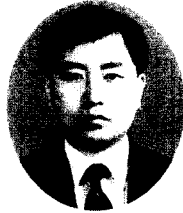


시간의존적 재료특성을 고려한 PSC 박스거더교의 장기거동 분석



이 원 표*



김 철 환**

1. 서 론

최근 Prestressed Concrete(이하 PSC)교의 건설비중은 강교대비 경제성, 사용성 등의 이점으로 점차 증대되고 있으며 가설공법 역시 종래의 동바리공법(Full Staging Method, FSM)에서 탈피하여 동바리 설치가 어려운 곳에서는 현장타설 캔틸레버공법(Free Cantilever Method, FCM)의 PSC박스거더교가 주로 시공된다.

FCM공법은 깊은 계곡이나 하천 등과 같이 동바리 설치가 어려운 곳에서 동바리 설치 없이 기시공된 교각으로부터 좌우 캔틸레버로 균형을 맞추면서 이동작업차(form traveller)를 이용하여 길이 3~5m의 세그먼트를 순차적으로 시공하여 정간 중앙부에서 key segment로 연결시키는 공법이다.

FCM공법의 효시는 1950년 Lahn교이며 국내는 1981년 원효대교를 시작으로 현재 활발히 시공되고 있다.

1995년 시공된 안동 주진교의 경우 완공후부터

현재시점까지 처짐변화를 관측한 결과 약 13cm 정도의 장기처짐이 발생한 것으로 관측되어 이에 대한 원인분석을 위해 장기변형의 영향인자인 콘크리트의 크리프, 건조수축과 강선의 릴랙세이션 및 강선과 쉬스관의 마찰계수, 교량이 위치하는 주위의 상대습도 변화에 따른 장기거동 해석을 CEB-FIP 규준과 ACI규준에 근거하여 전산해석을 수행한 후 비교 분석한다.

2. 주진교 개요

주진교는 완공후 약 4년 3개월이 경과한 교량으로 1등교로 설계된 주경간이 150m의 장경간의 PSC 박스거더교이다.(표 1 참조)

가설공법은 P1, P2에 전도방지를 위한 prop을 설치후 양방향 대칭으로 75m씩 FCM공법으로 가설하며, 측경간 25m는 FSM공법으로 가설하여 key segment로 결합시킨다. 아울러 별도의 독립된 교량으로 경간장 45m의 2경간 연속교가 FSM공법으로 가설되어 있다.(그림 2 참조)

* 현대건설 기술연구소, 책임연구원
** 정회원 · 현대건설 기술연구소, 주임연구원

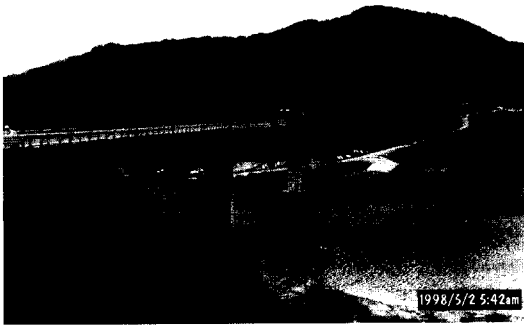


그림 1 주진교 전경

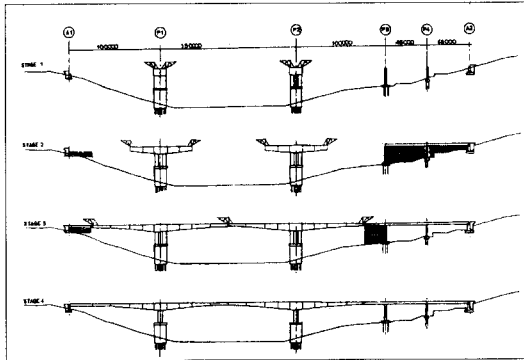


그림 2 주진교 가설공법

표 1 주진교 현황

상부구조형식	PSC Box Girder교
교량연장	440m(100m+150m+100m+2@45m)
교폭	11m (왕복 2차선)
시공법	FCM공법 350m/FSM공법 90m
설계하중	DB24(1등급)
공사기간	1991.7.10~1995.8.23

3. PSC 박스거더교의 시간의존적 해석모델

3.1 장기거동의 영향인자

PSC 박스거더교의 장기거동은 추가적인 하중의 변화가 없어도 계속 변형이 증가하는 소성변형으로 주로 크리프와 건조수축같은 콘크리트의 재료적인 특성에 기인한다.

