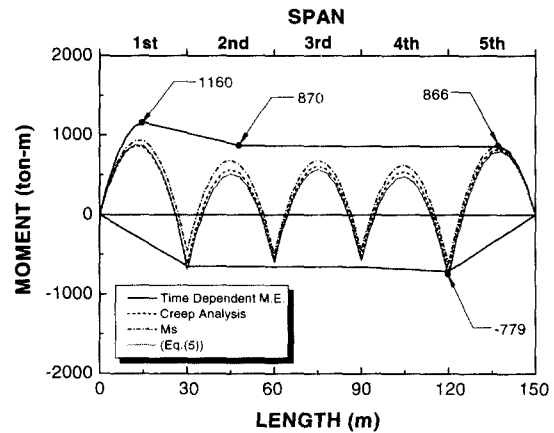


그림 10 모멘트 포락선과 제안식 비교(시공단계기간 : 100일)

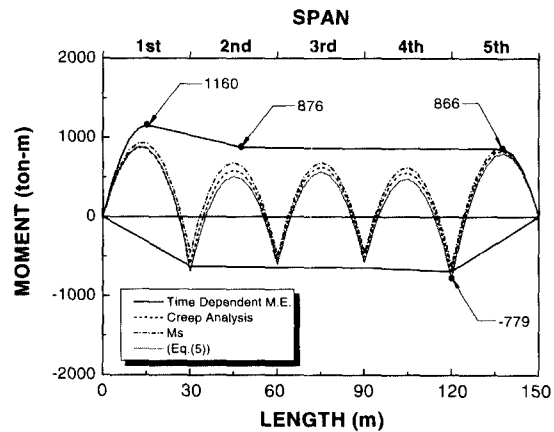


그림 11 모멘트 포락선과 제안식 비교(시공단계기간 : 150일)

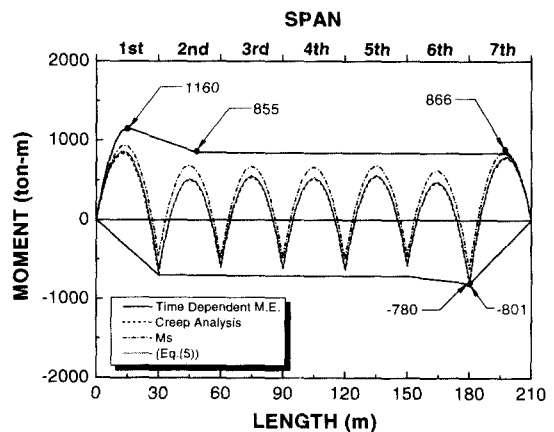


그림 12 모멘트 포락선과 제안식 비교(7경간일 경우)

사하고 있음을 알 수 있다.

나아가 그림 10~12에서 시공단계 기간의 증가와 경간 수의 증가 시에도 설계 모멘트 포락선을 앞 절에서 설명한 동일한 방법에 따라 결정할 수 있음을 알 수 있다.

6. 결 론

교량 구조물의 설계는 자중을 포함한 사하중과 차량에 의한 활하중 및 긴장재(Tendon)에 의한 긴장력으로 대변할 수 있는데 이 가운데 사하중 등 지속적으로 작용하는 하중이 시공단계의 변화에 따른 크리프 등 콘크리트의 장기거동에 영향을 미치게 된다. 이 논문에서는 수치해석상의 복잡한 과정을 거치지 않고 탄성 모멘트 해석을 통하여 사하중에 의한 시공단계에 따른 시간 의존적 부재력을 손쉽게 모사할 수 있는 관계식을 제안하였다. 반면 긴장재에 의한 영향을 완성된 구조계를 토대로 부재력을 산정한다면, 다소 보수적인 결과를 줄 것으로 판단되나 초기단면을 설정하는데 있어 큰 무리가 없을 것으로 판단된다. 또한 제안식을 토대로 한 MSS공법의 시공단계와 시간에 따른 부재력 해석은 수치해석의 비교에서 살펴본 바와 같이 정밀해석 결과를 효과적으로 모사하고 있음을 알 수 있다. 나아가 제안된 관계식과 시공단계별 거동특성을 토대로 각 경간의 시공단계에 따른 부재력 변화를 경험하는 시간 의존적 모멘트 포락선을 결정할 수 있는 방안을 제시하였으며, 이를 통해 설계 시 초기단면을 효과적으로 결정할 수 있을 것으로 판단된다. 나아가 설정된 초기단면을 토대로 기본설계를 수행한 후 최종적으로 시간 의존적 거동해석을 통한 정밀해석에 의해 구조물의 안전성을 검토한다면 보다 효과적이고 경제적인 단면의 설계가 이루어질 것으로 판단된다.

감사의 글

이 논문은 삼성물산 건설부문의 연구비 지원에 의한 연구결과로 이에 관계자 여러분께 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. 건설교통부, 도로교 표준 시방서, 사단법인 대한토목학회, 1996.
2. AASHTO, *Standard Specifications for Highway Bridges*, Washington, D.C., 1992.
3. ACI Committee 209, Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structure, Paper SP 27-3 in ACI Special Publications SP-27, Designing for Effects of Creep, Shrinkage, Temperature in Concrete Structures, 1970
4. ASCE, State-of-the-Art Report on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete. ASCE, New York, N.Y., 1982
5. Heinz, P., *RM-Spaceframe Static Analysis of SPACEFRAME*, TDA-technische Datenverarbeitung Ges.m.b.H., 1997
6. Hognestad, E., A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Member. Bullentin No. 399, Engineering experiment station, UNIV. of Illinois, Urbana, Illinois., 1951
7. Barker, J. M., *Post-tensioned Box Girder Manual*, Post-Tensioning Institute, U.S.A., 1978.
8. Kabir, A. F., Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Panels, Slabs and Shells for Time Dependent Effects, Report No. UC-SEEM 766, UNIV. of California, Berkeley, 1976.
9. Kang, Y. J., Nonlinear Geometric, Material and Time Dependent Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Frame, Report No. UC-SEEM 77-1, UNIV. of California, Berkeley., 1977.
10. Kwak, H. G. and Seo, Y. J., "Long-term Behavior of Composite Girder Bridges," *Computers and Structures* 74, p. 583-599, 1999
11. Neville, A. M., Dilger, W. H. and Brooks, J. J., *Creep of Plain and Structural Concrete*, Construction Press, London and New York., 1983
12. Rusch, H., Jungwirth, K. and Hilsdorf, H., "Kritische Sichtung der Verfahren zur Berucksichtigung der Einflusse von Kriechen und Schwinden des Betons auf das Verhalten

der Tragwerke," Beton-und Stahlbetonbau.,
1973
13. Trost, H. and Wolff, H. J., "Zur Wirklich-

keitsnahen Ermittlung der Beanspruchungen
in Abschnittsweise Hergestellten Spannbeton-
ragwerken," Bauingenieur 5., 1970