

제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개 요

5.2 해석조건

5.3 종방향 구조해석

5.4 횡방향 구조해석

5.5 하부구조 검토

5.6 내하력 평가

5.7 안전성평가 등급 산정

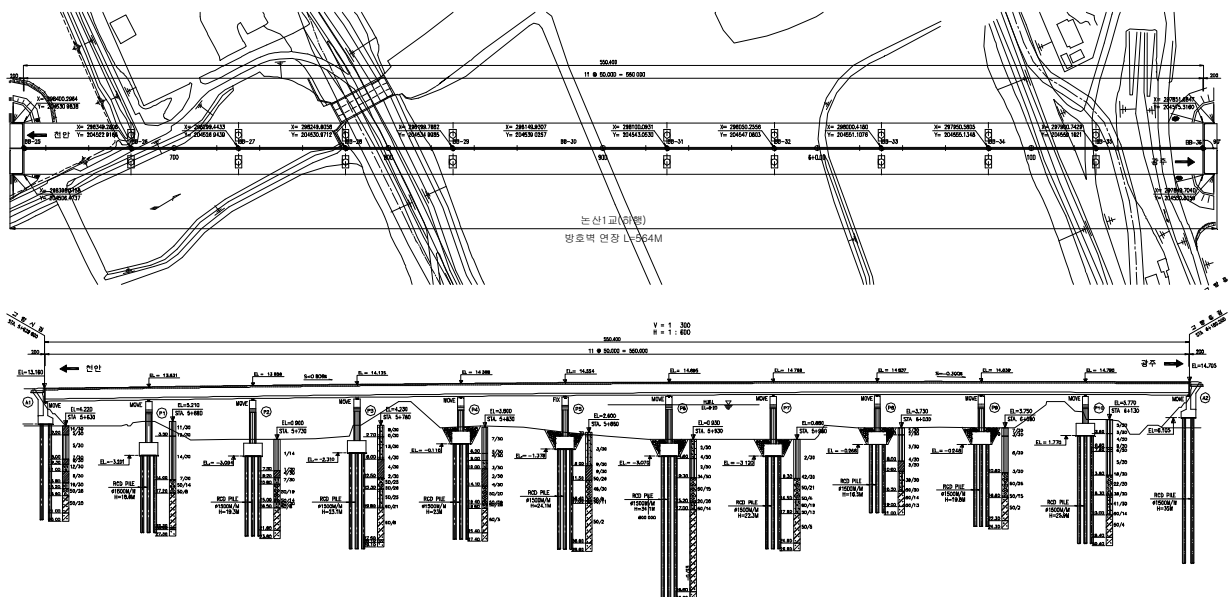
제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개요

본 과업 대상인 논산천교는 충청남도 논산시 성동면 삼호리에 위치하며 논산천안고속도로 상에 있는 교량으로서 총연장 L=550.400m 이다. 11경간 연속 PSC 박스 거더교로 압출공법(Incremental Launching Method, ILM)으로 시공되었으며 2002년에 준공되어 교명은 논산1교였으며, 후에 논산천교로 개명되었다.

본 구조물의 구조 안전성 검토 및 내하력 평가를 위한 구조해석은 고정하중 외 1등급의 DB-24(DL-24)의 활하중과 종방향 온도, 상·하연 온도차, 크리프 및 건조수축과 프리스트레스에 의한 부정정력 등에 대하여 사용하중 상태의 응력 검토와 극한상태에서의 구조안전성 검토를 수행하였다.

설계활하중 DB-24, DL-24로 현재 보유하고 있는 구조안전성 및 내하력을 평가하기 위해 도로교 설계기준 및 콘크리트 설계기준을 적용하여 대상교량의 구조안전성 및 내하력을 평가하였다.



【그림 5.1】 종·평면도

5.2 해석조건

5.2.1 교량 제원

- 교량 형식 : PSC 박스 거더교
- 가설 공법 : Incremental Launching Method (ILM)
- 교 폭 : 12.145m
- 교량 등급 : 1등급(DB-24, DL-24)
- 경간 구성 : $L = 11 @ 50.000 = 550.000\text{m}$ (곡률반경 $R = \infty$)

5.2.2 재료의 물성치 및 허용응력

재료의 물성치는 실측값 및 설계도면에서 제시된 값을 우선 적용하였고 설계도면에 기록되지 않은 값은 설계도면을 제외한 설계도서가 없는 관계로 2003년에 수행한 초기점검 보고서에서 사용된 값을 인용하였다. 또한 허용응력 등은 현행 도로교 설계기준(2010)에 근거하여 산출, 적용하였다.

가. 콘크리트

- 설계기준강도 : $f_{ck} = 40\text{MPa}$
- 탄성계수 : $E_c = 8500 \sqrt[3]{40+8} = 30,891\text{MPa}$
- 단위중량 : $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$
- 프리스트레스 도입 시 콘크리트 압축강도 : $f_{ci} = 0.8f_{ck} = 32\text{MPa}$
- 허용응력

※ 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력

- 허용휨압축응력 : $0.55 f_{ci} = 17.6\text{MPa}$

- 허용휨인장응력 : $0.5 \sqrt{f_{ci}} = 2.828\text{MPa}$ (부착철근이 있는 경우)

1.4MPa 또는 $0.25 \sqrt{f_{ci}} = 1.414\text{MPa}$ (부착철근이 없는 경우)

※ 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력

- 허용휨압축응력 : $0.40 f_{ck} = 16.000\text{MPa}$

- 허용휨인장응력 : $0.5 \sqrt{f_{ck}} = 3.162\text{MPa}$

■ 균열응력 : $0.63 \sqrt{f_{ck}} = 3.984 \text{MPa}$

※ 부가하중(크리프, 건조수축, 지점침하 등)고려시 허용응력 증가계수 1.15 적용

※ 가설시 하중고려시 허용응력 증가계수 1.25 적용

나. 철근(SD40)

■ 항복응력 : $f_y = 400 \text{MPa}$

■ 탄성계수 : $E_s = 2.0 \times 105 \text{MPa}$

다. PS 강연선

■ $f_{pu} = 1,900 \text{ MPa} / f_{py} = 1,600 \text{ MPa}$

■ 1차 강선(Top) : 7 - $\phi 12.7 \text{mm}$

■ 1차 강선(Bottom) : 7 - $\phi 12.7 \text{mm}$

■ 2차 강선 : 22 - $\phi 15.2 \text{mm}$

■ P.S 강연선의 허용응력

- 정착직후 정착구에서의 응력 : $0.7f_{pu} = 1,330 \text{ Mpa}$

- 손실이 일어난 후 설계하중 작용시 : $0.8f_{py} = 1,280 \text{ Mpa}$

■ 마찰 계수 - 곡률 마찰계수 : $\mu = 0.25/\text{rad}$

- 파상 마찰계수 : $k = 0.0066/\text{m}(\text{금속쉬스})$

■ Wedge slip량 : 6mm

■ 릴렉세이션율 : 5%

라. 적용 물성치

구분		설계도서	현장측정	적용	비고
설계 강도		- 준공도면/구조계산서 - 상부: 40.0Mpa - 하부: 24.0Mpa	- 준공도면/구조계산서 - 상부: 36.1~49.1 Mpa - 하부: 23.0~26.5 Mpa	비파괴강도 측정값이 설계기준 강도의 90%이상 상회 하므로 설계기준 강도 적용	
철근 간격 / 피복 두께	상부 구조	125 / 37.5	105~135 / 36~55	철근배근 및 피복두께는 전반적으로 설계값과 일치하므로 설계값 적용	
	하부 구조	300 / 92.0	275~310 / 89~107		

5.2.3 하중조건

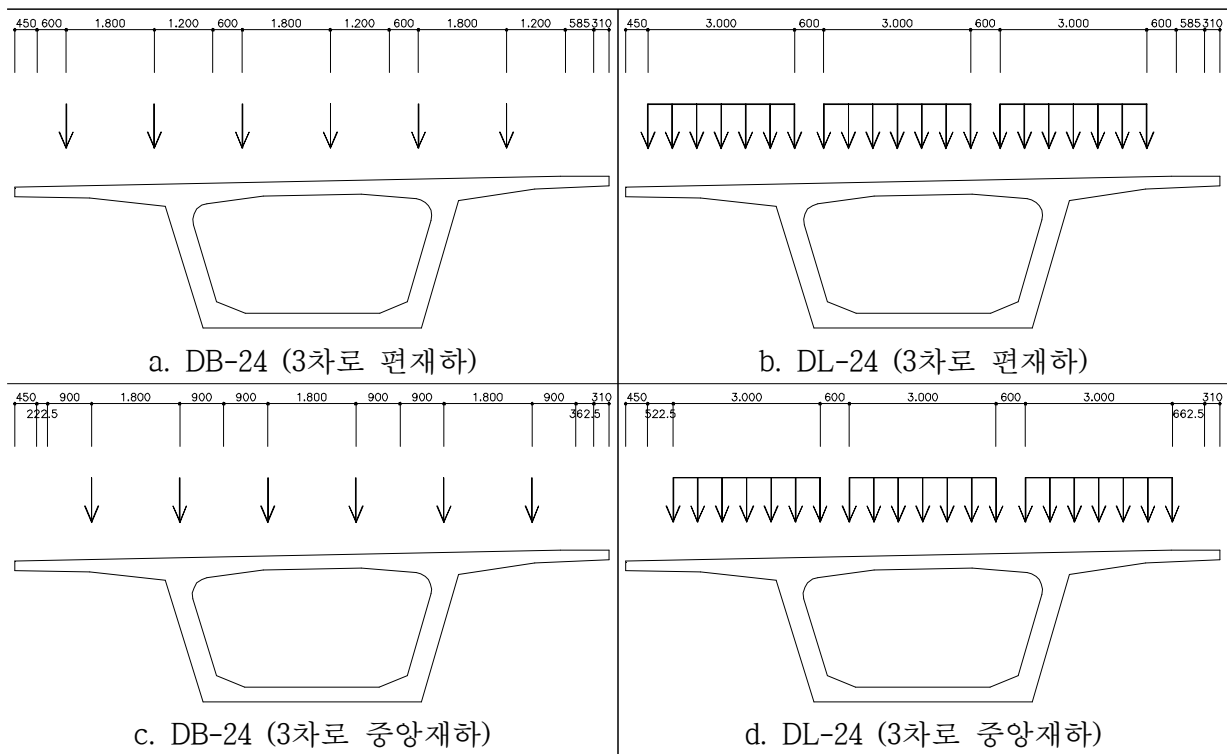
가. 고정하중

■ BOX 및 격벽 자중(1차 고정하중) : $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ 적용

■ 2차 고정하중

①	Asphalt	:	$0.10 \times 11.385 \times 23$	=	28.804 kN/m
②	우측 방호울타리	:	$8.365 \times 1EA$	=	8.365 kN/m
③	좌측 방호울타리	:	$3.790 \times 2EA$	=	3.787 kN/m
합계		:			40.956 kN/m

나. 활하중



【그림 5.2】 활하중 재하경우

- DB-24 : $P_r = 96.0\text{kN}$, $P_f = 24.0\text{kN}$

- DL-24 : $P_m = 108.0\text{kN}$, $P_s = 156.0\text{kN}$, $w = 12.7 \text{ kN/m}$

- 충격계수 : $i = \frac{15}{40 + L} = 0.1667 < 0.3$

DB-24(DL-24) 활하중 재하경우에 대하여 MIDAS CIVIL 2012 프로그램은 이동하중을 자동 재하하여 최대/최소 단면력에 대한 활하중 포락선도를 계산함

- 설계 차로 : 3차로 (설계 차로폭 3.6m)
- 하중 재하 : 설계 차로폭을 고려한 중앙재하 및 편재하에 대한 활하중 재하는 상기 그림과 같다.