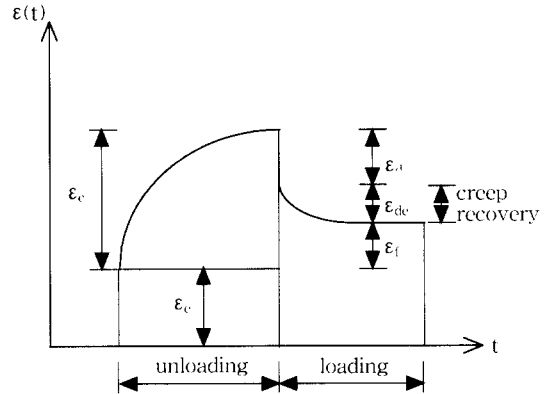


그림 3 하중재하 시간에 따른 크리프 변형도

콘크리트의 재료적 특성 외에 강선의 릴랙세이션(응력이완)이나 쉬스관의 마찰계수, 주위의 상대습도등도 장기처짐 예측의 중요한 영향인자로 볼 수 있다.

크리프는 지속되는 응력상태에서의 변형도 증분으로 정의된다. 크리프의 특성은 그림 3에 설명되어 있다. 이 그림은 콘크리트의 일정한 하중을 장기간 재하후 제거하였을 때 재하시간과 변형도와의 관계를 나타낸 것이다. 여기서 재하후 즉시 발생하는 변형도 ϵ_e 는 탄성변형도이며 외부하중 증분없이 시간의 경과에 따라 증분되는 ϵ_c 가 크리프 변형도이며 회복가능한 지연변형도 ϵ_d 와 회복불능의 플로변형도 ϵ_f 의 합계로 보기도 한다.

크리프의 영향인자는 초기 재하시 콘크리트의 압축강도 및 재령, 하중지속시간, 응력의 크기, 부재의 크기, 상대습도, 온도, 물 시멘트 비, 시멘트량, 철근량과 배근상태, 양생조건등에 영향을 받는다.

크리프의 예측은 여러 가지 인자 때문에 어려운 일이므로 ACI Code나 CEB-FIP Code 에서는 예측 모델을 제시하고 있다.(그림 2 참조)

3.2 크리프의 수학적 모델

콘크리트의 크리프는 재하시의 재령, 지속응력의 크기, 배합설계, 주변환경과 실제로 작용된 응력이력(stress history)에 따라 변하므로 정확히 예측하기가 어렵다. 실제 구조물에 작용하는 응력

은 일정하지 않고 시간에 따라 변화하므로 일정한 응력이 작용하는 경우를 가정하여 구한 크리프변형곡선으로부터 실제의 응력이력에 의한 크리프변형을 구하며 이를 위해서는 시간에 대한 적분을 수행해야 한다.

시간에 따른 크리프변형도는 응력 $\alpha(t)$ 가 일정하지 않을 때 식 (1)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\epsilon_c(t) = \int_0^t J(t, \tau) \frac{d\alpha(\tau)}{\tau} \tau \quad (1)$$

여기서 $\epsilon_c(t)$ 는 관측시점 t 에서의 크리프변형도이며, $J(t, \tau)$ 는 재하시점이 τ 이고, 관측시점 t 일에서의 specific creep compliance function (특성크리프함수)을 나타낸다. ACI 209모델 및 CEB-FIP 모델에서의 크리프계수를 이용하면 식 (2)와 같다.

$$\begin{aligned} J(t, \tau) &= \frac{1}{E(\tau)} C(t, \tau) \quad (\text{ACI 209 모델}) \\ &= \frac{1}{E(28)} \phi(t, \tau) \quad (\text{CEB-FIP 모델}) \quad (2) \end{aligned}$$

여기서 $E(\tau)$ 및 $E(28)$ 은 각각 재령 τ , 28일에서의 탄성계수이다. 특성크리프함수 $J(t, \tau)$ 는 부재의 재령 τ 에 단위응력을 재하하였을 때 재령 t 일에서의 부재의 크리프변형을 나타내며 ACI 모델의 경우 탄성계수를 재하시의 재령으로 CEB-FIP 모델의 경우 28일 재령의 탄성계수를 사용한다는 점에서 차이점이 있다.

