

프리스트레스트 콘크리트 연속보의 극한모멘트계산을 위한 구조해석
Structural Analysis of Prestressed Concrete Continuous Beams
for Ultimate Moment Calculation

이 재 훈
Lee, Jae-Hoon

Abstract

In structural analysis of prestressed concrete continuous flexural members, secondary effects produced by tendon forces should be reasonably estimated. The secondary moment at service load stage is normally used for ultimate required moment calculation in strength design. This concept has to be reviewed when precise analysis is performed considering construction step, time dependent properties of concrete and tendon. An ultimate moment computation procedure is proposed, concept and structural behavior. The previously proposed procedure by other researcher and the proposed procedure are compared and reviewed for the currently constructed precast prestressed concrete bridge.

1. 서론

프리스트레스트 콘크리트 (Prestressed Concrete, 약칭 PC) 구조는 재료의 경제성 및 내구성 등의 장점으로 인하여 외국의 경우 원자력발전소, LNG 저장소, 교량, 건물 등의 건설에 널리 이용되고 있다. 국내의 경우에도 원자력발전소, LNG 저장소, 교량 등에 활발히 사용되고 있으며 건축구조물에도 적용하려는 노력이 있어 왔다. 원자력발전소의 격납고와 LNG 저장소는 거의 대부분 프리스트레스트 콘크리트 구조물로 건설되고 있으며, 교량의 경우 현장 타설 프리스트레스트 콘크리트 (Cast-in-Place Prestressed Concrete)가 주로 사용되어 왔고 근래에 들어 프리캐스트 프리스트레스트 콘크리트 (Precast Prestressed Concrete)의 이용이 확산되고 있다. 건물의 경우 외국에서는 프리캐스트 프리스트레스트 콘크리트와 프리캐스트 철근 콘크리트 (Precast Reinforced Concrete) 모두 널리 이용되고 있으며 국내에서는 프리캐스트 철근 콘크리트의 이용이 시도되고 있고 프

영남대학교 토목공학과 전임강사.

리스트레스트 콘크리트 건물도 건설된 사례가 있다.

초기의 프리스트레스트 콘크리트 구조물은 건물이나 교량에 대하여 정정구조로 설계, 시공되는 것이 보편적이었으나 근래에는 부정정구조로 건설되는 것이 일반화되었다. 따라서, 부정정 프리스트레스트 콘크리트구조에 일반적으로 발생하는 2차 모멘트의 산정이 구조해석과정에 필수적으로 포함되어야 한다.

한편, 컴퓨터를 이용한 구조해석이 더욱 보편화된 현재에는 프리스트레스트 콘크리트 전용 구조해석 프로그램이 많이 개발되어 Creep, 건조수축, Relaxation 등 시간의존적 성질에 의한 강재의 긴장력 손실, Creep 및 건조수축에 의한 변형, 시공순서에 따른 거동해석 등 엄밀한 구조해석이 실무에 이용되고 있다. 이러한 구조해석을 수행하는 경우에 이용되는 부정정 프리스트레스트 콘크리트구조물의 극한모멘트 (소요 휨강도 M_u) 계산법에 대한 검토를 수행하여 실무설계자에게 설계지침을 제공하고자 한다.

2. 극한모멘트에 대한 하중계수 적용

극한상태에서의 구조물 강도(Strength) 검토는 극한하중 하에서 구조물이 받고 있는 부재외력과 부재저항력을 비교하는 작업이라고 할 수 있다. 콘크리트구조물의 경우, 부재저항력은 실제 거동에 유사하게 재료 비선형성을 고려한 단면해석으로 계산하지만 부재외력은 극한하중에 대한 선형탄성구조해석으로 결정하는 강도설계법 개념이 주로 이용되고 있다. 보다 합리적인 한계상태설계법(Limit State Design) 개념은 구조물의 실제 거동에 유사하도록 극한하중상태의 부재외력을 계산하는 구조해석상의 복잡성 및 해석시간상의 경제성 문제로 아직까지 많이 사용되고 있지 않고 있다. 그러나 구조해석기법의 발전과 Computer의 이용으로 엄밀한 구조해석을 수행하려는 노력이 진행되고 있으므로 시방서에서 규정하고 있는 하중조합에 대한 개념정립이 요구되고 있다.

