

균일한 단면 높이를 갖고 FCM 공법으로 시공되는 PC 세그멘탈교량의 거동에 대한 휨강성의 영향

Flexural Stiffness Effects on Constant Depth PC Segmental Bridge Constructed by Free Cantilever Method

이재훈* · 이명재**

Lee, Jae Hoon · Lee, Myeong Jae

Abstract

Precast/Prestressed concrete segmental bridges with moderate range of span length normally have a constant section height for economic segment manufacturing. Inside sectional dimension is often controlled for design of non-prismatic section between supports when variable stiffness is required. It is usual, in the preliminary design stage, to adopt trial bridge sections by past experience or by approximately estimated member forces. Three bridge models of different member stiffness have been selected to investigate flexural stiffness effects on member forces for preliminary design stage. The selected bridge stiffness has been determined by the flexibility index from review of the practically usable sections.

요 지

PC 세그멘탈교량은 경간장이 매우 큰 경우를 제외하고는 세그먼트 생산의 경제성을 위하여 교량 전체가 일정한 높이를 갖는 것이 일반적이며, 단면의 강성변화를 위해서는 단면의 내부치수를 조정하는 것이 보통이다. 구조물의 예비설계단계에서는 과거의 경험이나 근사적인 단면력에 의하여 단면을 선택하는 것이 일반적이므로, 균일 높이를 갖는 PC 콘크리트교량의 예비설계단계에서의 단면력 산정 지침을 위하여 강성이 다른 세가지 교량모델을 택하여 휨강성이 단면력에 주는 영향을 검토하였다. 교량모델의 휨강성은 실제적으로 사용가능한 단면을 경간장과 함께 분석하여 얻은 Flexibility Index로 결정하였다.

1. 서 론

프리스트레스드 콘크리트 구조물은 耐久性과 經濟性이 우수하여 건설비율이 증가하는 추세에 있으며, 北美 교량의 경우에는 약 50% 이상이 프리스

트레스드 콘크리트로 건설되고 있다.⁽¹⁾ 시공방법도 콘크리트 타설방식과 가설방식 등에 따라 이동식비계공법(MSS), 압출공법(ILM), Free Cantilever 공법(FCM), Span by Span 공법 등 다양하며, 프리캐스트 콘크리트교량은 시공의 정밀도가 보장된다면 매우 우수한 형식으로 평가되어 국내에서도 현재 다수의 교량이 건설되고 있다. 또한, 도시 순환도로

* 정회원 · 삼성건설 기술연구소 선임연구원
** 정회원 · 삼성건설 기술연구소 주임연구원

가 교량으로 건설되는 경우와 같이 교량 전체의 길이는 매우 길지만 비교적 中, 短 경간장으로 구성되는 교량에서 프리캐스트 콘크리트교량이 특히 높은 경제성을 보이고 있다.⁽²⁾ 다른 공법과 마찬가지로 Free Cantilever 공법으로 가설되는 PC 세그멘탈교량은 施工中の 계속적인 構造係의 변화와 재료의 시간 의존적 성질로 인하여, 설계와 시공에 있어서 일반적인 콘크리트교량과는 다른 특성을 보여 준다. 단면형상은 주로 Box 형식이며 단면의 크기는 교량완성 후의 역학적 거동과 더불어 Cantilever 시공 중의 역학적 거동에 의하여 결정되는 것이 보통이다. 본 연구는 Free Cantilever 공법으로 가설되는 균일 높이의 PC 세그멘탈교량의 단면력에 미치는 휨강성의 영향을 검토하여, 초기 설계단계에서의 단면결정에 대한 하나의 지침을 제공하고자 한다.

2. 휨강성의 범위

2.1 경간장-높이 비율

교량은 일반적으로 높이가 일정한 단면이거나 교각과 교각 사이에서 높이가 변하는 단면형태를 갖게 되는데, 주로 경간의 길이, 시공성, 미관 등에 의하여 결정된다. PC 세그멘탈교량에서는 세그먼트 생산의 경제성이 특히 중요시되어, 설계시에 가능하면 교량 종방향에 따른 단면의 변화를 자제하는 경향이 있다. PCI와 PTI⁽³⁾에서는 경간장이 75 m 혹은 90 m를 넘는 경우에 높이가 변하는 변단면을 채택하는 것이 적당하고, IABSE⁽⁴⁾에서는 경간장이 50 m 이하인 경우에는 균일단면, 50 m에서 90 m 사이의 경우에는 지점부근에서 두께가 커지는 일정한 높이의 변단면(60 m 이상에서는 높이가 변하는 변단면 가능)을 채택하는 것이 적당하며, 150 m를 넘는 경우에는 높이가 변하는 변단면만이 적당한 것으로 보고되어 있다. 단면의 크기에 대한 지표로는 경간장과 단면 높이의 비율(Span/Depth Ratio, 이하 L/D 비율)이 일반적으로 사용되고 있는데 PCI와 PTI, IABSE에서는 다음과 같이 추천하고 있다.

◦ PCI, PTI

- 균일단면 : $18 \leq L/D \leq 30$
- 변단면 : $18 \leq L/D \leq 20$ (지점)

$40 \leq L/D \leq 50$ (경간중앙)

◦ IABSE

- 균일단면 : $L/D \approx 21$ (단순교)
 $L/D \approx 25$ (연속교)
- 변단면 : $12 \leq L/D \leq 20$ (지점)
 $33 \leq L/D \leq 50$ (경간중앙)

2.2 휨강성의 범위산정

단면들이 같은 높이를 갖더라도 단면형상 및 두께에 따라 단면 2차모멘트와 자중산정의 기준인 단면적이 각기 다를 수 있기 때문에, L/D 비율로는 그러한 변수를 구분하기가 불가능하다. 따라서 본 연구에서는 단면의 휨강성을 나타내 주는 지표로 식 (1)의 Flexibility Index, FI를 사용한다. 이 때, L은 경간장이며 r은 부재의 회전반경(Radius of Gyration)으로 식 (2)의 단면 2차모멘트 I와 단면적 A로 계산된다. 부재의 회전반경 r은 압축력을 받는 부재의 좌굴에 관한 분야에서 주로 사용되는 변수이지만, 일정한 단면적에서의 단면 2차모멘트 변화를 나타내 주는 휨강성의 지표로도 활용될 수 있을 것이다.