3.3 크리프 건조수축의 시방규정에 의한 예측모델

시간의 경과에 따라 변화하는 콘크리트의 특성치 변화는 실제적인 실험에 의한 결과를 분석하여 예측할 수 있으나 실험은 많은 시간을 필요로 하므로 현실적으로 불가능한 경우가 많다. 이러한 경우의 콘크리트의 배합설계 및 주변환경변수에 따라 표시된 실험식으로 예측할 수 있다. 대표적으로 ACI와 CEB-FIP의 두 예측모델이 있다. 이러한 모델은 초기 탄성변형항에 하중 작용시 재령 τ 일에서의 탄성계수 $E(\tau)$ 가 필요한데 이 값 또한 시간의 함수이며 일반적으로 재령 28일에서

의 탄성계수 E_{28} 을 기준으로 식 (3)을 사용하고 있다.

$$E(\tau) = E(28) \cdot \left[\frac{\tau}{a + b \cdot \tau} \right]^q \quad (3)$$

여기서 a, b는 콘크리트의 배합에 관계된 상수이며 보통 a=0.4, b=0.85이다. q는 곡선의 형태를 나타내는 승수로서 ACI에서는 1/2을 CEB-FIP에서는 2/3을 사용하고 있다.

또한 크리프 변형에 있어서 CEB-FIP모델은 크리프의 변형을 지연탄성변형과 지연영구변형의 합으로 나타내고, 하중제거시의 크리프 회복변형 (creep recovery)은 지연탄성변형의 항만 고려하는 반면에 ACI모델에서는 크리프 변형을 하나의 함수로 정의하여 하중제거시에도 크리프 회복변형으로 전체항을 사용한다. 다음은 위의 두 모델의 규정을 간략히 요약한 것이며, 총 크리프함수 $J_T(t, t_0)$ 는 단위응력에 대한 탄성변형과 크리프변형의 합계를 나타낸 것이다.

3.3.1 CEB-FIP 모델

(1) 크리프

총 크리프 함수 $J_T(t, \tau)$ 는 식 (4)와 같다.

$$\begin{aligned} J_T(t, \tau) &= 1/E(\tau) + [(\beta_a(\tau) + \phi_d \beta_d(t - \tau) \\ &\quad + \phi_f \{\beta_f(t) - \beta_f(\tau)\})/E(28)] \quad (4) \end{aligned}$$

여기서

- $1/E(\tau)$: 재령 τ 에 발생하는 탄성변형
- $\beta_a(\tau)/E(28)$: 단기 회복불능 영구변형
- $\phi_d \cdot \beta_d(t - \tau)/E(28)$: 하중제거후 회복되는 지연 탄성변형
- $\phi_f \cdot \{\beta_f(t) - \beta_f(\tau)\}/E(28)$: 하중제거 후에도 회복되지 않는 변형
- $E(\tau)$: 하중재하시 재령 τ 에서의 탄성계수
- $\beta_a(\tau)$: $0.8 \cdot (1 - \sigma_{ck}(\tau)/\sigma_{ck}(28))$
- ϕ_d : 0.4, 지연탄성변형계수
- $\beta_d(t - t_0)$: 하중 재하시점에 따른 지연탄성변형함수
- ϕ_f : $\phi_{f1} \cdot \phi_{f2}$, 지연영구변형계수

ϕ_{f1} : 주변 상대습도에 관련된 계수
 ϕ_{f2} : 부재 가상두께에 관련된 계수
 $\beta_f(t)$: 단면 두께에 관련된 지연영구변형함수

$$K_s = 0.81 + 0.07s$$

$$K_H = 1.27 - 0.0067H; H > 40\%$$

$$K_T = 1.0 - 0.0167(T - 6.0); T > 6 \text{ inch}$$

특성크리프함수 $J(t, \tau)$ 은 식 (5)와 같이 나타낼 수 있다.

$$J(t, \tau) = [(\beta_d(\tau) + \phi_d \beta_d(t - \tau) + \phi_f \{\beta_f(t) - \beta_f(\tau)\})] / E(28) \quad (5)$$

크리프 계수 $\phi(t, \tau)$ 는 식 (6)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\phi(t, \tau) = \beta_d(\tau) + \phi_d \beta_d(t - \tau) + \phi_f [\beta_f(t) - \beta_f(\tau)] \quad (6)$$

(2) 건조수축

CEB-FIP code에 의한 건조수축 변형도는 식 (7)과 같다.

$$\epsilon_s(t, \tau) = \epsilon_{sd} [\beta_s(t) - \beta_s(\tau)] \quad (7)$$

여기서 ϵ_{sd} 는 극한 건조수축계수로서 $\epsilon_{sd} = \epsilon_{s1} \times \epsilon_{s2}$ 이며 ϵ_{s1} 은 환경조건에 관계되는 값이며 ϵ_{s2} 는 단면두께에 관계되는 값이다.