선형탄성구조해석을 이용하는 경우에는 사용하중에 하중계수를 곱한 극한하중에 대하여 해석한 단면력과 사용하중에 대한 해석결과에 하중계수를 곱한 단면력의 크기가 같으므로 별 문제가 되지 않지만 한계상태설계법 개념을 사용하거나 프리스트레스트 콘크리트 구조물의 엄밀한 해석을 수행하는 경우에는 하중계수 적용에 논란의 여지가 있을 수 있다.

식 (1)은 프리스트레스트 콘크리트 구조물에 하중계수를 적용하는 일반식으로 PS 2nd Effect 란 긴장력에 의한 2차영향을 의미하며, 모멘트에 대한 식 (2), 식 (3), 식 (4)는 각각 콘크리트표준시방서⁽¹⁾, ACI⁽²⁾, 도로교표준시방서⁽³⁾ 및 AASHTO⁽⁴⁾에 의한 것이다. 네가지 시방서 모두 긴장력에 의한 2차 영향의 하중계수로 1.0을 사용하도록 규정하였다.

$$U = \gamma_D D + \gamma_L L + 1.0 (PS \text{ 2nd Effect}) \quad (1)$$

$$M_u = 1.2 M_D + 1.8 M_L + 1.0 M_{PS-2nd} \quad (2)$$

$$M_u = 1.4 M_D + 1.7 M_L + 1.0 M_{PS-2nd} \quad (3)$$

$$M_u = 1.3 \left[M_D + \frac{5}{3} M_L (1+i) \right] + 1.0 M_{PS-2nd} \quad (4)$$

1971년도 ACI 시방서에서는 사용하중에 대한 해석시에만 긴장력에 의한 효과(긴장력에 의한 1차, 2차 모멘트)를 고려하고 극한하중에 대하여는 고려하지 않았으나, 이에 대한 연구결과로 1977년부터 극한하중에 대하여 긴장력에 의한 반력의 영향인 2차모멘트 M_{PS-2nd} 를 포함하도록 규정하였다. 이때 M_{PS-2nd} 에 1.0의 계수를 적용하도록 규정하였는데, 선형탄성구조해석을 이용하는 경우에 긴장력에 의하여 발생하는 반력의 영향인 M_{PS-2nd} 까지 사하중계수로 증가시키지 않도록 하기 위한 조치라고 판단된다. M_{PS-2nd} 까지 사하중계수로 증가시킨다면 결국 유효긴장력을 하중계수만큼 과대평가하여 계산한다는 의미이므로 합리적인 해석이 못되기 때문이다.

시공과정이 비교적 단순한 연속보의 설계 시에는 선형탄성 구조해석을 사용하기 때문에 시방서 조항을 충실하게 적용하여 극한모멘트를 계산할 수 있었다. 즉, 사하중 및 활하중에 대한 구조해석결과에 각각의 하중계수를 곱하고, 계산된 유효긴장력에 의한 1차모멘트(Primary Moment)에 대한 해석으로 2차모멘트를 구한 후 1차모멘트를 제외하고 모두 더함으로써 극한모멘트를 구한다. 혹은 사하중계수를 곱한 극한사하중과 유효긴장력에 의한 유효하중을 중첩하여 구조해석한 후 (Equivalent Load Method), 그 결과에서 1차모멘트를 뺀으로써 Statical 모멘트를 구하고 극한활하중 모멘트를 Statical 모멘트에 더함으로써 극한모멘트를 구한다. 그러나, 시공과정을 고려한 엄밀 해석에서는 사하중 및 긴장력이 합성으로 작용하여 유효긴장력이 위치와 시간에 따라서 변화하므로 구조공학자마다 다른 개념을 사용하여 해석할 수 있다. 일반적으로 극한모멘트 계산에서 긴장력에 의한 2차 모멘트 M_{PS-2nd} 산정에는 다음과 같은 세가지 의견이 있을 수 있다.