$$FI = \frac{L}{r} \tag{1}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \tag{2}$$

실무적으로 가능한 Flexibility Index의 범위를 결정하기 위하여 단면형상, 경간장, L/D 비율의 3가지 변수를 택하여 조합하였다. 단면형상은 그림 1에서 보는 바와 같이 1차선과 3차선의 교량폭에

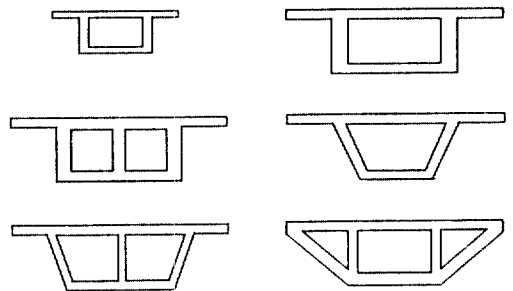


Fig. 1. Box Section Types

표 1. Box 단면두께

구분	PCI와 PTI	IABSE
상부 Flange 두께	178-254 mm	200 mm 이상
하부 Flange 두께	178 mm 이상	150 mm 이상
복부 두께	356 mm 이상 정착구 고려	300 mm 이상 또는 200 mm + Duct 지름

대하여 6가지의 단면을 채택하였으며, PCI와 PTI, IABSE에서 추천하는 표 1의 단면두께를 참고하였다. 경간장으로는 30 m, 100 m, 150 m를 택하고, L/D 비율은 18, 30, 40, 50을 택하여 단면형상과 함께 조합한 총 72개의 경우에 대하여 Flexibility Index를 구한 결과, 높이가 균일한 경우에는 40-80의 범위가 가능하며, 높이가 변하는 교량의 경우에는 40-120의 범위가 가능하다고 판단되었다.

3. 교량 모델의 구조해석

3.1 교량모델

Flexibility Index를 이용하여 교량의 강성을 결정한다면, 단면 2차모멘트와 단면적의 상관관계와 더불어 교량모델의 경간장 자체보다는 외측-내측 경간장비율이 의미를 갖게 된다. Cantilever 시공만으로 외측경간을 가설하는 경우에는 외측경간장이 내측경간장의 1/2이 되나, 미관상의 이유로 0.5-1.0의 비율을 갖는 것이 더 일반적이다. 이 경우, 교대로부터 진행되는 세그먼트 가설에 대하여는 Cantilever 시공이 경제적이지 못하므로 첫번째 내측교각에서 진행된 Cantilever의 마지막 세그먼트 이전까지 임시가설대를 이용하는 것이 보통이다. 따라서, 미관과 모멘트 분포를 고려하여 외측-내측 경간장의 비율을 결정하므로 일반적인 교량의 경우와 크게 다르지 않은 비율이 채택되는 경우가 많다. 본 연구에서는 현재 시공 중인 서울시 도시고속도로 내부순환선의 교량구조계산서⁽⁵⁾를 참고하여 교량 길이(230 m), 경간장 비율(외측/내측=0.8), 세그먼트 분할, Prestressing 정도 및 Tendon 배치, 시공순서 및 공정 등은 같으나 다음과 같은 강성을 갖는 5경간 교량(40 m-3×50 m-40 m)의 3 가지 모델을 결정하였다(그림 2 참조).

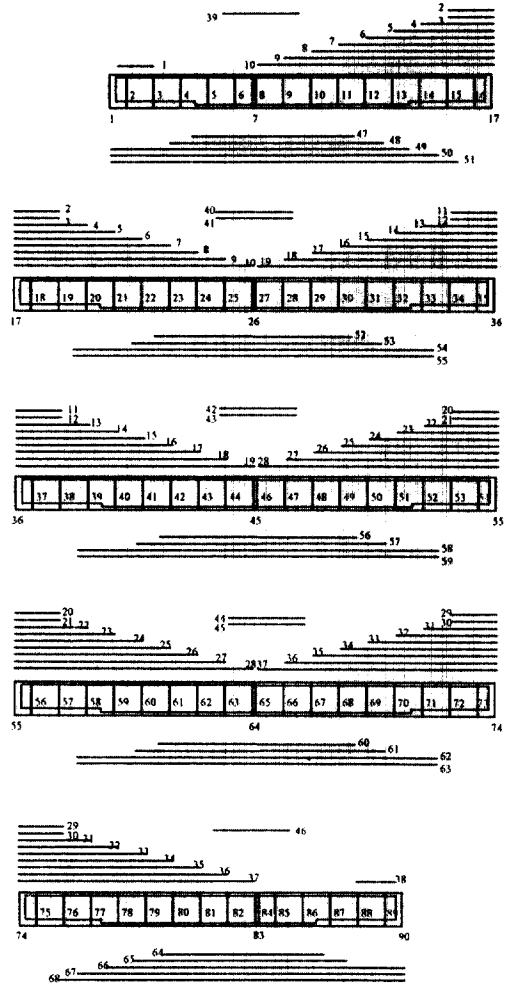


Fig. 2. Structural Model: Node Number & Tendon Numbers

모델 A : Flexibility Index가 40인 균일단면(Stiff Prismatic Model).

모델 B : Flexibility Index가 80인 균일단면(Flexible Prismatic Model).