$\beta_s(t)$ 는 시간에 따른 건조수축계수의 함수이며 부재가상두께에 따라 다르다.

3.3.2 ACI 209모델

(1) 크리프

총 크리프함수 $J_T(t, \tau)$ 식 (8)과 같다.

$$J_T(t, \tau) = \frac{1}{E(\tau)} \left\{ 1 + \frac{(t - \tau)^{0.6}}{10 + (t - \tau)^{0.6}} C_u \right\} \quad (8)$$

여기서 최종 크리프계수

$$C_u = 2.35 \cdot K_\tau \cdot K_s \cdot K_H \cdot K_T$$

$$K_\tau = 1.25\tau^{-0.118} \text{ ; 습윤양생}$$

$$= 1.13\tau^{-0.095} \text{ ; 증기양생}$$

τ : 하중재하시 재령(일)
 S : 슬럼프(inch)
 H : 상대습도(%)
 T : 부재 최소두께(inch)

표준조건 즉 슬럼프 2.7inch, 상대습도 40%, 부재최소두께 6inch, 재하시 재령 7일이면 최종 크리프계수는 2.35이다.

특성크리프함수 $J(t, \tau)$ 는 다음 식 (9)와 같다.

$$J(t, \tau) = \frac{(t - \tau)^{0.6}}{10 + (t - \tau)^{0.6}} \frac{C_u}{E(\tau)} \quad (9)$$

크리프계수 $C(t, \tau)$ 는 다음과 같이 나타낸다.

$$C(t, \tau) = \frac{(t - \tau)^{0.6}}{10 + (t - \tau)^{0.6}} C_u \quad (10)$$

(2) 건조수축

ACI code에 의한 건조수축 변형도는 식 (11)과 같다.

$$\epsilon_s(t) = \frac{(t - t_0)^e}{f + (t - t_0)^e} \epsilon_{so} \quad (11)$$

식 (11)에서 기본 건조수축계수는

$$\epsilon_{so} = a \cdot K_s \cdot K_H \cdot K_T$$

t : 건조수축의 영향을 고려하고자 하는 시점(일)
 t_0 : 양생 종료시의 재령(일)

K_s, K_H, K_T : 슬럼프, 상대습도, 부재크기에 관련된 계수

$$a = 0.00080, f = 35 \text{ ; } t_0 = 7 \text{ (습윤양생)}$$

$$a = 0.00073, f = 55 \text{ ; } t_0 = 1 \sim 3 \text{ (증기양생)}$$

$$e = 0.90 \sim 1.10$$

3.4 강선의 릴랙세이션

프리스트레싱 강선은 시간이 경과함에 따라 응력이완이 발생하며 이는 크리프와 유사한 현상이고, 일정한 변형도하의 시간에 따른 응력의 감소로써 정의된다. 강선의 릴랙세이션에 대한 Magura의 제안식은 다음 식 (12)와 같다.

$$\frac{f_s}{f_{si}} = 1.0 - \frac{\log t}{c} \left(\frac{f_{si}}{f_{sy}} - 0.55 \right) \quad (12)$$

식 (12)에서

f_{si} : 재하후 시간 t 에서의 응력

f_{si} : 초기응력

f_{sy} : 0.001 offset 항복응력

c : 10(보통 강선), 45(저 릴랙세이션)

t : 응력을 가한 후의 시간

4. 주진교 장기거동 해석

4.1 해석개요

해석 프로그램은 재료 및 기하학적 비선형성을 고려한 PSC거더교 시공단계해석이 가능한 SPCFRAME을 사용하였다.

SPCFRAME은 크리프, 건조수축, 하중이력, 프리스트레싱력의 이완 등을 고려할 수 있고 시공 단계를 모사하여 Modeling을 할 수 있다.