의견 1 : 식 (5)와 같이 사하중만 작용하는 상태에서 $M_{ps, 2nd}$ 를 구하고 사하중 모멘트 M_D 에만 사하중계수 γ_D 를 적용한다.

$$\text{Load} = 1.0 D \quad (5)$$

의견 2 : 식 (6)과 같이 하중계수로 증가된 사하중상태에서 $M_{ps, 2nd}$ 를 구하는 것으로 결국 사하중계수로 증가된 사하중 상태의 Statical 모멘트를 사용하고 활하중항은 따로 계산하여 증첩한다.

$$\text{Load} = \gamma_D D \quad (6)$$

의견 3 : 식 (7)과 같이 극한하중에서 $M_{ps, 2nd}$ 를 구하는 것으로써 구조물의 예상되는 극한하중 상태에 대하여 해석하는 것이다.

$$\text{Load} = \gamma_D D + \gamma_L L \quad (6)$$

의견 1 은 사하중의 작용과 긴장력의 영향을 구분하여 해석하는 개념이라고 할 수 있으며, 의견 2 는 선형탄성구조해석을 이용하되 증가된 사하중이 작용하는 상태에서의 긴장력을 기준으로 Statical 모멘트를 계산하는 개념이라고 할 수 있다. 의견 3 은 구조물의 한계상태를 엄밀히 고려할 수 있는 경우에만 적용될 수 있으므로 아직까지는 적용상의 어려움이 있다.

3. 극한모멘트 계산

3.1 Ketchum 의 제안

프리스트레스트 콘크리트 연속보의 극한모멘트는 극한활하중모멘트와 Statical 모멘트의 합으로 표현되는데, 극한활하중모멘트는 일반적으로 극한활하중에 대한 선형탄성해석을 이용하므로(의견 1과 의견2) Statical 모멘트에 대한 해석개념이 주된 관심사항이 된다. Statical 모멘트는 사하중모멘트와 긴장력에 의한 2차 모멘트의 합이므로 총모멘트로부터 긴장력에 의한 1

차 모멘트를 빼주므로써 구할 수 있는데, 연속보의 분포하중에 의한 모멘트분포와 같은 형태를 나타낸다. 사하중의 작용과 긴장력의 작용을 동시에 고려하는 엄밀해석에 대하여 Ketchum⁽⁵⁾은 다음과 같은 Statical 모멘트 계산방법을 제안하였다.

과정 1 : 사하중에 대하여 구조해석을 수행하여 총모멘트, 유효긴장력, 긴장력에 의한 1차 모멘트, Statical 모멘트를 구한다.

과정 2 : 사하중에 하중계수를 적용하여 증가시킨 후 구조해석을 새로 수행하여 총모멘트를 구한다.

과정 3 : 과정 2에서 구한 총모멘트와 과정 1에서 구한 총모멘트의 차이를 계산하고, 그 차이를 과정 1에서 구한 Statical 모멘트에 더하여 극한 모멘트의 분포를 얻는다.

이와 같은 Ketchum의 계산방법을 검토해보면 결국 2장에 소개된 세가지 의견 중 의견 1의 개념이라고 할 수 있다.