모델 C : 단면의 높이는 균일하지만 지점에서 0.178 L까지는 FI=40이고, 0.178 L-0.822 L의 구간에서는 FI=80인 변단면(Stiff-Flexible Model). (L=50 m)

3.2 시공과정

현실적인 시공상황을 고려하여 그림 3과 같이 크게 9 단계의 시공과정을 거쳐 교량이 완성되는

것으로 가정하였으며, 세그먼트제작장(Casting Yard)에서 콘크리트를 타설한 후 28일 경과시점에서 첫번째 Cantilever 가설이 시작되어 57일 경과시점에 전체교량이 완성되므로 교량가설에 30일이 소요 되는 것으로 가정하였다. 28일에서 32일까지는 먼저 그림 2의 16, 17, 15, 18번 세그먼트를 가설한 후 2, 3번 Cantilever Tendon으로 단면 상부에 압축력을 도입하며, 14번과 19번 세그먼트 가설 후 4번 Cantilever Tendon 도입, 13번과 20번 세그먼트 가설 후 5번 Cantilever Tendon 도입 등으로 진행하여 8번과 25번 세그먼트를 가설한 후 10번 Cantilever Tendon을 도입함으로써 첫번째 Cantilever를 완성한다. 33일째에 동바리시공구간의 세그먼트를 가설하고, Key 세그먼트를 현장타설한 후 34일째에 단면상부 39번 Continuity Tendon과 하부 47, 48, 49, 50, 51번 Continuity Tendon을 도입하여 첫번째 경간을 완성한다. 이 때, Cantilever 시공 도중에는 지점을 고정시키며 한 경간이 연결되어 완성된 후에는 최종 지점조건인 이동단으로 변경한다. 35일째부터는 두번째 Cantilever 가설을 시작하여 같은 시공과정을 반복함으로써 교량을 완성시키는데 이러한 시공과정은 그림 3에 나타나 있다.

3.3 구조해석

PC 세그멘탈교량의 시공단계를 고려한 구조해석

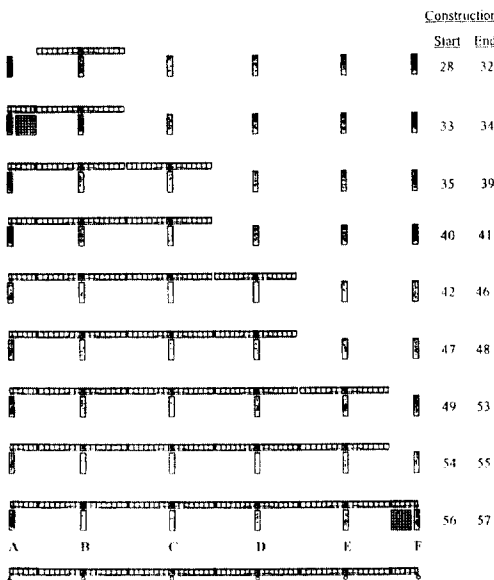


Fig. 3. Construction Sequence and Schedule(Days)

을 위하여, 프리스트레스트 콘크리트 교량전용 프로그램 [PSDARI]^(6,7)를 이용하였다. [PSDARI]는 선형 또는 기하적 비선형해석을 사용자의 선택에 의하여 수행할 수 있으며 콘크리트의 시간 의존적 성질도 ACI 모델, CEB-FIP 모델, BP 모델, 실험 Data 등을 사용자가 선택할 수 있는데, 본 연구에서는 구조해석으로 선형해석을, Creep과 건조수축으로는 도로교 표준시방서에서 채택하고 있는 CEB-FIP 모델⁽⁸⁾을 사용하였다. 비록 선형해석이라 하더라도 각 시공단계에서의 오차를 줄이고 평형조건과 적합조건을 만족시키기 위하여 반복계산을 하게 되며, 가설착수 후 30일 시점에서 완공되지만 완공 후 시간 의존적 성질을 검토하기 위하여 가설착수 후 10년이 경과한 시점까지 해석하였다.

4. 해석결과 비교

가설완료시점인 30일과 가설착수 후 10년 경과 시점의 2가지 상황에서 [PSDARI]의 해석결과로 얻어진 3가지 모델의 단면력을 서로 비교하였으며, 단면력은 총 모멘트, Statical 모멘트, 극한 모멘트로 나누어 비교하였다. 모멘트 분포를 보이는 그림에서는 교량 길이방향에 대하여 각 절점의 모멘트가 나타나 있는데 0, 40, 90, 140, 190, 230 m가 지점의 위치이다.

4.1 총모멘트

총모멘트는 사하중 모멘트, 프리스트레싱에 의한 1차 모멘트(靜定 모멘트), 프리스트레싱에 의한 2차 모멘트의 합으로서, PC 세그멘탈교량의 Tendon 배치가 일반적인 Post-tensioning 부재와는 달리 부재 구간별로 직선 Tendon이 사용되기 때문에 총모멘트 분포는 그림 4-그림 7 같이 톱니의 형상을 보이고 있다. 즉, 한 절점에 대하여 좌측과 우측의 Tendon량이 다르기 때문에, k번 부재의 j 단 모멘트와 k+1번 부재의 i 단 모멘트가 서로 다른 값을 갖게 된다. 총모멘트 분포의 대체적인 경향은 5경간 연속보의 분포하중에 대한 모멘트와 부호만 다른 분포를 보이고 있는데, 이것은 Tendon이 효율적으로 배치되었음을 시사하는 것으로 활하중 모멘트가 추가된다면 총모멘트의 절대값이 작아지는 방향으로 변화하게 될 것이다.

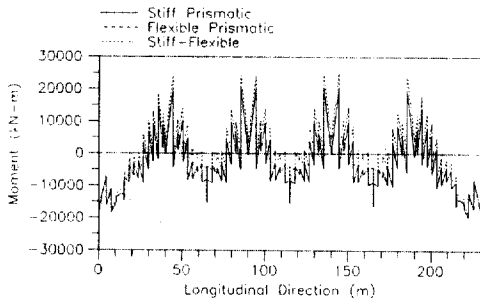


Fig. 4. Total Moment(30 days)

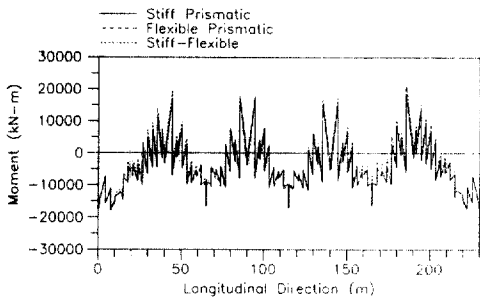


Fig. 5. Total Moment(10 years)