콘크리트 거더는 변단면을 고려하여 Frame요소로 모델링하였고 각요소의 분할은 시공시의 세그먼트를 기준으로 그림 4와 같이 분할하였다.

장기처짐해석은 교량 완공직후와 4년 3개월이 경과한 현재시점, 22년후의 최종처짐을 각각 비교 분석하여 완공후부터 현재시점까지의 처짐량 및 잔여 처짐량에 대한 예측이 가능하도록 하였다.

4.2 장기거동 해석 및 분석

4.2.1 재료특성치의 변화에 따른 거동

최종 크리프계수는 2.35, 3.0, 4.0으로 최종 건조수축량은 0.00020, 0.00027, 0.00040으로, 강선의 릴랙세이션을 1%, 5%로, 강선과 쉬스의 마찰계수는 곡률계수 0.25, 0.2 파상계수 0.005, 0.002로, 교량주위의 상대습도는 40%, 70%로 변화시키면서 각각에 대한 해석을 수행하였다.(표 2 참조)

표 2의 각각의 해석 case에 따른 주경간 중앙점의 처짐변화는 표 3과 같다.

그림 4는 콘크리트 재료특성치를 설계값(표 2의 case1)으로 했을때의 장기처짐변화를 나타낸 것이다.

그림 5에서 그림 11까지는 재료특성치의 변화에 따른 최종상태(10,000일)에서의 장기처짐을 비교한 것이다.

표 2 재료특성치의 변화에 따른 해석 Case

구분	크리프	건조수축	상대습도(%)	릴랙세이션	Code
Case1	2.35	0.00027	70	1	CEB
Case2	3.0	"	"	"	CEB
Case3	4.0	"	"	"	CEB
Case5	2.35	0.00020	70	1	CEB
Case6	"	0.00027	"	"	CEB
Case7	"	0.00040	"	"	CEB
Case7	2.35	0.00027	70	5	CEB
Case8	"	"	"	1	CEB
Case9	2.35	0.00027	40	1	CEB
Case10	"	"	70	"	CEB
Case11*	2.35	0.00027	70	1	CEB
Case12*	"	"	"	"	CEB
Case13	2.35	0.00027	70	1	ACI
Case14	3.0	"	"	"	ACI
Case15	4.0	"	"	"	ACI
Case16	2.35	0.00020	70	1	ACI
Case17	"	0.00027	"	"	ACI
Case18	"	0.00040	"	"	ACI

*Case11 : 곡률계수= 0.25, 파상계수= 0.005/100cm
Case12 : 곡률계수= 0.20, 파상계수= 0.002/100cm

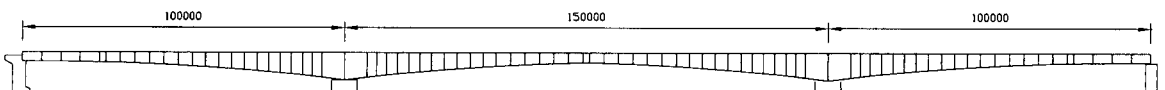


그림 4 주진교 세그먼트 분할

표 3 해석 Case에 따른 장기처짐 변화 (cm)

구분	완공 직후	현재 처짐	최종 상태		현재까지의 처짐변화
			처짐	%	
Case1	14.95	19.63	21.18	-	4.68
Case2	17.84	23.84	25.80	+18%	6.00
Case3	21.33	29.39	31.97	+51%	8.06
Case5	14.48	19.03	20.56	3%	4.55
Case6	14.95	19.63	21.18		4.68
Case7	15.68	20.34	21.90	+3%	4.66
Case7	17.89	23.52	25.54	+21%	5.63
Case8	14.95	19.63	21.18		4.68
Case9	12.15	15.76	16.81	-21%	3.61
Case10	14.95	19.63	21.18		4.68
Case11*	17.53	22.56	24.21	+14%	5.03
Case12*	14.95	19.63	21.18		4.68
Case13	20.62	21.33	21.40		0.68
Case14	26.75	27.73	27.75	+30%	1.00
Case15	34.00	35.41	35.31	+65%	1.41
Case16	20.02	20.66	20.74	-1%	0.58
Case17	20.62	21.33	21.40		0.68
Case18	22.90	23.75	23.83	+11%	0.85