3.2 제안 방법

사하중과 긴장력의 복합거동을 고려한 구조해석에서는 의견 2의 개념에 따라 극한 사하중에 대한 Statical 모멘트를 계산하는 것이 합리적일 것이다. 이것은 구조물이 파기에 이를 때까지의 거동을 비교적 유사하게 고려하고 있다고 판단되기 때문이다. 물론 극한활하중에 대하여 선형탄성구조해석을 사용하므로 정확한 파괴하중을 예측하지는 못하지만 파괴하중에 대하여는 항상 안전측인 결과를 제공한다. 구조물의 한계상태를 엄밀히 고려할 수 있는 경우에만 적용될 수 있는 의견 3 의개념은 실무적으로 해결되어야 할 문제들이 남아 있으므로 아직까지는 적용상의 어려움이 있다고 판단된다. 또한 의견 1에 따르는

Ketchum 방법은 구조해석단계에서 사하중과 긴장력의 복합거동을 고려하므로 굳이 사하중상태에서의 Statical 모멘트를 기준으로 할 이유가 없다고 판단된다.

4. 해석결과의 비교검토

Ketchum의 방법과 제안방법에 따라 해석한 극한모멘트의 차이와 두가지 계산방법의 특성과 편리성 등을 알아보기 위하여 실제로 건설되고 있는 교량을 모델로 하였다.

4.1 해석 모델

서울시 도시고속화도로 북부간선지구에 건설 중인 총연장 230m의 FCM (Free Cantilever Method)으로 가설되는 프리캐스트 세그멘탈 10경간 연속교⁽⁶⁾로서 다음과 같은 단면 특성치를 가지고 있다.

- 단면형태 : 1 cell Box
- 단면높이 = 3.0 m
- 지 간 : 40 m + 8 × 50 m + 40 m
- 두 계 : 상부 Flange = 20 - 50 cm

세그멘트 분할 및 강선배치는 10경간중 좌측 3경간을 보이는 그림 1과 같고 캔틸레버공법을 통한 프리캐스트 세그멘탈 10경간 연속교의 시공기간은 65일로 하였다.

4.2 해석 및 해석결과

프리스트레스트 콘크리트 교량전용 구조해석 프로그램 [PSDARI]^(7,8)를 이용하여 시공단계 및 시간의존적인 특성을 고려한 구조해석을 수행하였으며 크리프 및 건조수축은 CEB-FIP 모델⁽⁹⁾을 사용하였다. 검토시점으로는 시공완료시점과 가설후 10년경과 시점을 택하였으며 하중계수는 도로교표준시방서와 AASHTO를 따라 사하중계수로 1.3을 사용하였다. 극한활하중에 대해서는 의견 1과 의견 2의 해석결과가 같으므로 활하중항을 제외한 사하중항과 긴장력에 의한 2차 모멘트항만을 고려하였다. 즉 Statical 모멘트를 비교함으로써 극한모멘트를 비교하였다.

해석방법에 따른 극한모멘트 계산결과의

차이를 알아보기 위하여 Ketchum 방법(의견 1)과 의견 2에 따라 계산한 Statical 모멘트를 비교하였다. 시공완료시점과 10년경과후의 Statical 모멘트분포를 보여주는 그림 2와 그림 3에서는 두방법의 결과가 거의 일치함을 보이고 있다. Statical 모멘트의 최대값을 나타내는 표 1과 표 2에서는 위치와 시점에 관계없이 제안방법이 항상 크게 계산된다는 것을 보여준다. 이것은 사하중과 긴장력의 복합거동을 고려하여 구조해석을 수행하기 때문으로, 하중의 증가가 긴장재의 응력을 변화시킨다는 것을 보여준다. 물론 그 차이가 0.2 % 이내이므로 실무적으로는 큰 의미가 없다고 할 수 있을 것이나 하중증가에 대한 개념에 충실하려면 제안방법이 더 타당하다고 판단된다. 또 증가된 사하중상태에서의 Statical 모멘트를 이용하는 제안방법은 Ketchum 방법의 복잡한 계산과정에 비하여 상대적으로 간단하게 극한모멘트를 계산할 수 있다.