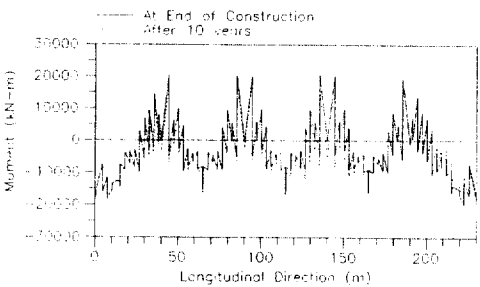


Fig. 6. Total Moment of Prismatic Model

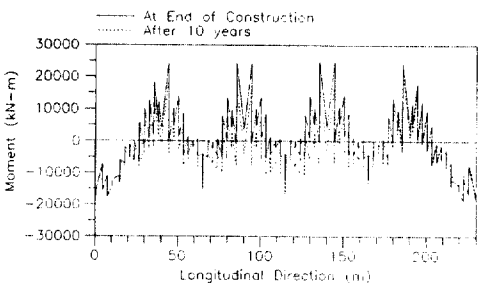


Fig. 7. Total Moment of Stiff-Flexible Model

30일 시점에서는 최대와 최소 강성을 갖는 2개의 균일단면 모델의 총모멘트분포가 거의 같아서 그림 4에서 구별하기 힘들 정도이며 지점부위의 최대 총모멘트를 나타내는 표 2에서 모델 A와 모델 B는 1% 이내의 차이를 보이므로, 균일단면에서는 강성의 크기가 부재력에 영향을 주지 않는다고 보아도 무리가 없을 것이다. 변단면 모델의 총모멘트는 외측 경간보다는 특히 내측 경간에서 균일단면 모델과 차이를 보이고 있는데, 내측 경간 Key 세그먼트 위치에서 약 50% 작은 부모멘트를 보이고 있다. 지점부의 최대 총모멘트는 변단면 모델이 균일단면 모델에 비하여 크게 나타나는데, 표 2에서 보는 바와 같이 양쪽이 모두 내측경간인 지점 중에서 가장 나중에 Cantilever로 시공된 지점 D 부근의 57번 절점에서 22% 큰 정모멘트를 갖는다. 이 때, 지점 위치의 55번 절점보다 4.5 m 떨어진 57번 절점에서 최대값을 갖는 것은 Prestressing으로 인한 정모멘트가 지점위치의 사하중 부모멘트로 인하여 가장 크게 감소되기 때문이다.

가설착수 후 10년 경과시점에서는 그림 5에서 보는 바와 같이 변단면 모델의 모멘트분포가 균일단면 모델의 모멘트분포에 접근하고 있다. 이것은 시간이 경과함에 따른 모멘트의 재분배 효과를 나타내주는 것으로 가설완료시와 가설착수후 10년 경과시점의 총모멘트 분포를 나타내는 그림 6(균일단면 모델)과 그림 7(변단면 모델)에서 보는 바와 같이 변단면 모델이 균일단면 모델보다 모멘트의 재분배 효과가 더 크다는 것을 말해 주고 있다. 또, 나중에 가설된 외측 경간에서는 시간 경과에 따른 모멘트 재분배 효과가 크지만 먼저 가설된 외측 경간에서는 모멘트 재분배 효과가 크지 않다는 것을 발견할 수 있는데, 이것은 먼저 가설된 구간은 이미 구조적 System이 안정되어 새로 진행되는 가설작업의 영향이 작으나, 나중에 가설된 구간은 구조적 System의 변화에 상대적으로 민감하기 때문인 것으로 판단된다.

4.2 Statical 모멘트

그림 8에서 그림 11까지는 시공완료시점과 가설 후 10년 경과시점에서의 Statical 모멘트 분포를 보여주고 있다. Statical 모멘트는 사하중 모멘트와 Prestressing에 의한 2차 모멘트의 합으로 나타내

표 2. 지점 부위의 최대 총 정모멘트(kN-m)

위 치	절 점	가설 완료시점 (30일)			가설 후 10년 경과시점		
		모델 A	모델 B	모델 C	모델 A	모델 B	모델 C
지점 B 부위	19	20600	20400	24700	17300	17100	19700
지점 C 부위	34	20300	20100	24300	18000	16200	16900
지점 D 부위	57	20500	20500	25000	15600	16000	17500
지점 E 부위	76	19600	19500	24400	19000	18200	21400

는데 총모멘트에서 Prestressing에 의한 1차 모멘트를 뺀으로써 구할 수 있다. 이 때, Creep과 Relaxation 등으로 인한 긴장력의 변화로 가설 후 10년 경과시점에서 Prestressing에 의한 정정 모멘트가 약 3% 감소하였다. 그림 8은 균일단면 모델의 시공완료시점의 Statical 모멘트 분포가 휨강성의 크기와 관계 없다는 것을 보여준다. 최대 강성과 최소 강성을 갖는 두 균일단면 모델의 Statical 모멘트 차이는 0.6% 이내로 나타났다. 변단면 모델은 균일단면 모델과 많은 차이를 보여서, 내측경간 중에서

가장 나중에 시공된 지점 D와 지점 E 사이의 중앙 경간에서 최대 35% 큰 정모멘트를 갖고, 최대 Statical 정모멘트 발생위치인 마지막 시공구간의 외측 경간에서 약 9% 큰 정모멘트를 갖는다. 부모멘트는 가장 나중에 Cantilever로 시공된 지점 E에서 가장 큰 차이를 보여서 변단면 모델이 균일단면 모델에 비하여 약 10% 작은 값을 보이고 있다.