다. 기타 하중

- 온도 하중 : 종방향 = $\pm \Delta 15^{\circ}\text{C}$ 상하연온도차 = $\pm \Delta 5^{\circ}\text{C}$

라. 크리프 및 건조수축

- 시멘트 : 보통(1종) 시멘트
- 지속하중 재하시 콘크리트 재령 : $t' = 7\text{일}$
- 콘크리트가 외기중에 노출되었을 때의 재령 : $t_s = 3\text{일}$
- 상대습도 : 70% (가정)
- 외기 또는 양생온도 : $T = 20^{\circ}\text{C}$
- 콘크리트의 크리프

$\varepsilon_{cs}(t, t')$: t' 일에서 $f_c(t')$ 에 의한 콘크리트의 순간 변형 및 크리프변형을 함께 고려한 전체 크리프 변형을

$$\varepsilon_{cs}(t, t') = f_c(t') \left[\frac{1}{E_{ci}(t')} + \frac{\phi(t, t')}{E_{ci}} \right]$$

E_{ci} : 28일 재령 콘크리트의 초기 접선탄성계수(Mpa)

$$E_{ci} = 2.15 \times 10^4 \sqrt[3]{\frac{f_{cu}}{10}}$$

$\phi(t, t')$: 크리프 계수 $\phi(t, t') = \phi_0 \beta_c(t - t')$

t : 콘크리트의 재령 (일)

t' : 지속하중이 작용할 때의 콘크리트의 재령 (일)

ϕ_0 : 콘크리트의 개념 크리프 계수 $\phi_0 = \phi_{RH} \beta_c(f_{cu}) \beta(t')$

ϕ_{RH} : 외기의 상대습도와 부재 두께에 의해 크리프에 미치는 영향 계수

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - 0.01RH}{0.1\sqrt[3]{h}}$$

$\beta_c(f_{cu})$: 콘크리트 강도에 의해 크리프에 미치는 영향 함수

$$\beta_c(f_{cu}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cu}}}$$

$\beta(t')$: 지속하중이 가해지는 시간 t' 에 의해 크리프에 미치는 영향 함수

$$\beta(t') = \frac{1}{0.1 + (t')^{0.2}}$$

$\beta_c(t-t')$: 재하시간에 따라 크리프에 미치는 영향 함수

$$\beta_c(t-t') = \left[\frac{(t-t')}{\beta_H + (t-t')} \right]^{0.3}$$

β_H : 외기의 상대습도와 부재의 두께에 따른 계수

$$\beta_H = 15[1 + (0.012RH)^{18}]h + 250 \leq 1500 \text{ 일}$$

h : 개념적인 부재치수(cm), $h = \frac{2A_c}{u}$

A_c : 단면적 (cm²)

u : 외기와 접촉하는 단면 둘레(cm)

RH : 상대습도 (%)

f_{cu} : 콘크리트의 28일 평균 압축강도(Mpa)

■ 콘크리트의 건조수축 변형율

$\epsilon_{sh}(t, t')$: ts재령에서 외기에 노출된 콘크리트 재령, t 에서의 전체 건조수축 변형율

$$\epsilon_{sh}(t, t_s) = \epsilon_{sh0} \beta_s(t - t_s)$$

ϵ_{sh0} : 개념적인 건조수축 계수

$$\epsilon_{sh0} = \epsilon_s(f_{cu}) \beta_{RH}$$

$\beta_s(t-t')$: 건조 기간에 따른 건조수축 변형율 함수

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{\frac{(t-t_s)}{0.035h^2 + (t-t_s)}}$$

ts : 수축이 시작 될 때의 콘크리트의 재령 (일)

$$\varepsilon_s(f_{cu}) = \left[160 + 10\beta_{sc} \left(9 - \frac{f_{cu}}{10} \right) \right] \times 10^{-6}$$

β_{RH} : 외기습도에 따른 크리프와 건조수축에 미치는 영향 계수

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] & 40\% \leq RH < 90\% \\ 0.25 & RH \geq 90\% \end{cases}$$

h : 개념적인 부재치수(mm), $h = \frac{2A_c}{u}$

마. 초기 프리스트레스 힘

- 1차 강선 : Pi = 995.000 kN
- 2차 강선 : Pi = 439.420 kN

5.2.4 하중조합

【표 5.1】 하중조합

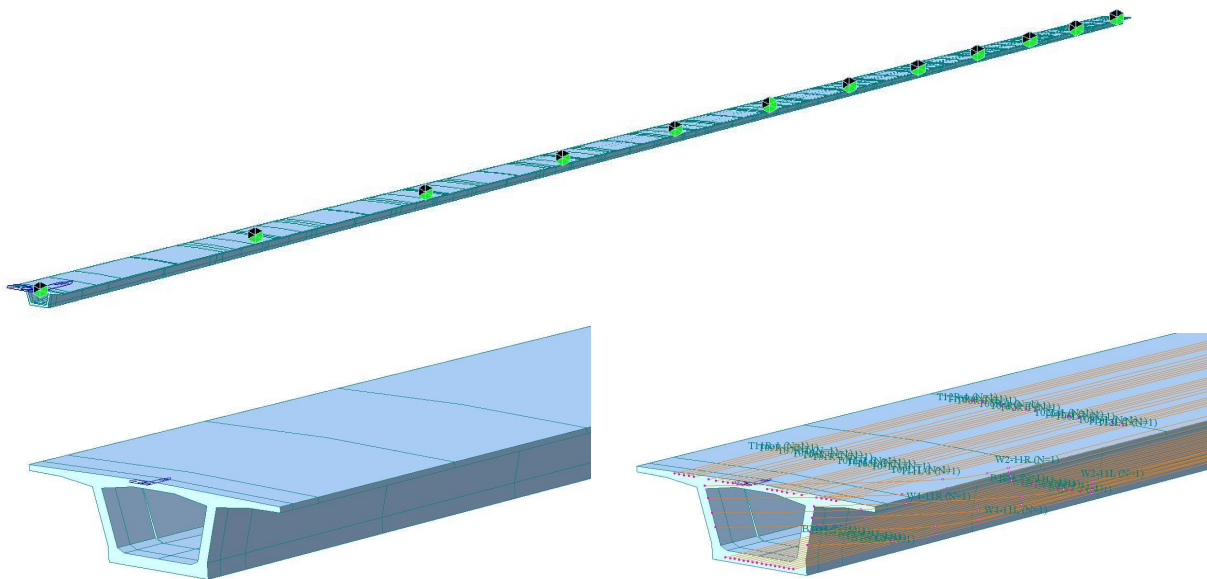
구분	고 정 하 중	활하중		전체 온도변화		상하연 온도차		C&S1)	Tendon2)	허용응력 증가계수
		만재하	편재하	+	-	+	-			
극한 강도 조합	CASE1	1.30	2.15						1.00	
	CASE2	1.30		2.15					1.00	
	CASE3	1.30	1.30		1.30		1.30	1.30	1.00	
	CASE4	1.30		1.30	1.30		1.30	1.30	1.00	
	CASE5	1.30	1.30		1.30		1.30	1.30	1.00	
	CASE6	1.30		1.30	1.30		1.30	1.30	1.00	
	CASE7	1.30	1.30			1.30	1.30	1.30	1.00	
	CASE8	1.30		1.30		1.30	1.30	1.30	1.00	
	CASE9	1.30	1.30			1.30		1.30	1.00	
	CASE10	1.30		1.30		1.30		1.30	1.00	
사용 하중 조합	CASE1	1.00	1.00					1.00	1.00	1.15
	CASE2	1.00		1.00				1.00	1.00	1.15
	CASE3	1.00	1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.25
	CASE4	1.00		1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	1.25
	CASE5	1.00	1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.25
	CASE6	1.00		1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	1.25
	CASE7	1.00	1.00			1.00	1.00	1.00	1.00	1.25
	CASE8	1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.25
	CASE9	1.00	1.00			1.00		1.00	1.00	1.25
	CASE10	1.00		1.00		1.00		1.00	1.00	1.25

주1) C&S : 크리프 및 건조수축 또는 이에 따른 단면력

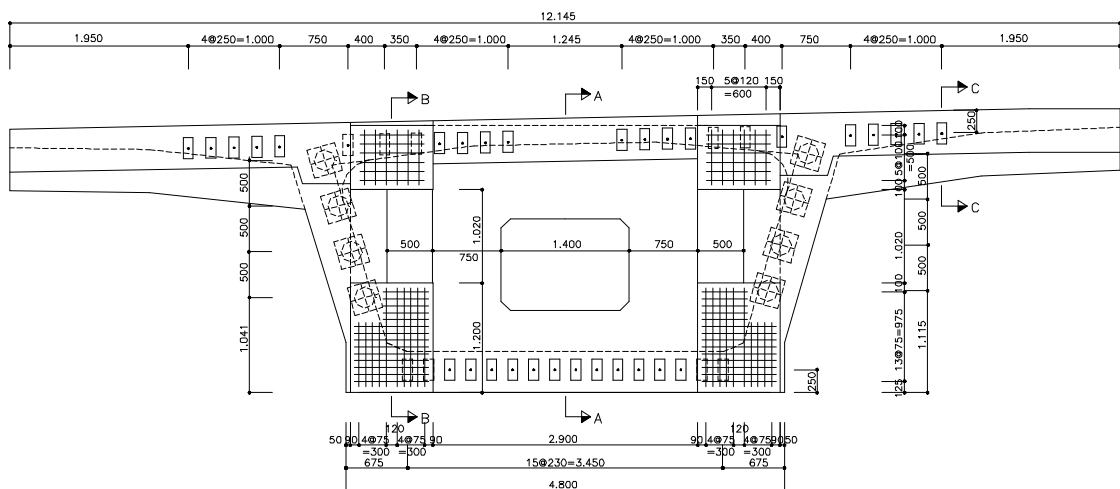
2) Tendon : 프리스트레스 또는 이에 따른 단면력

5.3 종방향 구조해석

ILM 가설공법에 의하여 시공된 본 구조물의 상부구조 해석은 구조물의 적절한 모사와 PS 강재의 모델링 및 구조계 변화에 따른 크리프 및 건조수축에의 영향, PS 강재의 장기손실과 재령에 따른 부정정력의 산출이 가능한 모델을 적용하여야 한다. 따라서 이러한 구조거동을 가장 유사하게 모델링 할 수 있는 프로그램의 선정이 우선되어야 하며 지정교의 종방향 해석을 위해 PSC Box 거더교의 시공단계별 해석이 가능한 해석 프로그램인 MIDAS Civil 2012를 사용하여 다음과 같이 모델링하였다.