5. 결론

프리스트레스트 콘크리트 연속보의 해석과정에서 기존의 단순해석에 의하지 않고 하중과 긴장력의 복합거동을 고려하는 엄밀한 구조해석을 수행하는 경우 극한모멘트의 합리적 계산과정을 알아보기 위하여 캔틸레버공법으로 가설되는 프리캐스트 프리스트레스트 콘크리트 연속교를 모델로 하여 비교하였다. 모델의 재원은 실제 교량과 동일하게 구성하였으며 시공과정을 고려하여 구조해석을 수행하였고, Ketchum 방법 및 제안방법에 따라 Statical 모멘트를 구하였다. 이를 시공이 완료시점 및 10년 경과시점에 대하여 비교, 분석함으로써 극한모멘트 계산방법을 검토하였다.

Ketchum 방법에 따른 Statical 모멘트와 제안방법에 따른 Statical 모멘트는 시공 완료시점 및 가설후 10년 경과시점, 지점 및 경간중양부에 관계없이 제안방법에 따른 해석결과가 Ketchum 방법에 따른 해석결과보다 항상 컸다. 두 방법에 의한 결과

의 차이는 하중작용시 긴장재의 응력변화에 기인하는 것이나, 본 모델의 경우 0.2% 이하의 차이를 보임으로써 해석방법에 따른 영향은 무시할 수 있다고 판단된다. 또한, 하중과 긴장력의 복합거동을 고려하는 구조해석에서의 하중계수적용 방법에 대하여 고찰해본 바, 본 연구의 제안방법이 Ketchum 방법보다 더 간편하였으며 안전측인 결과를 계산할 수 있었다. 즉, 극한모멘트계산을 위한 구조해석시 하중과 긴장력의 복합거동을 고려하는 해석을 사용하는 경우 사용사하중에 대한 Statical 모멘트를 기준으로 함으로써 2차례의 구조해석을 수행하는 복잡한 과정을 거칠 필요가 없으며, 사하중계수로 증가된 사하중에 대한 Statical 모멘트로 극한모멘트를 구하는 것이 간편하면서도 합리적이라고 판단된다.

6. 참고 문헌

- 1) 대한민국 건설부, 콘크리트 표준시방서, 1988.
- 2) ACI Committee 318, Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary, ACI 318-89, ACI 318R-89, American Concrete Institute, Detroit, 1989.
- 3) 대한민국 건설부, 도로교 표준시방서, 1992
- 4) AASHTO, Standard Specifications of Highway Bridges, 14th ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C., 1989.
- 5) M. A. Ketchum, Redistribution of Stresses in Segmentally Erected Prestressed Concrete Bridges, U. C. Berkely, UCB/SESM-86/07, 1986.
- 6) VSL, Seoul Expressway Superstructure Static Analysis, 1990.
- 7) 서울대학교 공과대학 토목공학과, 삼성종합건설(주) 기술연구소, 프리스트레스트 콘크리트 교량전용의 거동해석 시

스템 [PSDARI], 1991.

- 8) 삼성종합건설(주) 기술연구소, 프리스트레스트 콘크리트 교량전용의 거동해석 시스템 [PSDARI] 사용자 지침서, 1992.
- 9) Comite Euro-international du Benton, CEB-FIP model code for concrete structure, Cement and Concrete Association, Wexham Springs, Slough, England, 1978.

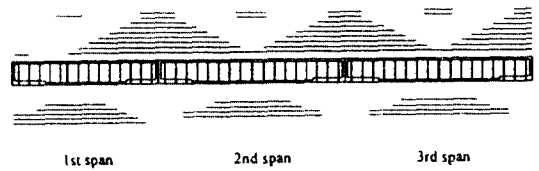


그림 1. 세그먼트 분할 및 강선 배치.

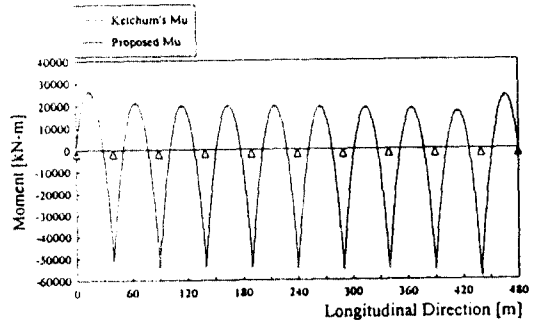


그림 2. 시공완료시점의 극한모멘트 비교.