가설착수 후 10년 경과시점에서는, 그림 9와 같이 변단면 모델의 Statical 모멘트 분포가 균일단면 모델의 Statical 모멘트 분포에 접근하고 있다. 시공

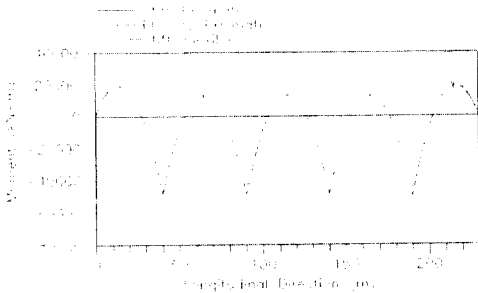


Fig. 8. Statical Moment(30 days)

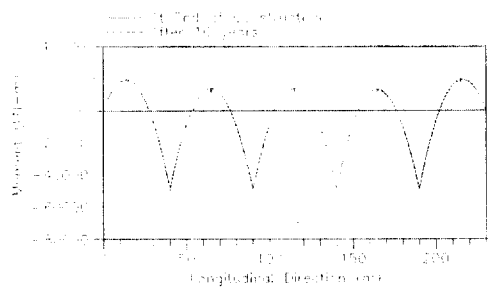


Fig. 10. Statical Moment of Prismatic Model

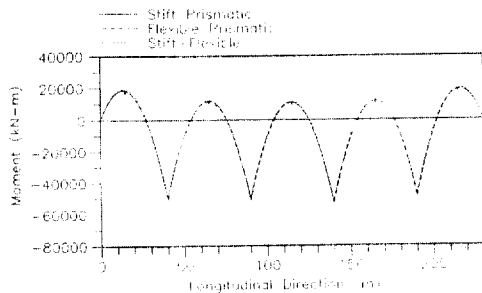


Fig. 9. Statical Moment(10 days)

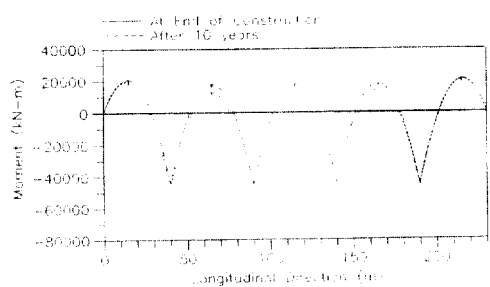


Fig. 11. Statical Moment of Stiff-Flexible Model

완료시점에서 35% 큰 정모멘트를 갖고 있었던 지점 D와 지점 E 사이의 중앙 구간에서 18% 차이로 줄어들었으며, 최대 Statical 정모멘트 발생위치인 마지막 시공구간의 외측 구간에서는 약 9%의 차이가 약 6%로 줄었다. 지점 E의 부모멘트도 약 10%의 변단면 모델과 균일단면 모델의 차이가 약 5%로 줄어들게 되었다. 前述한 바와 같이 변단면 모델이 균일단면 모델보다 모멘트의 재분배 효과가 더 크게 되는데, 가설완료시와 가설착수 후 10년 경과시점의 변화를 나타내는 그림 10(균일단면 모델)과 그림 11(변단면 모델)을 보면 중앙 구간에서 균일단면 모델이 약 20% 감소한 Statical 모멘트를 보이고 변단면 모델은 약 35% 감소한 Statical 모멘트를 보인다.

4.3 극한모멘트

극한모멘트 M_u 는 식 (3)과 같이 모멘트의 각 항에 하중계수를 적용하여 합함으로써 구한다. 이 때, 사하중 모멘트 M_D 를 시간에 따라 변하는 모멘트라고 규정한다면 식 (4)와 같이 시공완료시점의 사하중 모멘트 $M_{D,start}$ 와 시간에 따른 함수인 Creep 모멘트 $M_{cp}(t)$ 의 합으로 표현할 수 있으며, M_u 는 식 (5)로 쓸 수 있을 것이다. 이 경우, t 는 시공이 완료된 시점에서 시작되어 $M_D(t)$ 는 시공완료시점에서 $M_{cp}(t) = 0$ 으로써 $M_{D,start}$ 와 같은 값을 가지며, 최종검토시점에서 [PSDARI]의 10년 경과 후의 결과와 같이 최종 Creep 모멘트와 $M_{D,start}$ 의 합이 될 것이다. M_D 를 이와 같이 규정한다면 M_u 를 계산할 때 Creep 모멘트에 대한 하중계수도 사하중에 대한 하중계수인 γ_D 를 취하게 될 것이다.

$$M_u = \sum \gamma_i M_i \quad (3)$$

$$M_D(t) = M_{D,start} + M_{cp}(t) \quad (4)$$

$$M_u = \gamma_D M_D(t) + \gamma_{ps,s} M_{ps,s} + \gamma_L M_L \quad (5)$$

이와는 달리 사하중 모멘트 M_D 를 시간에 관계없는 함수로 시공이 완료된 시점에서의 모멘트라고 규정한다면, Creep 모멘트 M_{cp} 를 분리하여 식 (6)과 식 (7) 같이 두 시점에서의 M_u 를 계산하여 검토할 수 있을 것이다. 이 경우에는 M_{cp} 에 대한 하중계수 γ_{cp} 의 결정이라는 문제가 제기되는데, 도로교 표준시방서⁽⁹⁾의 확실한 규정이 없으므로 아직까지는 구조기술자의 판단에 따를 수 밖에 없다고 판단된다.

서울시 도시고속도로 내부순환선 교량설계⁽⁶⁾에서는 이러한 개념을 채택하여 극한모멘트를 계산하였으며 Creep에 대한 하중계수 γ_{cp} 로는 1.0을 사용하였다.

$$\text{시공완료시점: } M_u = \gamma_D M_D + \gamma_{ps,s} M_{ps,s} + \gamma_L M_L \quad (6)$$

$$\text{최종검토시점: } M_u = \gamma_D M_D + \gamma_{cp} M_{cp} + \gamma_{ps,s} M_{ps,s} + \gamma_L M_L \quad (7)$$

프리스트레싱에 의한 2차 모멘트 $M_{ps,s}$ 는 1971년도 ACI 318 Code까지는 극한 모멘트 계산에 포함되어 있지 않았으나 이에 대한 많은 연구결과로 1977년도부터 1.0의 하중계수 $\gamma_{ps,s}$ 와 함께 포함되기 시작하여 ACI 318-89 Code⁽¹⁰⁾에는 Section 18.10.3에 규정되어 있다. 도로교 표준시방서에서는 이에 대한 언급이 없으나 콘크리트 표준시방서⁽¹¹⁾ 14.10.1 (3)항에 ACI 318-89 Code와 같은 내용으로 규정되어 있다.