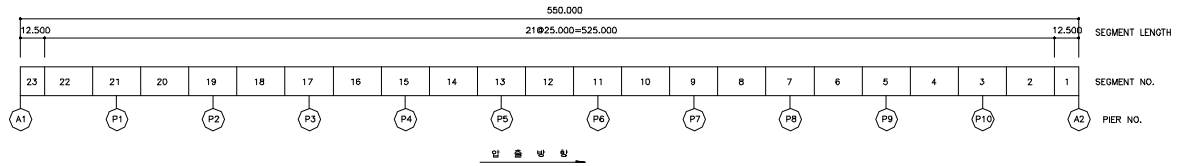


【그림 5.3】 해석모델

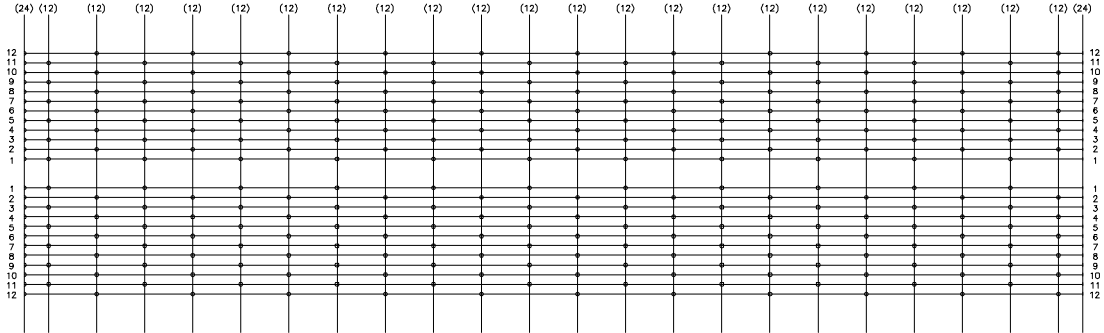


【그림 5.4】 강연선 배치도

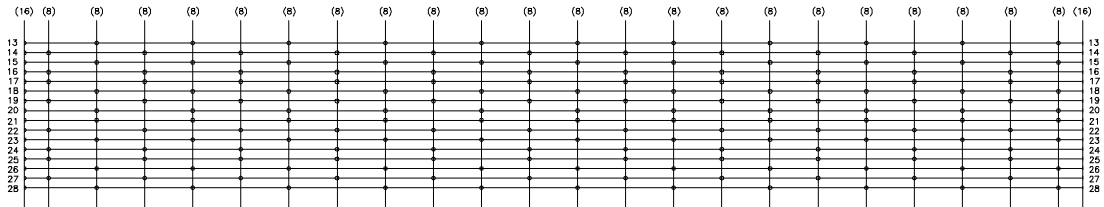
1 차 감 선 배 치 도



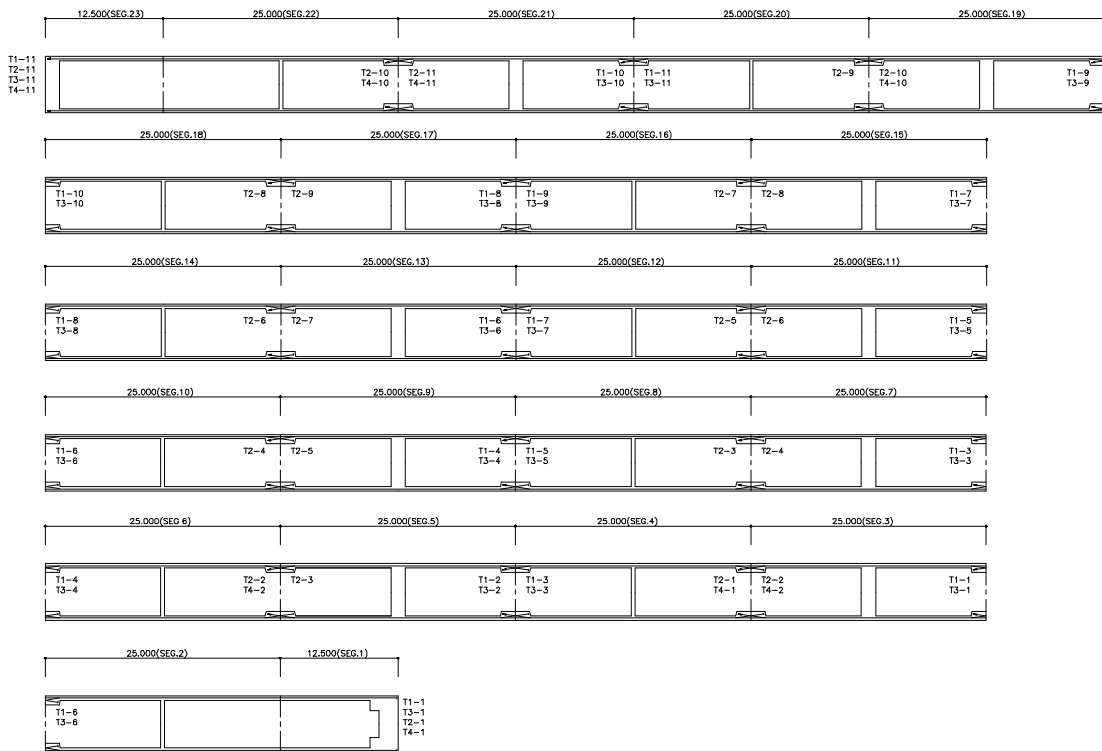
상 부



하 부



2 차 감 선 배 치 도



【그림 5.5】 강연선 배치도(계속)

5.3.1 검토 방법

논산천교는 2012년 12월에 준공된 설계하중 DB/DL-24의 PSC-Box교로 안전성 및 내하력 평가를 위하여 시공단계 및 현 구조물 상태에 따른 하중상태를 고려하여 허용응력 및 강도설계법에 의한 안전성 평가를 수행하고 이를 바탕으로 내하력 평가를 수행하고자 한다. 따라서, 내하력 평가를 위해 고정하중, 활하중, 프리스트레싱, 크리프와 건조수축에 의한 부정정력 및 기타 하중에 대한 정적해석을 수행한다.

5.3.2 허용응력에 의한 안전성 평가

가. 개요

일반적으로 PSC 박스 거더에 적용되는 하중은 자중(1차 고정하중)과 2차 고정하중, 활하중, 크리프와 건조수축, 지점침하, 온도, 풍하중, 프리스트레싱 및 2차 부정정력 등이 고려되며 본 구조해석은 도로교 설계기준에 준용하여 실시하였다.

구조해석을 통하여 PSC 박스 자중(1차 고정하중)과 2차 고정하중, 크리프와 건조수축에 대한 응력 집계를 수행하였고 이 후 활하중에 대하여 최대·최소 단면력을 고려하여 각각에 대한 조합을 수행하였고 부하중의 경우에도 ±효과를 감안 최대치 및 최소치를 감안하여 응력 집계를 수행하였다.

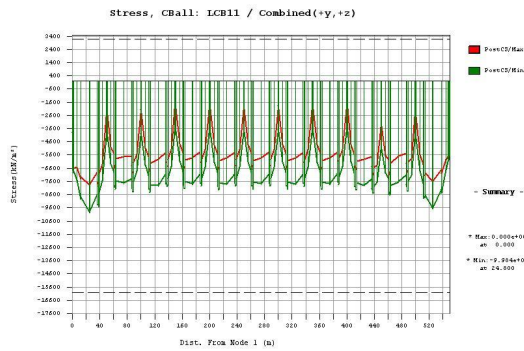
나. 종방향 응력 검토 결과

1) 단면 상·하연 발생응력 검토

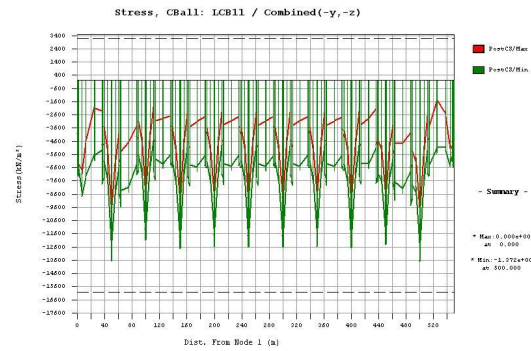
단면 상·하연 발생응력은 다음과 같다. 여기서, 콘크리트의 허용휨인장응력은 3.162MPa이고, 허용휨압축응력은 16.000MPa이다. CASE3 ~ CASE10의 경우 도로교설계기준(2010)의 2.2.2항에 따라 주하중+주하중에 해당하는 특수하중+온도변화의 영향인 경우에 해당하므로 허용휨압축응력에 대한 할증을 15%로 설정하여 허용휨압축응력은 18.4MPa이고 이 경우 허용인장응력에 대한 할증은 고려하지 않는다.

검토 결과 허용응력에 대한 PSC Box 상·하연의 최대 발생응력은 허용응력 이내로 안전성을 확보하는 것으로 나타났다. 【그림 5.6】은 하중조합별 PSC Box 상·하연의 최대·최소 발생응력을 나타낸 것이다.

CASE 1 : 고정하중+활하중(만재하)+프리스트레스

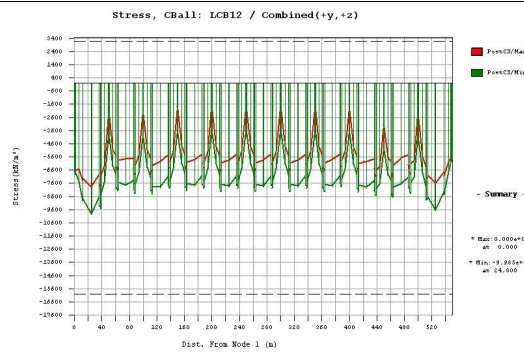


(a) 단면 상면

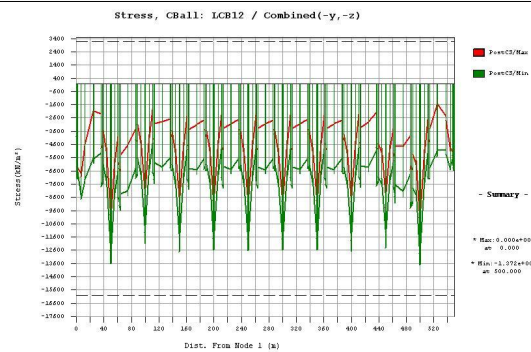


(b) 단면 하면

CASE 2 : 고정하중+활하중(편재하)+프리스트레스

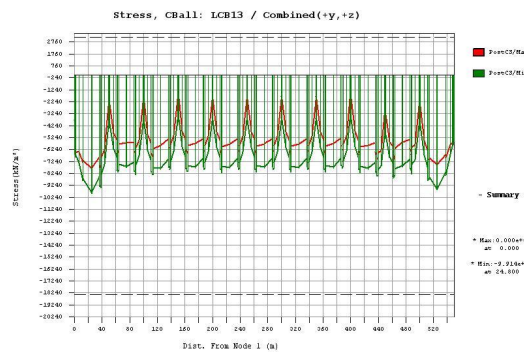


(c) 단면 상면

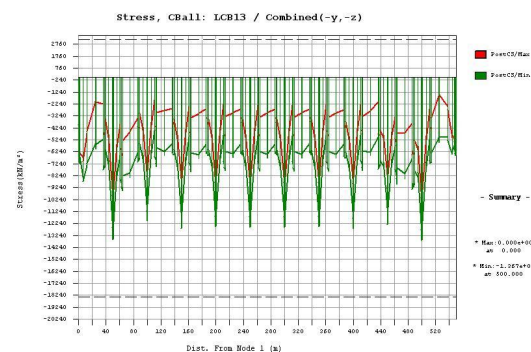


(d) 단면 하면

CASE 3 : 고정하중+활하중(만재하)+프리스트레스+전체온도변화(+)+상하연온도차(+)

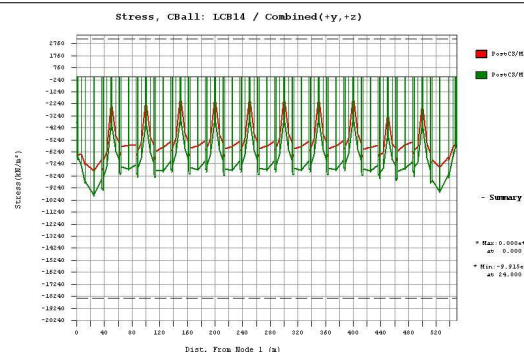


(e) 단면 상면

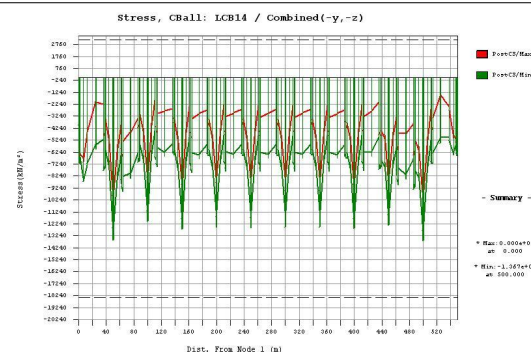


(f) 단면 하면

CASE 4 : 고정하중+활하중(편재하)+프리스트레스+전체온도변화(+)+상하연온도차(+)



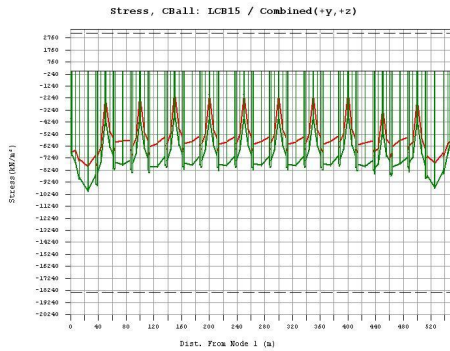
(g) 단면 상면



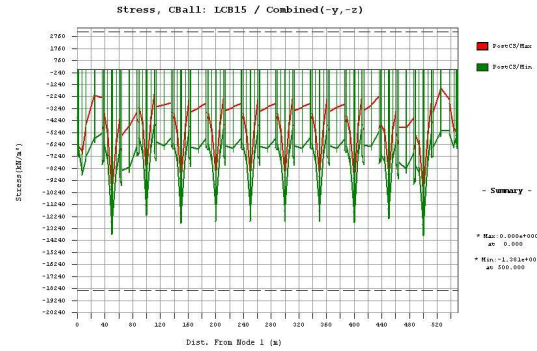
(h) 단면 하면

【그림 5.6】 상·하연 발생응력도

CASE 5 : 고정하중+활하중(만재하)+프리스트레스+전체온도변화(+)+상하연온도차(-)