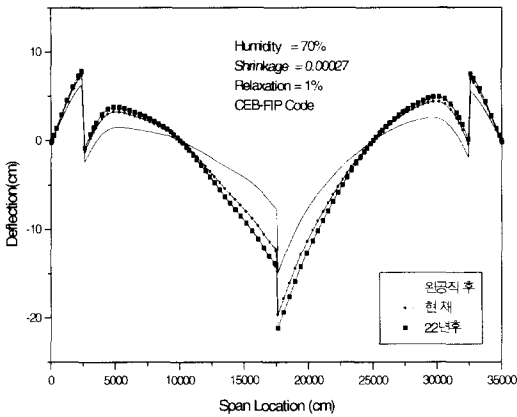


그림 4 콘크리트 재령변화에 따른 장기처짐예측

그림 12는 재료특성치의 변화중 장기처짐에 가장 큰 영향을 미치는 크리프계수의 변화에 따른 완공직후부터 현재까지의 처짐변화를 나타낸 것이고, 그림 13은 재료특성치를 표 2의 case2로 했을 때 CEB-FIP model code와 ACI 209 model

code에 의한 장기처짐 값을 상호비교 한 것이다.

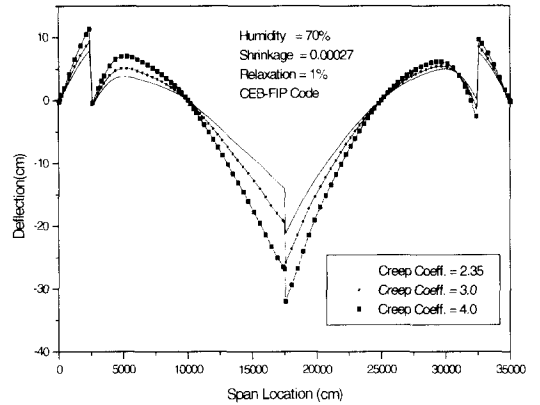


그림 5 크리프계수의 변화에 따른 최종처짐예측(CEB)

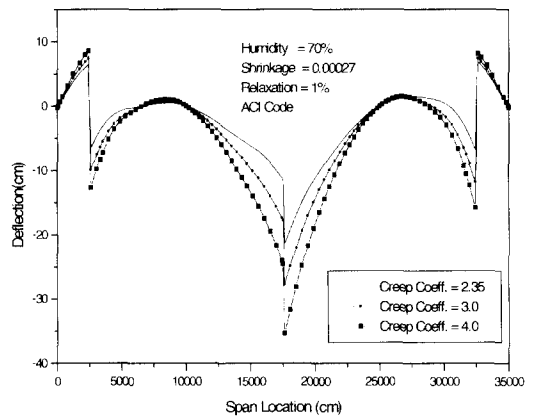


그림 6 크리프계수의 변화에 따른 최종처짐예측(ACI)

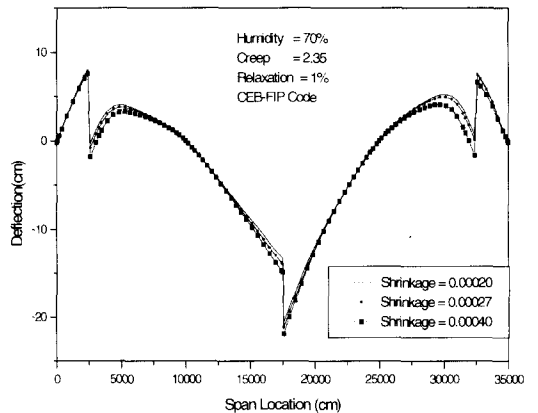


그림 7 건조수축량의 변화에 따른 최종처짐예측(CEB)

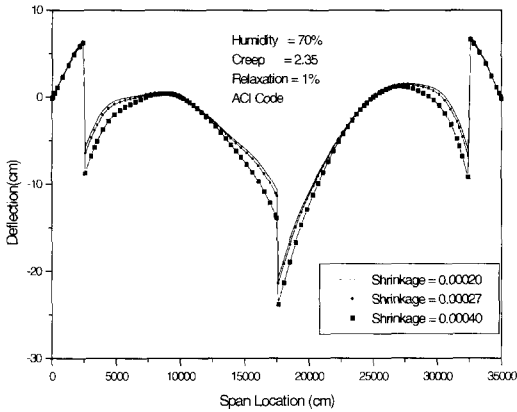


그림 8 건조수축량의 변화에 따른 최종처짐예측(ACI)