하중계수 및 하중조합으로는 콘크리트 표준시방서가 식 (8)을, 도로교 표준시방서가 식 (9)를 사용하고 있는데, 도로교 표준시방서에서 규정되어 있지 않은 사항에 대해서만 콘크리트 표준시방서에 따르도록 되어 있으므로(도로교 표준시방서 1.1 (3)항), 문구상으로는 도로교 표준시방서의 식 (9)를 사용하여야 하지만, 이 식은 개정(1988년)되기 이전의 콘크리트 표준시방서와 같은 식이므로 가까운 장래에 합리적인 하중계수로 개정될 것으로 기대된다. 미국의 경우에는 하중계수를 구조재료와 구조물 용도에 관계없이 통일시키려는 움직임이 계속되어 왔다. 그러나 아직까지는 교량에 대한 하중계수를 AA-SHTO⁽¹²⁾가 별도로 규정해 놓고 있으므로 일반 콘크리트구조물에 대한 ACI 하중계수와 강구조에 대한 AISC-LRFD 설계법⁽¹³⁾의 하중계수와 명확히 구별되어 있는데 대표적 하중조합은 식 (10), (11), (12)와 같다. 이 때, 식 (9)의 i 와 식 (10)의 I 는 교량에 대한 충격계수이다.

$$\text{콘크리트 표준시방서: } M_u = 1.2 M_d + 1.8 M_L + 1.0 M_{ps,s} \quad (8)$$

$$\text{도로교 표준시방서: } M_u = 1.5 M_d + 1.8 M_L (1+i) + 1.0 M_{ps,s} \quad (9)$$

$$\text{AASHTO: } M_u = 1.3 \left[M_d + \frac{5}{3} M_L (1+I) \right] + 1.0 M_{ps,s} \quad (10)$$

$$\text{ACI: } M_u = 1.4 M_d + 1.7 M_L + 1.0 M_{ps,s} \quad (11)$$

$$\text{AISC-LRFD: } M_u = 1.2 M_d + 1.6 M_L \quad (12)$$

본 연구에서는 식 (5)와 같이 사하중 모멘트와 Creep 모멘트를 같은 성질을 갖는 변수로 처리하고 하중계수로는 식 (10)을 사용하여, Creep의 영향을 고려한 사하중 모멘트와 프리스트레싱에 의한 2차 모멘트로 구성된 극한 모멘트를 3가지 모델에 대하여 각각 계산하였다.

Ketchum⁽¹⁴⁾은 시공 중 구조계가 변하는 경우의 프리스트레스트 콘크리트 구조물에서는 일반 콘크리트 구조물 설계와 다른 방법으로 하중계수를 적용해야 하며 사하중모멘트에 하중계수를 단순히 곱하는 것으로는 충분하지 않다고 주장하였다. 이것은 Creep에 의한 응력의 재분배와 유효긴장력의 변화가 복합적으로 발생하여 Equivalent Load Method를 이용한 해석에서 Statical 모멘트는 쉽게 구할 수 있으나 사하중 모멘트와 Prestressing에 의한 2차 모멘트를 수치적으로 구분하기가 간단치 않기 때문이다. 본 연구에서는 Ketchum의 제안방법에 따라 다음과 같이 시공완료시점과 가설 후 10년 경과시점에서의 극한 모멘트를 계산하였다.

과정 1: 사하중에 대하여 구조해석을 수행하여 각 시점의 총모멘트, Tendon의 유효긴장력, Prestressing에 의한 정정 모멘트, Statical 모멘트를 구한다.

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

과정 3: 각 시점에 대하여 과정 2에서 구한 총 모멘트와 과정 1에서 구한 총모멘트의 차이를 계산하고, 그 차이를 과정 1에서 구한 Statical 모멘트에 더하여 극한 모멘트의 분포를 얻는다.

그림 12에서 그림 15까지는 시공완료시점과 가설 후 10년 경과시점에서의 극한 모멘트 분포를 보여 주고 있는데, 최대 강성과 최소 강성을 갖는 두 균일단면 모델은 대부분의 절점에서 같은 극한모멘트를 가지며 차이를 보이는 일부 절점도 1% 이내의

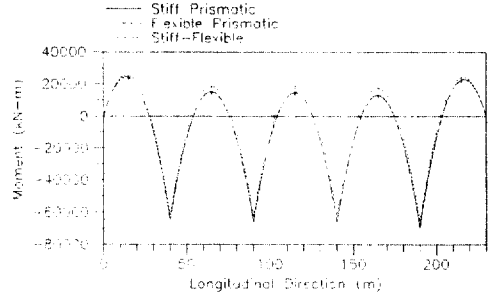


Fig. 12. Ultimate Moment(30 days)

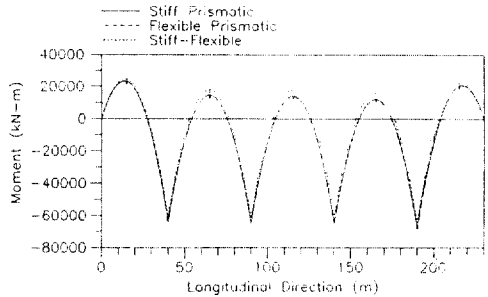


Fig. 13. Ultimate Moment(10 years)

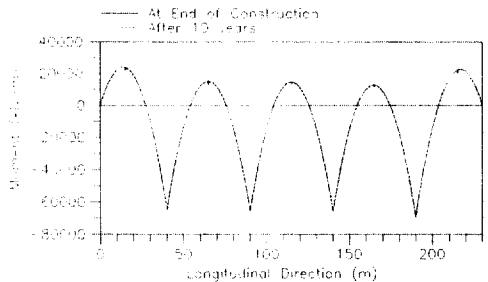


Fig. 14. Ultimate Moment of Prismatic Model

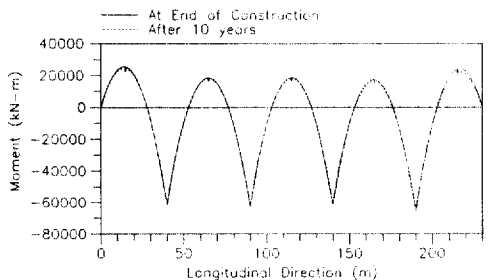


Fig. 15. Ultimate Moment of Stiff-Flexible Model

표 3. 일부 절점의 극한모멘트 (kN-m)