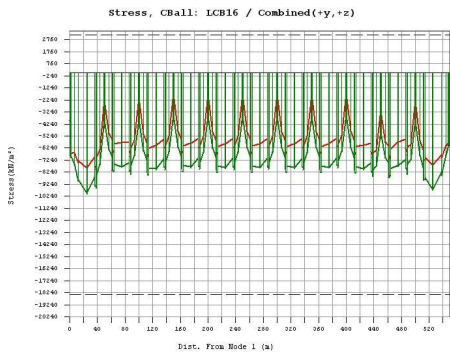


(i) 단면 상연

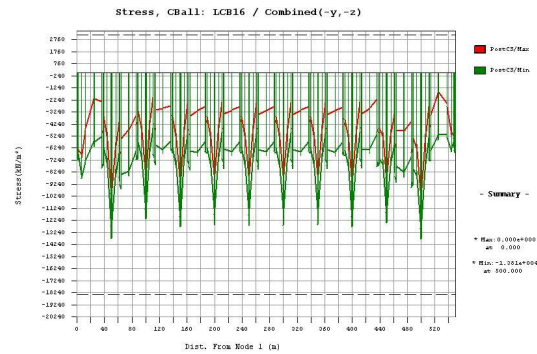


(j) 단면 하연

CASE 6 : 고정하중+활하중(편재하)+프리스트레스+전체온도변화(+)+상하연온도차(-)

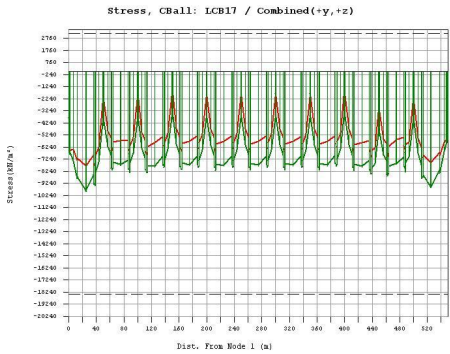


(k) 단면 상연

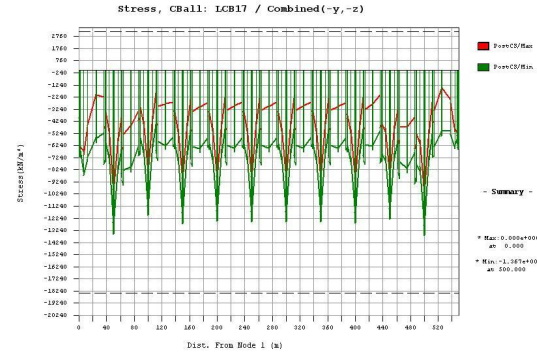


(l) 단면 하연

CASE 7 : 고정하중+활하중(만재하)+프리스트레스+전체온도변화(-)+상하연온도차(+)

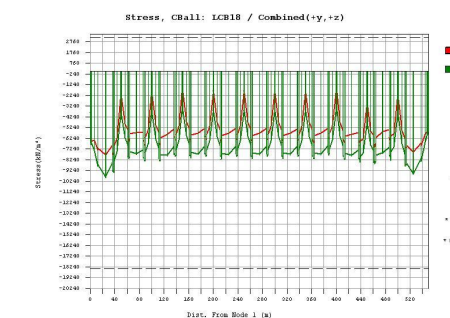


(m) 단면 상연

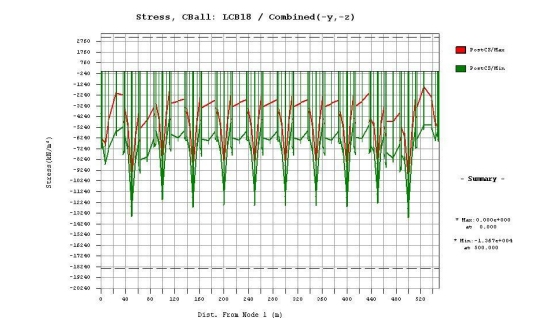


(n) 단면 하연

CASE 8 : 고정하중+활하중(편재하)+프리스트레스+전체온도변화(-)+상하연온도차(+)

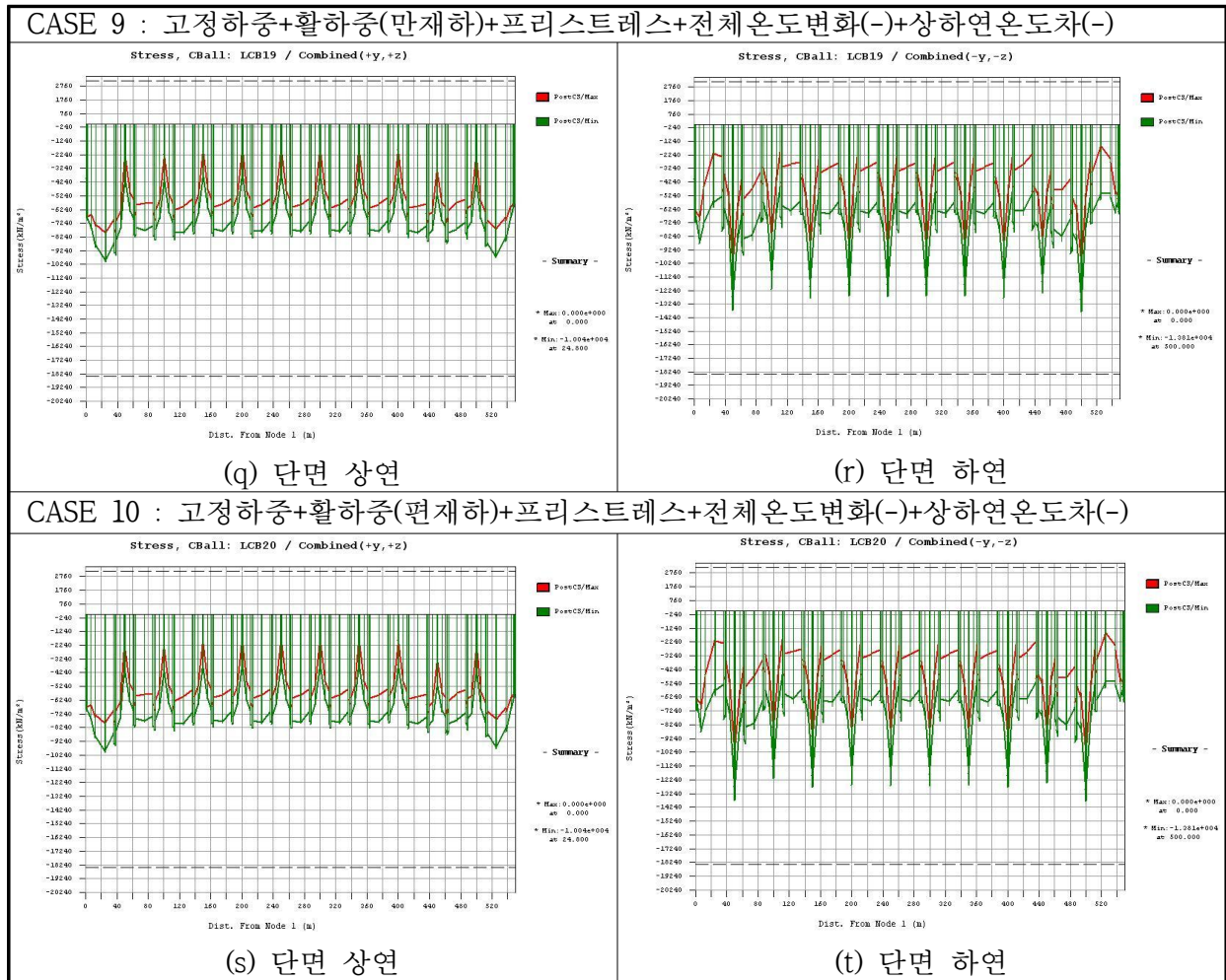


(o) 단면 상연



(p) 단면 하연

【그림 5.7】 상·하연 발생응력도 (계속)



【그림 5.8】 상·하연 발생응력도 (계속)

위에서 제시한 공용중 각 하중별 상·하연 응력에 대한 하중조합을 수행한 결과 최대인장 응력은 0.000MPa로서 인장응력이 발생하지 않았으며, 최대 압축응력은 상연에서 10.04MPa, 하연에서 13.81MPa로서 허용응력 이내로 안전성을 확보하는 것으로 나타났다.

【표 5.2】 하중조합에 따른 지점부 상·하연 응력

구 분 (kN/㎡)	외측 S1경간 지점부(P1) (요소번호 13)				내측 S10경간 지점부(P9) (요소번호 117)				비고
	상연		하연		상연		하연		
	최대	최소	최대	최소	최대	최소	최대	최소	
고정하중	6.294		-10.590		4.793		-8.061		⊕ : 인장
P-S	-10.171		-0.463		-9.395		-1.982		⊖ : 압축
C & S	0.011		-0.019		-0.016		0.027		
활하중	1.544	-0.204	0.341	-2.579	1.421	-0.403	-2.374	-2.374	
온도하중	0.057	-0.057	0.070	-0.071	0.064	-0.064	0.058	-0.058	
조합 CASE1	-2.333	-4.081	-10.710	-13.630	-3.181	-5.005	-9.370	-12.420	
조합 CASE2	-2.334	-4.080	-10.710	-13.630	-3.182	-5.005	-9.370	-12.420	
조합 CASE3	-2.265	-4.013	-10.660	-13.580	-3.133	-4.957	-9.285	-12.330	
조합 CASE4	-2.266	-4.013	-10.660	-13.580	-3.133	-4.957	-9.285	-12.330	
조합 CASE5	-2.378	-4.126	-10.800	-13.720	-3.261	-5.085	-9.400	-12.450	
조합 CASE6	-2.379	-4.126	-10.800	-13.720	-3.262	-5.085	-9.400	-12.450	
조합 CASE7	-2.265	-4.013	-10.660	-13.580	-3.133	-4.957	-9.285	-12.330	
조합 CASE8	-2.266	-4.013	-10.660	-13.580	-3.133	-4.957	-9.285	-12.330	
조합 CASE9	-2.378	-4.126	-10.800	-13.720	-3.261	-5.085	-9.400	-12.450	
조합 CASE10	-2.379	-4.126	-10.800	-13.720	-3.262	-5.085	-9.400	-12.450	
하중조합최대	-2.379	-4.126	-10.800	-13.720	-3.262	-5.085	-9.400	-12.450	

【표 5.3】 하중조합에 따른 중앙부 상·하연 응력

구 분 (kN/m ²)	외측 S1경간 중앙부 (요소번호 6)				내측 S10경간 중앙부 (요소번호 123)				비고
	상연		하연		상연		하연		
	최대	최소	최대	최소	최대	최소	최대	최소	
고정하중	-4.459		7.676		-2.140		3.685		⊕ : 인장
P-S	-3.886		-12.985		-4.230		-11.217		⊖ : 압축
C & S	0.006		-0.010		-0.002		0.003		
활하중	0.397	-1.639	-0.693	-0.693	0.595	-1.359	-1.038	-1.038	
온도하중	0.065	-0.065	0.047	-0.047	0.053	-0.053	0.068	-0.068	
조합 CASE1	-7.948	-9.984	-2.448	-6.000	-5.775	-7.728	-5.159	-8.568	
조합 CASE2	-7.949	-9.985	-2.448	-6.000	-5.775	-7.728	-5.159	-8.568	
조합 CASE3	-7.878	-9.914	-2.411	-5.963	-5.723	-7.677	-5.088	-8.497	
조합 CASE4	-7.878	-9.915	-2.410	-5.963	-5.724	-7.677	-5.088	-8.497	
조합 CASE5	-8.007	-10.040	-2.505	-6.058	-5.829	-7.783	-5.224	-8.632	
조합 CASE6	-8.007	-10.040	-2.505	-6.058	-5.830	-7.783	-5.223	-8.632	
조합 CASE7	-7.878	-9.914	-2.411	-5.963	-5.723	-7.676	-5.089	-8.497	
조합 CASE8	-7.878	-9.914	-2.411	-5.963	-5.724	-7.677	-5.088	-8.497	
조합 CASE9	-8.007	-10.040	-2.505	-6.058	-5.829	-7.782	-5.224	-8.632	
조합 CASE10	-8.007	-10.040	-2.505	-6.058	-5.830	-7.783	-5.224	-8.632	
하중조합최대	-8.007	-10.040	-2.505	-6.058	-5.830	-7.783	-5.224	-8.632	

3) 허용응력법에 의한 안전율 산정

공용하중 작용 시 지점부 및 경간중앙부 에서의 각 하중조합과 허용응력 증가계수를 고려한 안전율을 계산해 보면 【표 5.4】와 같다.