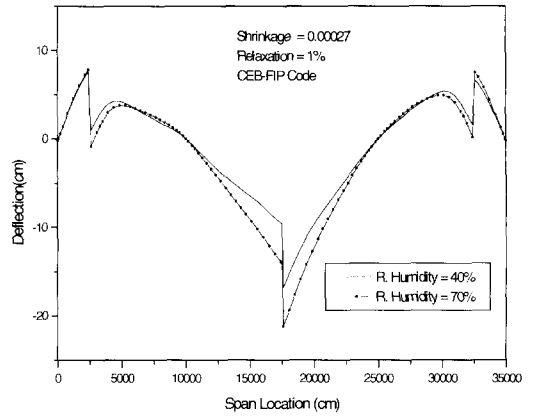


그림 11 상대습도 변화에 따른 최종처짐예측(CEB)

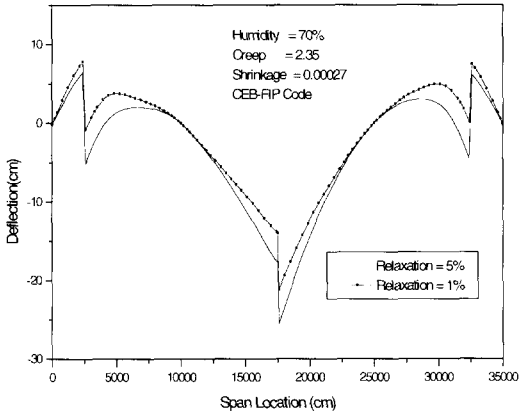


그림 9 릴랙세이션 변화에 따른 최종처짐예측(CEB)

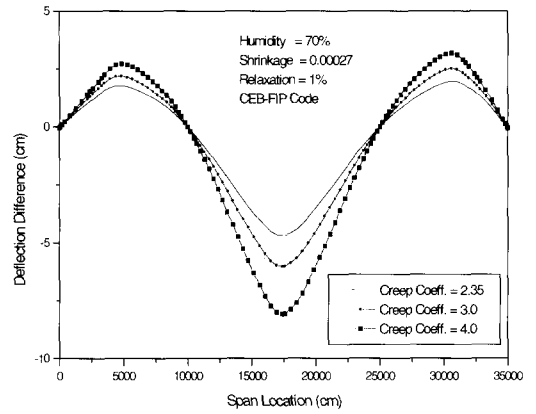


그림 12 크리프계수의 변화에 따른 완공직후부터 현재까지의 처짐변화(CEB)

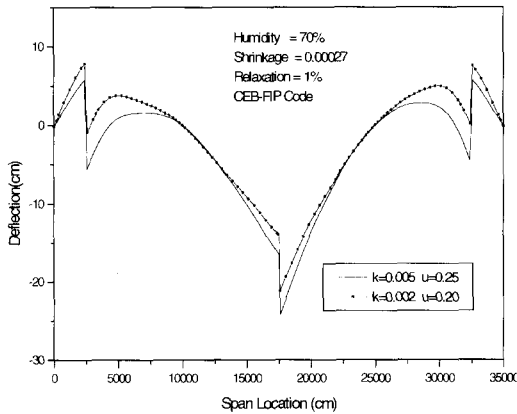


그림 10 강선과 쉬스의 마찰계수 변화에 따른 최종처짐예측(CEB)

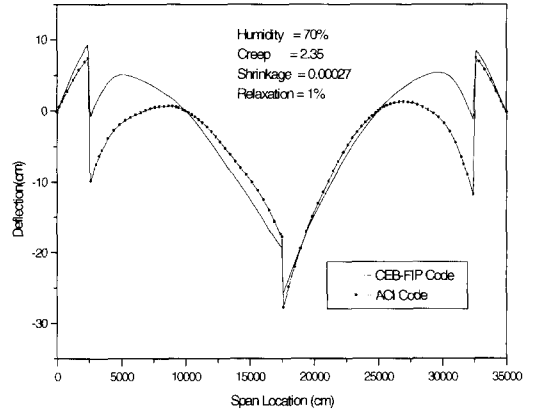


그림 13 CEB code와 ACI code의 최종처짐 예측 비교

4.2.2 장기거동 분석 및 고찰

크리프계수의 변화에 따른 시간중양의 최종처짐은 CEB-FIP code의 경우 최대 51%의 차이를 보이며 다른 재료특성치의 변화보다 민감한 영향을 보여주었다.