위 치	절 점	가설 완료시점 (30일)			가설 후 10년 경과시점		
		모델 A	모델 B	모델 C	모델 A	모델 B	모델 C
중앙 경간	46	14900	14800	18900	14200	14100	18100
지점 D	55	-66200	-66200	-61600	-64800	-64800	-60200
4번째 경간	64	13200	13100	17600	12300	12200	16600
지점 E	74	-69900	-69700	-65600	-68300	-68200	-64000
5번째 경간	83	22900	22900	24300	21100	20900	22300

차이므로 휨강성의 크기와 관계 없다고 보아도 실무설계에서 무리가 없을 것이다.

그림 12, 그림 13, 표 3에서 보는 바와 같이 극한모멘트의 크기는 시간에 따라 변하게 되지만 모델들의 극한모멘트 비율은 검토시점에 관계없는 것으로 관찰되는데, 중앙 경간의 46번 절점에서는 약 28%, 4번째 경간의 64번 절점에서는 약 35%, 5번째 경간의 83번 절점과 지점의 55번, 74번 절점에서는 약 7%의 차이를 보였다. 변단면 모델은 균일단면 모델에 비하여 정모멘트는 크고 부모멘트는 작은 경향으로 일반적인 구조물과는 반대의 현상을 보이고 있다. 이러한 현상은 시공 후 10년 경과시점에서 나타나는데, 시간에 따른 모멘트 재분배와 유효강력의 변화가 강성의 변화와 함께 복합적으로 발생하기 때문이라고 판단된다. 일반적인 Box 단면은 극한하중을 받는 경우, 넓은 상판이 정모멘트에 대하여 압축 Flange로 작용하지만 부모멘트에 대하여는 기여하는 바가 없으므로 단면의 효율성을 생각하면 부모멘트가 줄어드는 것이 구조적으로 유리할 것이다. 또 외측 경간의 83번 절점과 내측 경간의 64번 절점의 극한 정모멘트를 비교해 보면, 가설완료시점에서 균일단면 모델은 외측이 내측보다 75% 크지만 변단면 모델은 38% 크고 가설착수 후 10년 경과시점에서는 균일단면 모델이 71%, 변단면 모델이 34% 큰 것으로 나타났다. 따라서, 변단면 모델이 균일단면 모델에 비하여 더 효율적이라고 할 수 있을 것이다.

가설완료시와 가설착수 후 10년 경과시점의 변화를 나타내는 그림 14와 그림 15에서 보는 바와 같이 시간경과에 따른 극한모멘트의 변화가 두드러

지게 나타나지는 않았으나 가장 늦게 가설된 지점 E와 5번째 경간에서 각각 2%, 8% 감소하여, 구조적 System의 변화에 상대적으로 민감하다는 것을 알 수 있다. 또한, 지점들의 부모멘트는 지점 E에서 발생하므로 가장 늦게 가설된 지점부위의 단면력이 단면설계를 결정하게 될 것이다.

4.4 극한 모멘트와 Statical 모멘트의 비율

본 모델의 중요 위치에서의 극한 모멘트/Statical 모멘트 비율을 계산하여, 본 연구에서 채택한 사하중에 대한 하중계수 1.3과 비교하였다. 표 4에 정리된 비율을 보면, 시공완료시 정모멘트 구간의 비율은 하중계수 1.3보다 작고 부모멘트 구간의 비율은 하중계수 1.3보다 크게 나타났으므로 하중계수에 의하여 증가된 사하중은 부모멘트에서 더 많이 부담한다는 것을 알 수 있다. 시간 경과에 따른 변화로는 정모멘트 구간의 비율이 증가하고 부모멘트 구간의 비율이 감소하였으며 균일단면 모델보다 변단면 모델의 비율 변화가 크고 균일단면 모델 중에서는 강성의 크기가 큰 모델의 비율 변화가 큰 것을 나타낸다. 또, 처음 시공된 구간보다 마지막에 시공된 부분에서 극한 모멘트/Statical 모멘트 비율과 하중계수 1.3과의 차이가 큰 것으로 나타났다.

5. 결 론

Free Cantilever 공법으로 가설되며 균일한 단면 높이를 가지는 PC 세그멘탈교량의 초기 단면 결정에 대한 기본지침을 제공하기 위하여 단면력에 미치는 휨강성의 영향을 검토하였다. 교량의 모델은 현재

표 4. 중요 위치에서의 극한 모멘트/Statical 모멘트 비율

위 치	절 점	가설 완료시점 (30일)			가설 후 10년 경과시점			
		모델 A	모델 B	모델 C	모델 A	모델 B	모델 C	
정 모 멘 트	1번째 경간	7	1.26	1.26	1.22	1.26	1.24	1.26
	2번째 경간	26	1.12	1.12	1.06	1.19	1.26	1.39
	3번째 경간	46	1.09	1.08	1.05	1.25	1.29	1.56
	4번째 경간	64	1.00	0.99	0.98	1.03	1.01	1.19
	5번째 경간	83	1.22	1.21	1.18	1.09	1.09	1.10
부 모 멘 트	지점 B	17	1.34	1.34	1.39	1.26	1.27	1.26
	지점 C	36	1.35	1.35	1.40	1.31	1.26	1.20
	지점 D	55	1.36	1.36	1.39	1.23	1.25	1.29
	지점 E	74	1.40	1.39	1.45	1.41	1.39	1.39

시공 중에 있는 서울시 도시고속도로 내부순환선의 교량구조계산서를 참고하여 ① 실무적으로 사용 가능한 최대 강성을 갖는 균일단면, ② 최소 강성을 갖는 균일단면, ③ 단면의 높이는 균일하지만 지점 부위에서 최대 강성을 갖고 나머지 부위에서는 최소 강성을 갖는 변단면의 3가지를 택하였다. 이 모델들은 5경간 연속교로써 30일 동안 Free Cantilever 공법으로 가설되는 것으로 가정하였으며, 완공되는 시점과 가설착수 후 10년이 경과한 시점에 대한 해석결과를 분석하여 얻은 결론과 이미 알려진 사항들을 정리하면 다음과 같다.