【표 5.4】 허용응력법에 의한 안전율 산정

단위 : (kN/m²)

조합 케이스	허용응력	S1 지점부(P1)		S10 지점부(P9)		S1 중앙부		S10 중앙부	
		합응력	S.F	합응력	S.F	합응력	S.F	합응력	S.F
1	16.000	13.630	1.174	12.420	1.288	9.984	1.603	8.568	1.867
2	16.000	13.630	1.174	12.420	1.288	9.985	1.602	8.568	1.867
3	18.400	13.580	1.355	12.330	1.492	9.914	1.856	8.497	2.165
4	18.400	13.580	1.355	12.330	1.492	9.915	1.856	8.497	2.165
5	18.400	13.720	1.341	12.450	1.478	10.040	1.833	8.632	2.132
6	18.400	13.720	1.341	12.450	1.478	10.040	1.833	8.632	2.132
7	18.400	13.580	1.355	12.330	1.492	9.914	1.856	8.497	2.165
8	18.400	13.580	1.355	12.330	1.492	9.914	1.856	8.497	2.165
9	18.400	13.720	1.341	12.450	1.478	10.040	1.833	8.632	2.132
10	18.400	13.720	1.341	12.450	1.478	10.040	1.833	8.632	2.132
최소 안전율		1.174		1.288		1.602		1.867	

5.3.3 강도설계법에 의한 안전성 평가

가. 단면력 검토

1) 설계 휨강도

① 중립축이 플랜지내에 있는 플랜지를 갖는 단면(사각형 단면)

$$\phi M_n = \phi \left[A_{ps} f_{ps} d_p \left\{ 1 - 0.59 \left(\frac{\rho_p f_{ps}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p} \frac{\rho_f f_y}{f_{ck}} \right) \right\} \right] + A_s \left\{ 1 - 0.59 \left(\frac{d_p}{d} \frac{\rho_p f_{ps}}{f_{ck}} + \frac{\rho_f f_y}{f_{ck}} \right) \right\}$$

인장 또는 압축 측에 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우는

$$\phi M_n = \phi \left[A_{ps} f_{ps} d_p \left\{ 1 - 0.59 \frac{\rho_p f_{ps}}{f_{ck}} \right\} \right]$$

② 중립축이 플랜지내에 있지 않는 플랜지를 갖는 단면

$$\phi M_n = \phi \left[A_{pw} f_{ps} d_p \left\{ 1 - 0.59 \frac{A_{pw} f_{ps}}{b_0 d_p f_{ck}} \right\} + A_s f_y (d - d_p) + 0.85 f_{ck} (b - b_0) t (d_p - 0.5t) \right]$$

인장 또는 압축 측에 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우는

$$\phi M_n = \phi \left[A_{pw} f_{ps} d_p \left\{ 1 - 0.59 \frac{A_{pw} f_{ps}}{b_0 d_p f_{ck}} \right\} + 0.85 f_{ck} (b - b_0) t (d_p - 0.5t) \right]$$

여기서, $A_{pw} = A_p - A_{pf}$ (식(2)에 적용)

$$A_{pw} = A_p + (A_s f_y / f_{ps}) - A_{pf} \text{ (식(1)에 적용)}$$

$$A_{pf} = 0.85 f_{ck} (b - b_0) t / f_{ps}$$

t : 압축플랜지 두께, 혹은 플랜지를 갖는 부재의 플랜지 평균두께

2) PS강재의 응력

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left\{ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p} \left(\rho \frac{f_y}{f_{ck}} - \rho' \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \right\} \right]$$

인장 또는 압축 측에 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우는

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \frac{\rho_p f_{pu}}{f_{ck}} \right]$$

여기서, γ_p : 0.4(응력제거 강재), 0.28(저 릴락세이션 강재), 0.55(강봉)

f_{ps} : PS강재의 극한강도

ρ_p : PS강재 비 = $A_{ps} / (b \times d_p)$

γ_p : 강재의 종류에 따른 계수

d_p : 압축측 연단에서 긴장내 도심까지의 거리

3) PS강재의 제한(연성 한계)

① 최대 PS강재량

- 중립축이 플랜지내에 있는 플랜지를 갖는 단면

$$q_p = \rho_p \frac{f_{ps}}{f_{ck}} \leq 0.36\beta_1$$

강재지수가 $0.36\beta_1$ 보다 큰 부재에서는 설계 휨강도를 다음 값보다 크지 않게 취해야 한다

$$\phi M_n = \phi [(0.36\beta_1 - 0.08\beta_1^2)f_{ck}b d_p^2]$$

■ 중립축이 플랜지내에 있니 않는 플랜지를 갖는 단면

$$q_p = A_{pw} \frac{f_{ps}}{b_w d_p f_{ck}} \leq 0.36\beta_1$$

강재지수가 $0.36\beta_1$ 보다 큰 부재에서는 설계 휨강도를 다음 값보다 크지 않게 취해야 한다.

$$\phi M_n = \phi [(0.36\beta_1 - 0.08\beta_1^2)f_{ck}b_w d_p^2 + 0.85f_{ck}(b - b_w)t(d_p - 0.5t)]$$

② 최소 PS강재량

$$\phi M_n \geq 1.2M_{cr}^* \quad f_{ru} = 0.5\sqrt{f_{ck}}$$

여기서, f_{ru} : 유효프리스트레스에 의한 콘크리트 압축응력

③ $f_{ck} = 40\text{Mpa}$, $f_y = 1,900\text{Mpa}$, $\beta_1 = 0.4$ (응력제거 강재)

4) 설계 전단강도

① 콘크리트가 부담하는 전단강도

콘크리트의 전단강도는 다음의 V_c , V_{ci} 또는 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}}b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{\max}} > 0.14\sqrt{f_{ck}}b_w d_p$$

여기서, $V_i = V_u - V_d$, $M_{\max} = M_u - M_d$

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t} (0.5\sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) : \text{균열모멘트}$$

$$V_{cw} = (0.29\sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc})b_w d + V_p$$

여기서, f_{pc} : 단면중심에서 프리스트레스에 의한 응력

V_p : 단면이 유효프리스트레스 힘의 수직분력

② 전단철근이 부담하는 전단강도

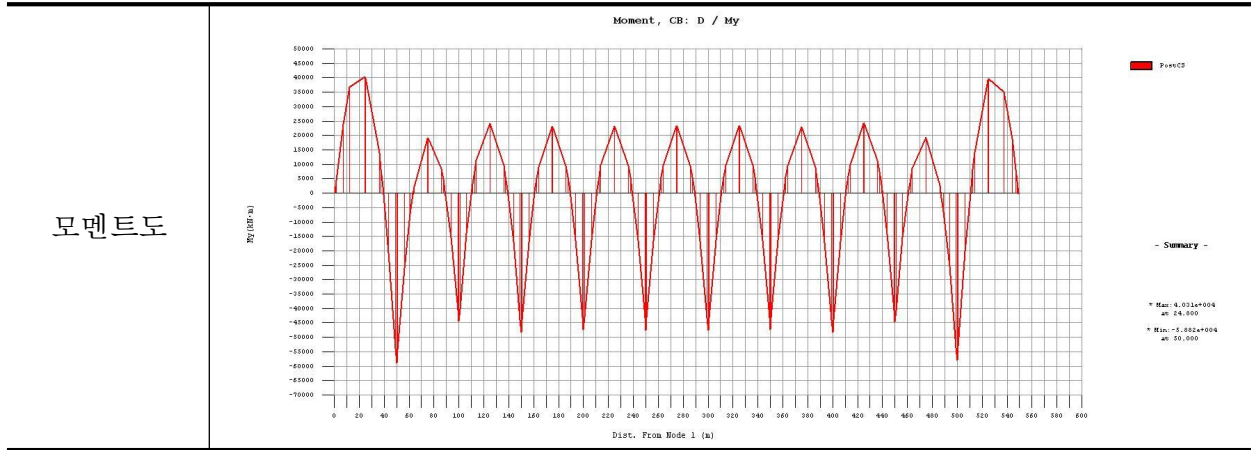
$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{A_v f_y d}{s} < \frac{2}{3}\sqrt{f_{ck}}b_w d$$

$$\text{최소 전단철근량} \quad V_u > 1/2\phi V_c \text{인 경우, } A_{v,\min} = 0.35 \frac{b_w s}{f_y}$$

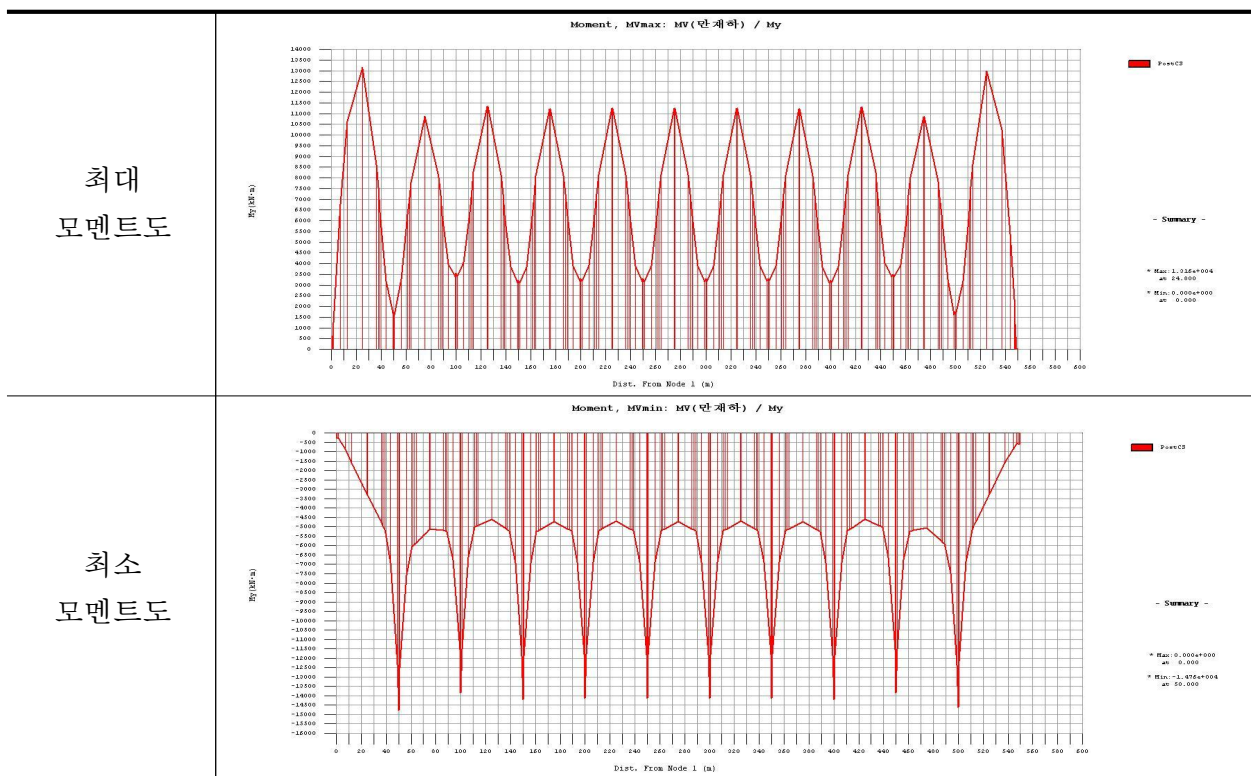
나. 휨강도 검토

1) 계수하중조합에 의한 단면력도

휨강도 검토를 위한 하중조합을 위한 하중별 단면력도는 다음과 같다.