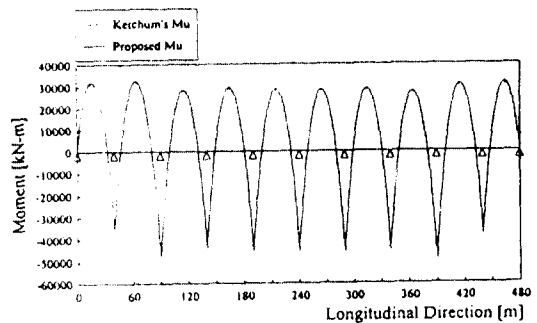


그림 3. 10년경과시점의 극한모멘트 비교.

표 1. 경간중앙부의 최대 극한모멘트 [kN-m] 비교

| 경간 | 시공완료 시점 | | | 10년 경과후 | | |
|----|------------------------|---------------------|----------------------------|------------------------|---------------------|----------------------------|
| | ① Ketchum (의견 1) | ② 제안방법 (의견 2) | $\frac{②-①}{①} \times 100$ | ③ Ketchum (의견 1) | ④ 제안방법 (의견 2) | $\frac{④-③}{③} \times 100$ |
| 1 | 26450 | 26500 | 0.2 % | 32400 | 32450 | 0.2 % |
| 2 | 21450 | 21480 | 0.1 % | 32720 | 32770 | 0.2 % |
| 3 | 20210 | 20230 | 0.1 % | 28580 | 28610 | 0.1 % |
| 4 | 20240 | 20260 | 0.1 % | 29610 | 29640 | 0.1 % |
| 5 | 19940 | 19960 | 0.1 % | 28920 | 28960 | 0.1 % |
| 6 | 19590 | 19610 | 0.1 % | 28720 | 28750 | 0.1 % |
| 7 | 19070 | 19090 | 0.1 % | 29050 | 29090 | 0.1 % |
| 8 | 18740 | 18760 | 0.1 % | 27690 | 27720 | 0.1 % |
| 9 | 17310 | 17310 | 0.0 % | 31060 | 31100 | 0.1 % |
| 10 | 23990 | 24000 | 0.0 % | 31560 | 31590 | 0.1 % |

표 2. 지점부의 최대 극한모멘트 [kN-m] 비교

| 경간 | 시공완료 시점 | | | 10년 경과후 | | |
|----|------------------------|---------------------|----------------------------|------------------------|---------------------|----------------------------|
| | ① Ketchum (의견 1) | ② 제안방법 (의견 2) | $\frac{②-①}{①} \times 100$ | ③ Ketchum (의견 1) | ④ 제안방법 (의견 2) | $\frac{④-③}{③} \times 100$ |
| 2 | - 52010 | - 52090 | 0.2 % | - 36030 | - 36110 | 0.2 % |
| 3 | - 54650 | - 54730 | 0.1 % | - 48030 | - 48130 | 0.2 % |
| 4 | - 54490 | - 54560 | 0.1 % | - 44330 | - 44430 | 0.2 % |
| 5 | - 54680 | - 54750 | 0.1 % | - 45950 | - 46050 | 0.2 % |
| 6 | - 55090 | - 55150 | 0.1 % | - 45690 | - 45790 | 0.2 % |
| 7 | - 55400 | - 55460 | 0.1 % | - 46410 | - 46460 | 0.1 % |
| 8 | - 56130 | - 56180 | 0.1 % | - 45090 | - 45140 | 0.1 % |
| 9 | - 56090 | - 56130 | 0.1 % | - 49160 | - 49210 | 0.1 % |
| 10 | - 59000 | - 59030 | 0.1 % | - 38390 | - 38420 | 0.1 % |