1) 단면형상, 경간장, 경간장과 단면높이 비율의 3가지 변수를 택하여 조합한 총 72개의 경우에 대하여 Flexibility Index를 구한 결과, 높이가 균일한 경우에는 40-80의 범위가 가능하며, 높이가 변하는 교량의 경우에는 40-120의 범위가 가능하다고 판단되었다.

2) 균일단면에서는 시간 경과에 따른 총 모멘트, Statical 모멘트, 극한 모멘트 등의 부재력에 강성의 크기가 큰 영향을 주지 않으므로 예비설계 단계에서는 강성의 영향을 무시하여도 좋을 것이다.

3) 총모멘트, Statical 모멘트, 극한 모멘트 분포의 모델간의 차이는 시간경과에 따라 감소한다.

4) 시공완료시점의 구조계를 기준으로 할 때 가장

나중에 가설된 구간이 구조적 System의 변화가 크므로 마지막에 가설된 외측 경간에서 총모멘트의 재분배 효과가 크다.

5) 변단면 모델의 시공완료시점에서의 총 모멘트는 외측 경간보다는 특히 내측 경간에서 균일단면과 차이를 보이고 있는데, 10년 경과시점에서는 균일단면 모델의 총 모멘트 분포에 접근하는 경향을 보인다.

6) 총모멘트와 Statical 모멘트에 있어서 변단면 모델이 균일단면 모델보다 모멘트 재분배 효과가 크다.

7) 시공완료시점에서 변단면 모델은 균일단면 모델보다 큰 정 (+) Statical 모멘트와 작은 부 (-) Statical 모멘트 분포를 보이나, 10년 경과 후에는 Creep에 의한 응력의 재분배와 유효긴장력의 변화가 복합적으로 발생하여 일정한 경향을 발견할 수 없었다.

8) 변단면 모델은 시간경과에 따라 정 (+) Statical 모멘트가 감소하여 부 (-) Statical 모멘트가 증가하지만 균일단면 모델에서는 일정한 경향을 발견할 수 없었다.

9) 본 모델의 경우 프리스트레스트 콘크리트 구조물의 극한 모멘트는 일반적인 구조물의 거동과는 달리 강성변화에 따른 사하중 모멘트와 프리스트레

싱에 의한 2차 모멘트의 복합관계로 인하여, 지점 부근의 강성이 크다고 해서 항상 지점의 부모멘트가 크지는 않았다.

10) 극한 모멘트계산을 위하여 하중계수로 증가된 사하중은 정모멘트보다 부모멘트에서 더 많이 부담한다.

11) 시간 경과에 따라서, 정모멘트 구간의 극한 모멘트/Statical 모멘트비율이 증가하고 부모멘트 구간의 비율이 감소하였으며 균일단면 모델보다 변 단면 모델의 비율 변화가 크고 균일단면 모델 중에서는 강성의 크기가 큰 모델의 비율 변화가 큰 것으로 관찰되었다.

12) 처음 시공된 구간보다 마지막에 시공된 부분에서 극한 모멘트/Statical 모멘트 비율과 하중계수 1.3과의 차이가 큰 것으로 관찰되었다.

13) 예비설계단계에서의 초기단면 결정은 가장 나중에 가설된 구간의 부재력을 기준으로 하는 것이 한 방법이 될 수 있을 것이다.

14) 역학적인 관점으로만 본다면 본모델의 경우 변단면 모델이 더 효율적이라고 할 수 있겠다.

15) 극한 모멘트 계산에 있어서의 Creep 모멘트 분리 여부 및 하중계수 적용과 극한 모멘트 산정 방법에 관한 더 많은 연구가 필요할 것이다.

참 고 문 헌

1. Dunker, K. F. and Rabbat, B. G., "Performance of Highway Bridges", Concrete International, Vol. 12, No. 8, August 1990, pp. 40-42.
2. Menn, C., *Prestressed Concrete Bridges*, Birkhäuser Verlag AG Basel, Germany, 1990, pp. 294.
3. PCI and PTI, *Precast Segmental Box Girder Bridge*

- Manual*, Prestressed Concrete Institute and Post-Tensioning Institute, Chicago, U.S.A., 1978, pp. 13-16.
4. IABSE, AIPC, and IVBH, *Concrete Box-Girder Bridges*, Structural Engineering Documents 1e, International Association for Bridge and Structural Engineering, Switzerland, 1982, pp. 14-23.
5. VSL, *Seoul Expressway Superstructure Static Analysis*, 1990.
6. 서울대학교 공과대학 토목공학과, 삼성종합건설(주) 기술연구소, 프리스트레스트 콘크리트 교량전용의 거동해석 시스템 [PSDARI], 1991.
7. 삼성종합건설(주) 기술연구소, 프리스트레스트 콘크리트 교량전용의 거동해석 시스템 [PSDARI] 사용자 지침서, 1992.
8. Comite Euro-international du Benton, *CEB-FIP model code for concrete structure*, Cement and Concrete Association, Wexham Springs, Slough, England, 1978.
9. 대한민국 건설부, 도로교 표준시방서, 1985.
10. ACI Committee 318. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary*, ACI 318-89, ACI 318R-89, American Concrete Institute, Detroit, 1989.
11. 대한민국 건설부, 콘크리트 표준시방서, 1988년.
12. AASHTO, *Standard Specifications of Highway Bridges*, 13th ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D. C., 1983.
13. AISC. *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, September 1, 1986.
14. Ketchum, M. A., *Redistribution of Stresses in Segmentally Erected Prestressed Concrete Bridges*, U. C. Berkeley, UCB/SESM-86/07, 1986.

(接受 : 1992. 9. 24)