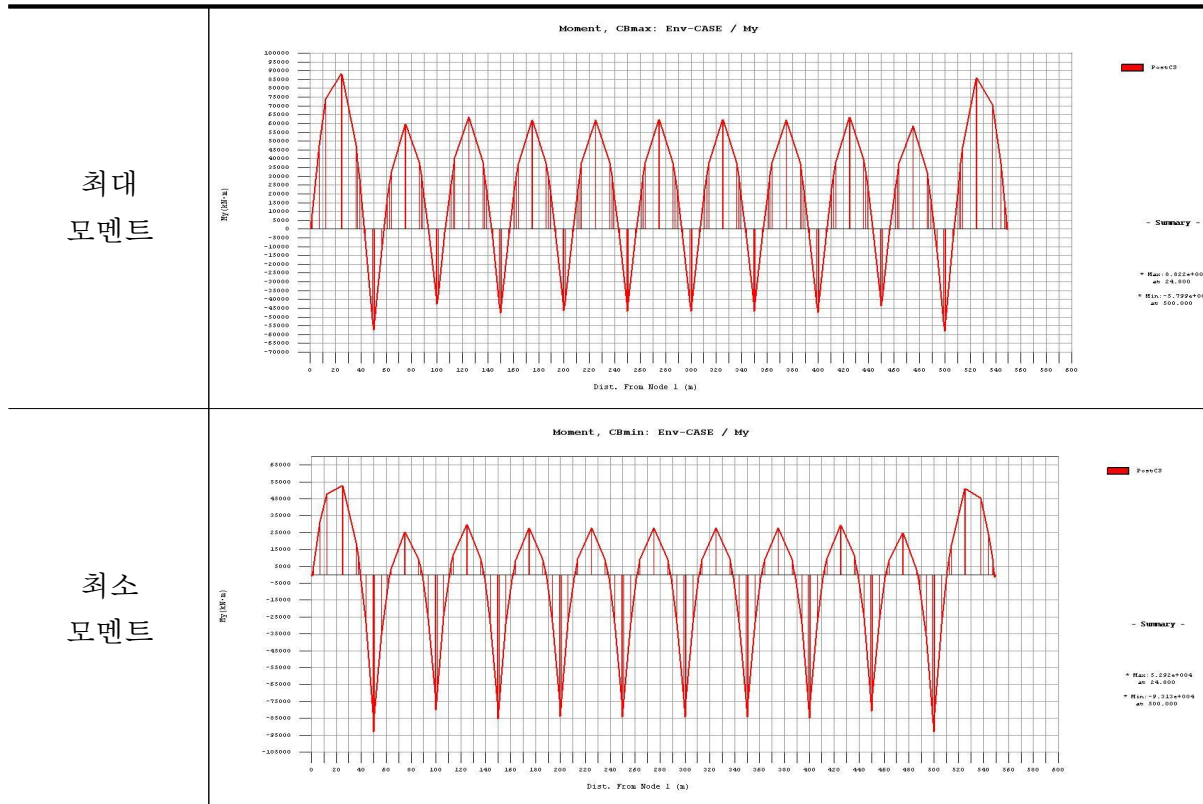


【그림 5.9】 고정하중에 의한 모멘트도(kN·m)



【그림 5.10】 활하중에 의한 모멘트도(kN·m)

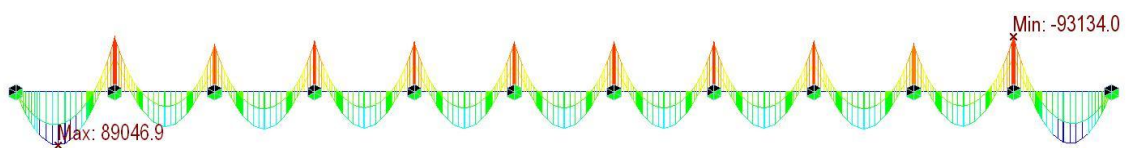
일반적으로 단면에 대한 검토는 하중조합 중 가장 불리한 경우를 택하여 극한모멘트(최대 단면력)를 결정하며 이를 공칭강도와 비교하여 안전성을 검토하는 것이다. 【그림 5.11】은 각 하중 경우(CASE1~CASE10)에 대한 하중조합에 의한 각 점의 최대값과 최소값에 대한 극한 모멘트도를 보여주고 있다.



【그림 5.11】 하중조합에 의한 극한모멘트도(kN·m)

2) 휨강도 검토

【그림 5.12】은 【그림 5.11】의 최대·최소 극한모멘트를 동시에 도시한 그림이며 휨강도 검토결과 안전한 것으로 확인되었다.



【그림 5.12】 하중조합을 고려한 교축방향 최대·최소 극한모멘트도(kN·m)

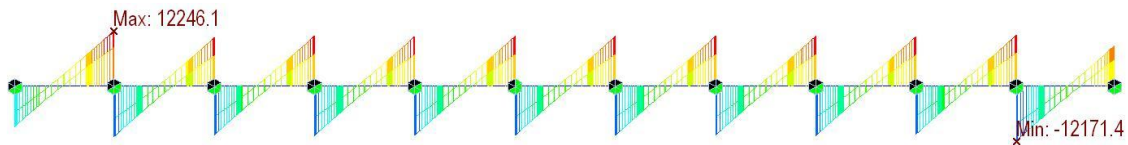
【표 5.5】 설계하중 작용시 검토단면의 최대 단면력

위 치	Mu (kN·m)	ϕM_n (kN·m)	안전성
외측경간 지점부 P10, 130요소	-93133.98	140608.52	OK
외측경간 중앙부 S1, 6요소	88223.25	137248.36	OK
내측경간 지점부 P8, 117요소	-80843.88	124723.65	OK
내측경간 중앙부 S2, 20요소	59490.89	137248.36	OK

다. 전단강도 검토 결과

1) 전단강도 검토

【그림 5.13】은 최대·최소 전단력을 동시에 도시한 그림이며 전단강도 검토결과 안전한 것으로 확인되었다.



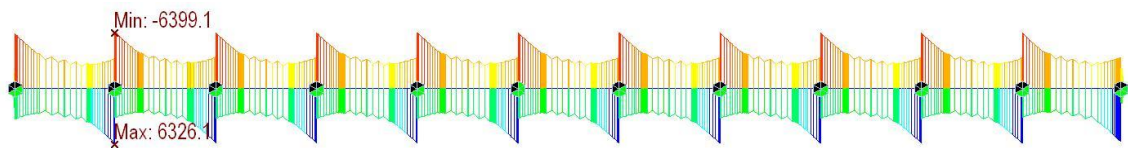
【그림 5.13】 하중조합을 고려한 교축방향 최대·최소 전단력도(kN)

【표 5.6】 설계하중 작용 시 외측내측경간 최대 전단력

위 치(경간위치, 부재번호)	V_u (kN)	ϕV_n (kN)	안전성
외측경간 최대 (P1, 12)	12246.14	12513.63	OK
내측경간 최대 (P2, 25)	10697.92	11995.47	OK

라. 비틀림 검토

비틀림 검토는 도로교설계기준 4.4.7을 적용하였다.



【그림 5.14】 하중조합을 고려한 교축방향 최대·최소 비틀림 모멘트도(kN·m)

1) 비틀림이 고려되어야 하는 경우

프리스트레스트 콘크리트 부재에서 다음과 같은 경우는 비틀림 설계시 비틀림모멘트를 무시할 수 있다.

$$T_u < \phi (0.26\sqrt{f_{ck}}) \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{1.06\sqrt{f_{ck}}}}$$

여기서, ϕ : 강도감소계수 (=0.8)

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도

A_{cp} : 콘크리트 단면에서 외부둘레로 둘러싸인 면적

p_{cp} : 콘크리트 단면에서의 외부 둘레길이

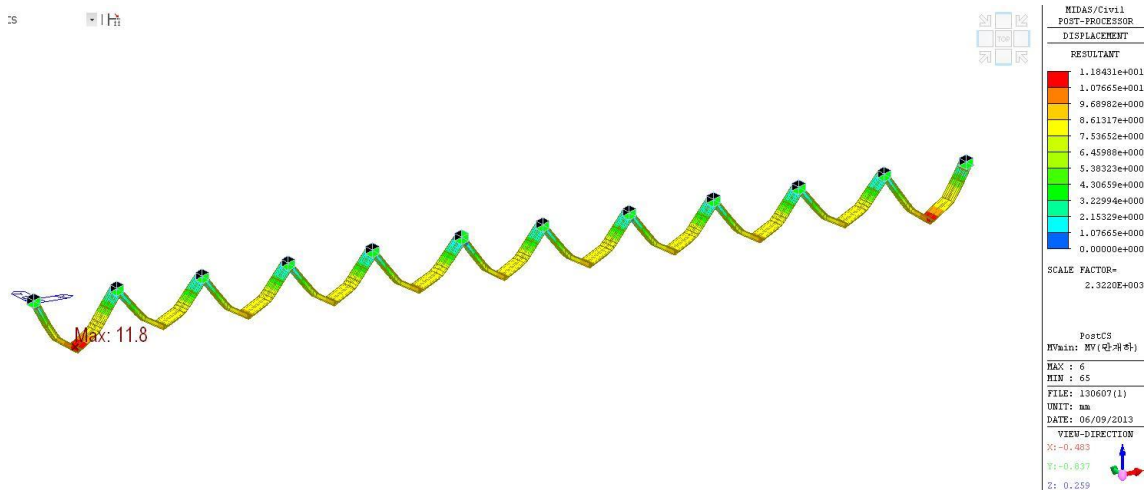
f_{pc} : 외적 작용하중을 저항하는 단면의 중심에서의 콘크리트의 압축응력(모든 프리스트레스의 손실을 감안한) 또는 단면의 중심이 플랜지내에 위치할 경우는 복부와 플랜지의 교차점에서의 압축응력

2) 비틀림 모멘트 검토

- $T_u = 6399.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- $P_{cp} = 28.682 \text{ m}$
- $A_{cp} = 17.767 \text{ m}^2$
- $A_g = 7.683 \text{ m}^2$
- $f_{pc} = \frac{P_e}{A_g} = \frac{52466.512}{7683542} \times 10^{-3} = 6.828$
- $\phi \cdot T_{cr} = 0.26 \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{1.06 \sqrt{f_{ck}}}}$

$$= 0.8 \times 0.26 \sqrt{40} \times \frac{17.767^2}{28.682} \sqrt{1 + \frac{6.828}{1.06 \sqrt{40}}} = 25712.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
- ∴ $T_u = 6399.1 \text{ kN} \cdot \text{m} < \phi \cdot T_{cr} = 25712.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 이므로 비틀림 검토는 생략

마. 처짐 검토



【그림 5.15】 논산천교 처짐도

- 작용처짐량 = 11.8mm < 허용처짐량 = 62.50mm ($L/800 = 50000/800$) OK

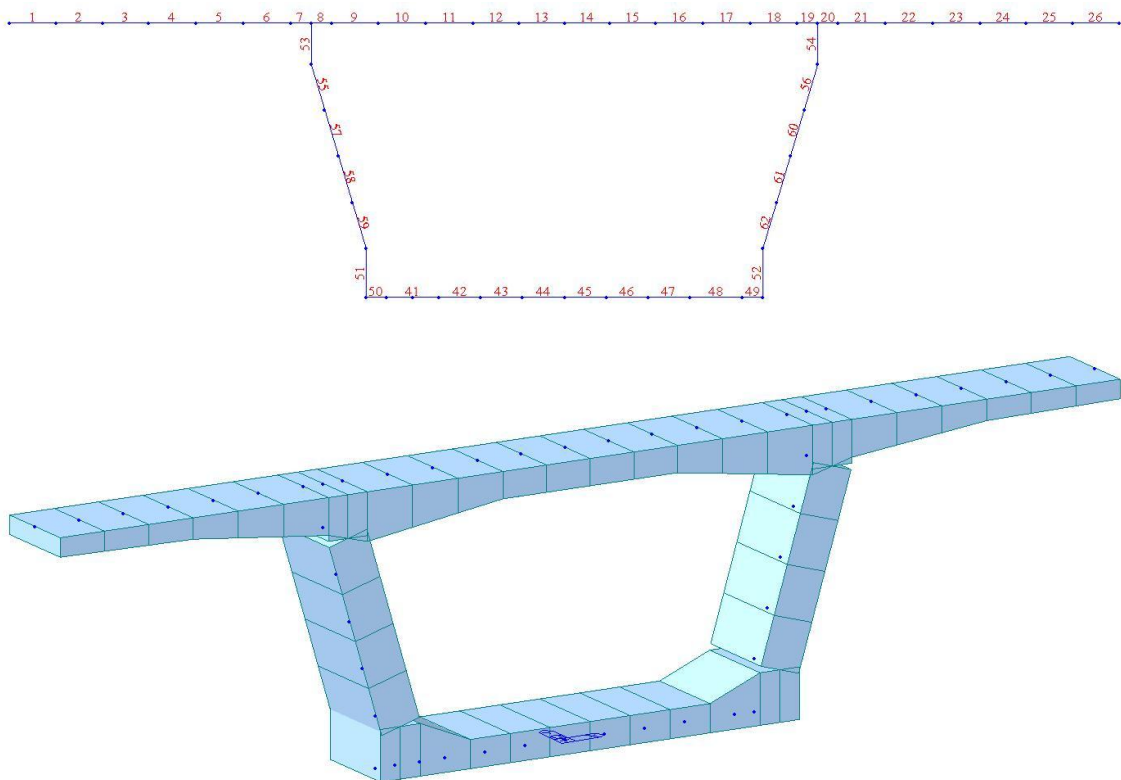
5.4 횡방향 구조해석

5.4.1 개 요

논산천의 횡방향 해석을 통한 구조 안전성 검토를 위해 철근콘크리트 구조로서 강도 설계법에 의한 극한 상태에서의 안전성 검토를 각각 수행하였다.