완공후부터 현재까지의 처짐변화도 최대 8cm로 가장 큰 값을 나타냄을 알 수 있다.

건조수축량의 변화에 따른 최종처짐은 3%정도의 차이로 영향이 크지 않음을 알 수 있다.

상대습도와 릴랙세이션의 변화에 따른 시간중양의 최종처짐은 약 21%의 차이를 보여 비교적 민감한 영향인자로 판단된다.

아울러 PS강선과 슈스관 사이의 마찰계수의 영향도 14% 정도의 차이를 보여 주었다. 이는 강선의 릴랙세이션 값처럼 시간에 따라 변하는 함수는 아니지만 최초 설계시에 재료특성치를 명확히 고려해야 함을 보여준다.

ACI code의 경우 CEB-FIP code보다 시간중양의 최종처짐은 다소 크게 평가하지만 완공후부터의 장기처짐변화량은 그림 7과 그림 8에서 보듯이 거의 변화가 없음을 알 수 있다.

완공직후부터 현재까지의 처짐변화는 그림 12에서 보듯이 시간중양부는 하향처짐을 측정간부는 상향처짐을 나타내고 크리프계수의 변화에 가장 크게 영향을 받음을 알 수 있다.

아울러 그림 13에서 보듯이 시간중양의 최종처짐예측은 CEB-FIP code와 ACI code간의 큰 차이가 없으나 측정간의 경우 다소 큰 차이를 보임을 알 수 있다.

5. 결 론

캔틸레버공법으로 시공되는 PSC 박스거더교의 경우 시공이력과 시간에 따라 변하는 재료특성치를 정확히 고려하여 캠버값을 설계하는 것이 아주 중요한 요소이며, 장기처짐을 예측하여 미리 계획교를 캠버량만큼 상향 시공함으로써 시공후 장기처짐이 발생하더라도 시각적 불안감을 제거할 수 있다.

주진교의 경우 완공직후부터 현재까지 약 13cm의 처짐이 발생하였는데 재료특성치를 다양하게 변화시키면서 장기처짐을 분석한 결과 최대 10cm

정도의 처짐변화가 생길 수 있음을 알 수 있다. 아울러 향후 잔여 처짐도 2cm 정도 추가로 예상되며 이러한 처짐변화가 구조적인 결함 때문에 발생하는 것으로는 사료되지 않는다.

이러한 설계시의 처짐예측값과 실제거동에서 차이가 발생하는 주요원인은 시방서 규정에 근거한 재료특성치의 예측오차에서 기인하는 것으로 판단되나, 재료특성치를 정확히 예측하더라도 다른 요소의 불확실성이 포함되어 있는 경우 장기 처짐량을 정확히 예측하는 것은 사실상 어렵다.

PSC 박스거더교에 과도한 처짐이 발생하였을 경우 직접적인 구조적인 결함을 초래하지는 않지만 미관과 주행성을 개선하기 위해 국내외서 교량의 elevation 보정용 포장을 overlay하고 external tendon으로 보강하는 사례가 증가하고 있는 실정이다.

이러한 추가적인 비용발생을 최소화하기 위해서는 재료특성치의 예측시 실험자료에 근거한 설계가 이루어져야 하지만 실험자료의 변동성 및 공간적, 시간적인 제약으로 인해 현실적으로 어려움이 있으므로 보다 합리적인 설계방법의 연구가 필요한 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

1. Kang, Y.J., "Nonlinear Geometric, Material and Time-Dependent Analysis of Reinforced Concrete Frames", UCB/SESM-77/1, Ph.D. Dissertation, U.C. Berkeley, 1977.
2. ACI COMMITTEE 209, "Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structure", ACI Special Publication No. 27, 1971
3. "CEB-FIP Model Code for Concrete Structures", CEB-FIP, 1978
4. Alami, B.D. "ADAPT Structural Concrete Software System", PTI, 1999
5. 장승필, 강영진, "프리스트레스트 콘크리트 형교의 해석 및 설계에 관한 연구", 유니슨 연구보고서, 1991
6. "콘크리트 표준시방서", 대한토목학회, 1996
7. "콘크리트 구조설계기준", 건설교통부, 1999
8. "도로교표준시방서", 건설교통부, 1996 