5.4.2 구조해석 모델링

논산천교의 횡방향 해석을 위한 모델링 및 부재번호는 다음과 같다.



【그림 5.16】 모델링

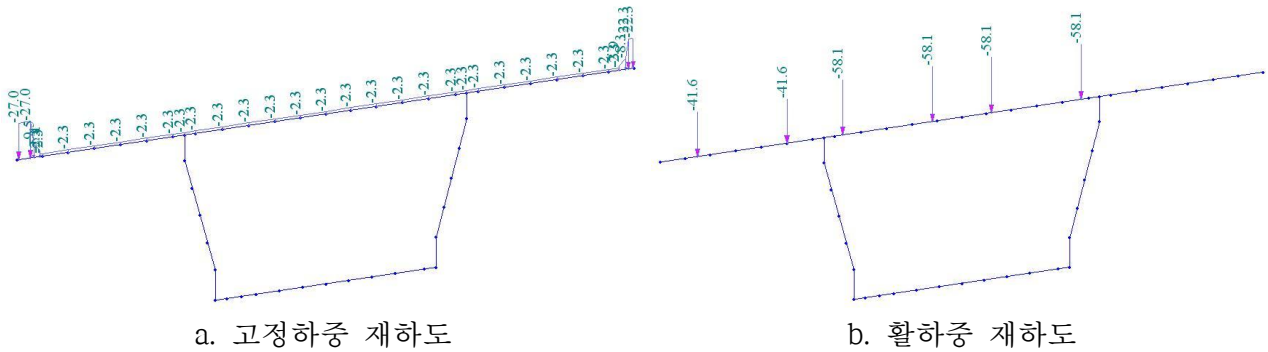
- 윤하중 분포폭은 도로교 설계기준 준용
- 윤하중 재하는 캔틸레버부와 내측지간부 위험단면에 대한 영향선 검토를 수행하여 최대 단면력이 발생하는 위치에 재하

1) 캔틸레버 슬래브 (L=3.075m)

- 충격계수 = $15/(40+3.075) = 0.348 > 0.3$
- 윤하중 분포폭 = $0.8X + 1.14 = 3.000\text{m}$
- 재하 활하중 = $(96 / 3.000) \times 1.3 = 41.60 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

2) 내측 슬래브 (L=5.100m)

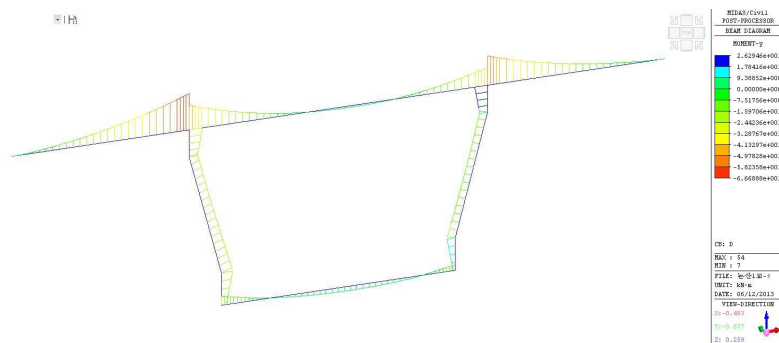
- 충격계수 = $15/(40+5.100) = 0.332 > 0.3$ $\therefore$ 충격계수 = 0.3
- 윤하중 분포폭 = $2.4L / (0.6+L) = 2.147$ m
- 재하 활하중 = $(96 / 2.147) \times 1.3 = 58.127$ kN·m/m



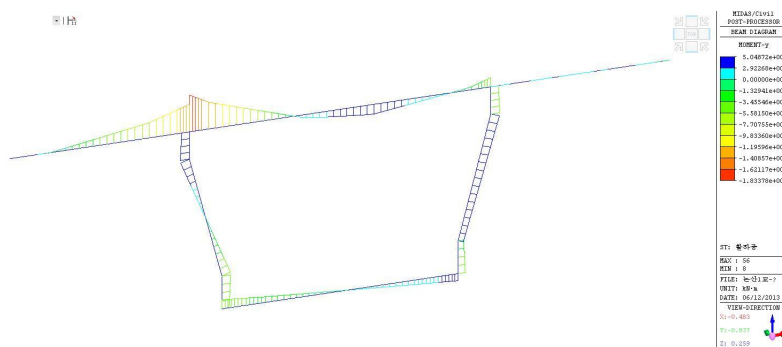
【그림 5.17】 하중재하도

5.4.3 횡방향 해석 결과

가. 하중별 해석결과



【그림 5.18】 고정하중에 의한 모멘트도(kN·m)



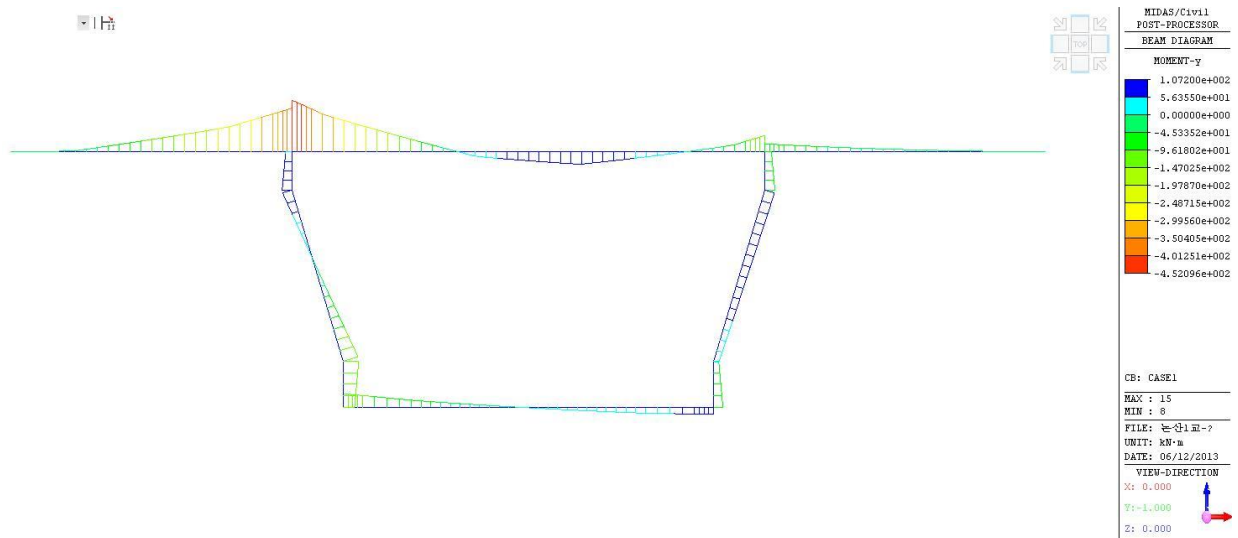
【그림 5.19】 활하중에 의한 모멘트도(kN·m)

나. 하중조합

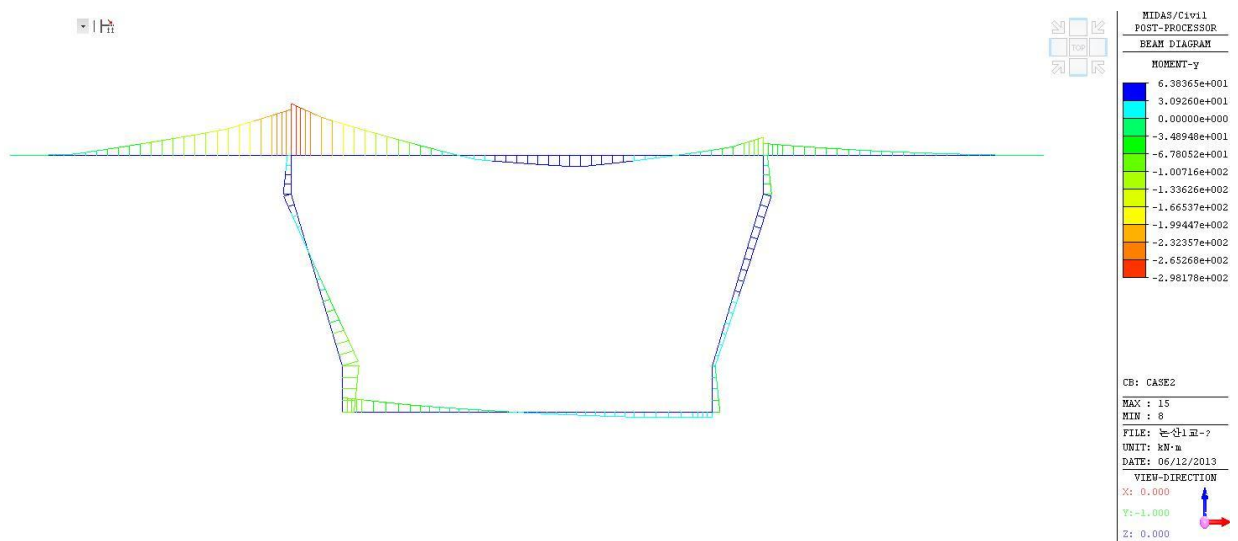
횡방향 단면검토를 위한 하중조합은 아래와 같고, 각 하중조합별 최대·최소 모멘트와 최대·최소 전단력을 다음 그림에 도시하였다.

【표 5.7】 횡방향 구조해석 하중조합

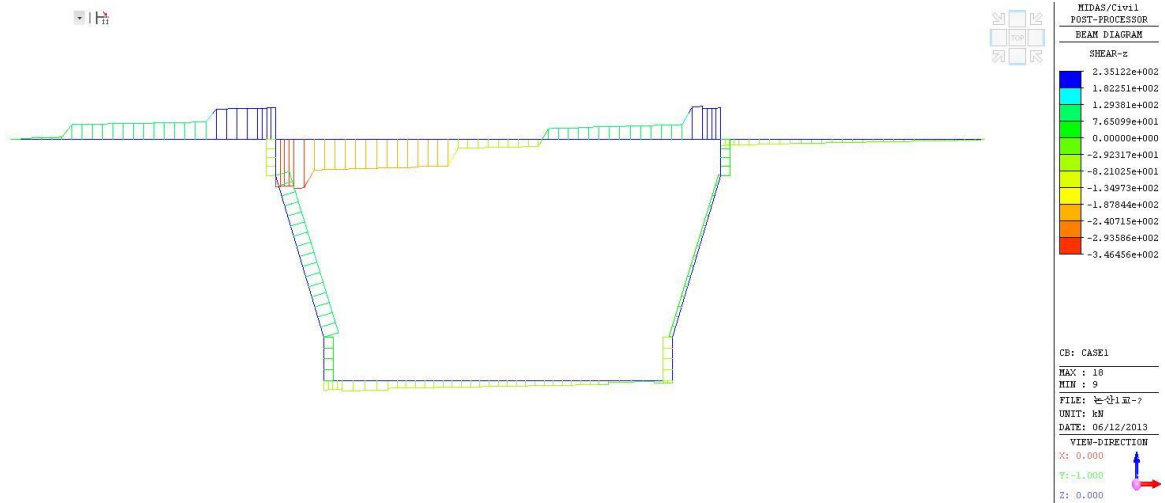
구분	고정하중	활하중	온도하중	비고
CASE1	1.3	2.15		
CASE2	1.3	1.3	1.3	



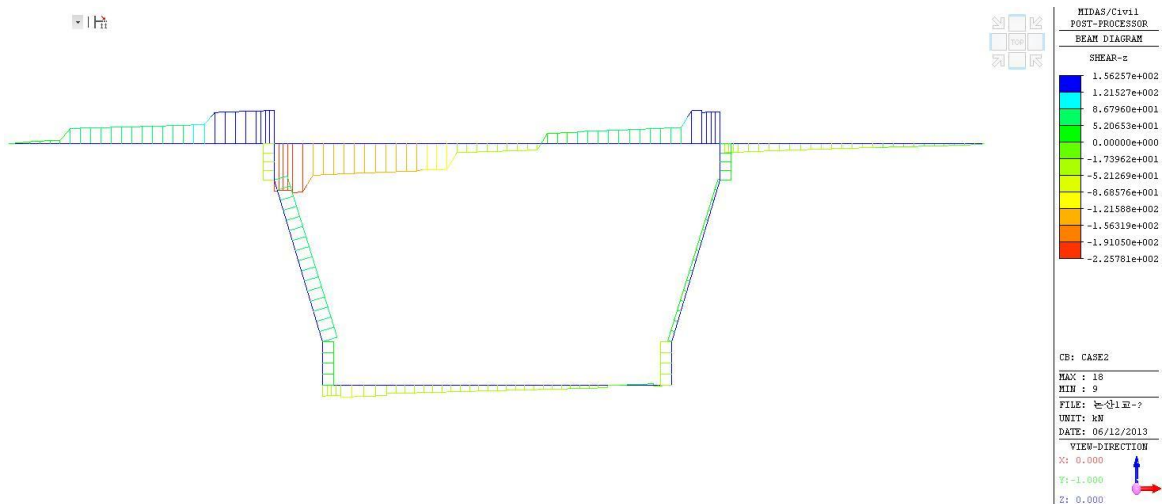
【그림 5.20】 CASE1의 휨모멘트도(kN·m)



【그림 5.21】 CASE2의 휨모멘트도(kN·m)



【그림 5.22】 CASE1의 전단력도(kN)



【그림 5.23】 CASE2의 전단력도(kN)

5.4.4 단면력 검토

횡방향 구조해석 결과에 대한 극한강도 및 전단력을 검토한 결과 발생 단면력이 공칭 휨강도 및 공칭 전단력을 만족하는 것으로 나타나 안전성에는 문제가 없는 것으로 확인되었다.

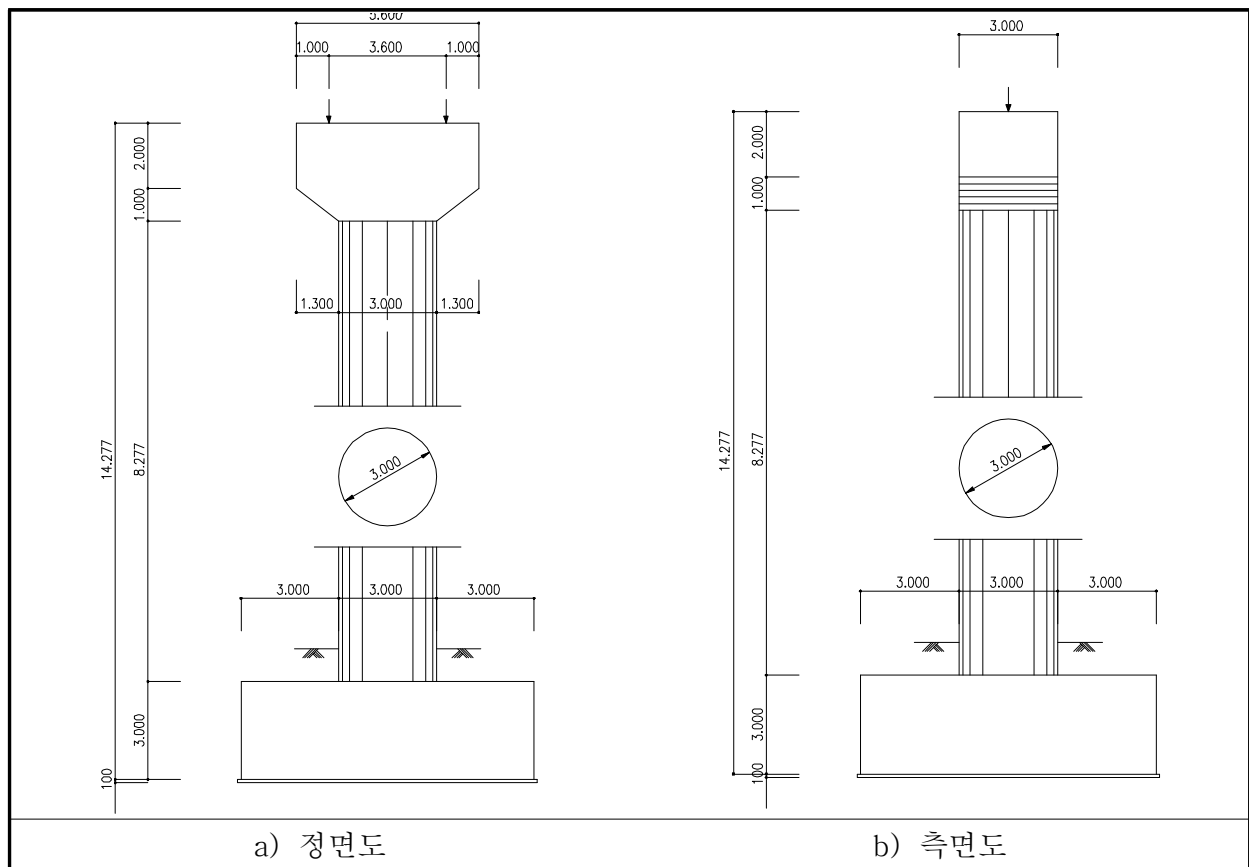
【표 5.8】 하중조합에 따른 위치별 단면력 모멘트검토

부 재	A_s	휨 검 토		안전율
		M_u (kN · m)	ϕM_n (kN · m)	
캔틸레버부 단부	H25 @125	331.25	419.75	1.27
내부슬래브 중앙부	H19 @125	77.80	168.73	2.17

5.5 하부구조 검토

5.5.1 개 요

본 절에서는 고정단 교각을 제외한 가동단 교각중 예비 구조해석을 수행하여 가장 불리한 단면력 발생이 예상되는 교각7(P7)에 대해서 안전성검토를 실시하였다. 안전성검토시 고려된 하중은 고정하중, 설계활하중(DB-24, DL-24)과 풍하중이며 교각7(P7)의 실측 단면 제원은 【그림 5.24】와 같다.



【그림 5.24】 해석단면

가. 검토조건

- 단면형상 : 원형
- 콘크리트 설계기준강도 : 24.0 MPa
- 철근 설계기준항복강도 : 300.0 MPa
- 철근 탄성계수 : 200000.0 MPa
- 콘크리트 탄성계수 : 26986.0 MPa
- 사용 철근량 : 102784 mm²

나. 하중조합

【표 5.9】극한강도 검토시 하중조합

조합경우	하 중 조 합					비 고
	고정하중(D)	L1	L2	W1	W2	
LCBF1	1.30	2.15	-	-	-	
LCBF2	1.30		2.15	-	-	
LCBF3	1.30	-	-	1.30	-	
LCBF4	1.30	-	-	-	1.30	
LCBF5	1.30	1.30	-	0.65	-	
LCBF6	1.30	-	1.30	-	0.65	
LCBF7	1.30	-	1.30	0.65	-	
LCBF8	1.30	1.30	-	-	0.65	

다. 부재력 요약

【표 5.10】부재력 요약

구 분		Pu(kN)	모 멘 트(kN · m)				V(kN)	δ (mm)
			Top		Bottom			
			Sway	Nonsway	Sway	Nonsway		
LCBF5	y축	22568.57	0.000	5903.778	0.000	5903.778	0.000	0.000
	z축		0.000	-26.325	0.000	-271.780	-41.760	0.000
LCBF2	y축	24987.7	0.000	10801.124	0.000	10801.124	0.000	0.000
	z축		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LCBF3	y축	18868.73	0.000	1584.428	0.000	1584.428	0.000	0.000
	z축		0.000	-52.650	0.000	-543.561	-83.520	0.000

라. 확대모멘트 산정

1) 횡구속여부 결정

검토교각은 철근콘크리트 T형식으로서 기둥의 거동은 교각 상단의 연결상태를 고려할 때 교축 및 교축직각방향에 대해서 수평하중의 변형에 대한 구속력이 없는 것으로 판단되므로 횡방향 상대변위가 방지되지 않은 부재로 취급하여 검토하였으며, 수평이동에 대한 가능성을 고려하여 유효좌굴계수는 $k=2.0$ 을 적용하였다.

2) 임계하중 산정

【표 5.11】 임계하중 산정 결과

구 분	교축직각방향(y)				교축방향(z)			
	k	βd	EI(kN · m ²)	Pc(kN)	k	βd	EI(kN · m ²)	Pc(kN)
LCBF5	2	0.6	26824430.5	966105.056	2	0.6	26824430.56	966105.056
LCBF2	2	0.6	26824430.5	966105.056	2	0.6	26824430.56	966105.056
LCBF3	2	0.6	26824430.5	966105.056	2	0.6	26824430.56	966105.056

β_d : 고정하중에 의한 전체축력/전체 계수축력

최대 계수 지속전단력/최대전단력

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot l_u)^2}$$

EI : 휨강성

E_c : 26985.82 MPa

k : 유효좌굴길이계수

I : 단면2차모멘트

$$EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

$$y_{\text{축}} = 3.976078 \text{ m}^4 \quad z_{\text{축}} = 3.976078 \text{ m}^4$$

l_u : 비지지길이

$$y_{\text{축}} = 8.277 \text{ m} \quad z_{\text{축}} = 8.277 \text{ m}$$

3) 비횡구속 골조인 경우의 확대모멘트 계산

① 세장비 검토

【표 5.12】 세장비 검토 결과

구 분	교축직각방향(y축)				교축방향(z축)			
	k	$(k \cdot l_u)/r$	한계세장비	판단	k	$(k \cdot l_u)/r$	한계세장비	판단
LCBF5	2.000	22.072	22.000	장주	2.000	22.072	22.000	장주
LCBF2	2.000	22.072	22.000	장주	2.000	22.072	22.000	장주
LCBF3	2.000	22.072	22.000	장주	2.000	22.072	22.000	장주

M_1, M_2 : 기둥의 양끝단 모멘트

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

M_1 / M_2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

$$M_1 / M_2 \geq -0.5$$

$$r = \sqrt{I/A} : \text{회전반경}$$

$$-y_{\text{축}} = 0.750 \text{ m}$$

$$-z_{\text{축}} = 0.750 \text{ m}$$

② 확대모멘트계수 산정

【표 5.13】 확대모멘트계수 산정 결과

구 분	교축직각방향(y축)			교축방향(z축)		
	$\Sigma P_u(kN)$	$\Sigma P_c(kN)$	δ_s	$\Sigma P_u(kN)$	$\Sigma P_c(kN)$	δ_s
LCBF5	0	0	1.000	0	0	1.000
LCBF2	0	0	1.000	0	0	1.000
LCBF3	0	0	1.000	0	0	1.000

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q}$$

 여기서, $Q < 0.6$, $\delta_s < 2.5$
 $\delta_s > 1.5$ 이면

$$Q_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{0.75 \Sigma P_c}} \geq 1.0$$

 ΣP_u : 해당층의 모든 수직하중의 합

 ΣP_c : 해당층의 횡변위를 지지하는 기둥들의 임계하중의 합

 β_d = 최대 장기지속 계수축력 / 전체계수축력

③ 확대모멘트 산정

【표 5.14】 확대모멘트 산정 결과

구 분		δ_s	$M_2(kN \cdot m)$	검토	C_m	$P_u(kN)$	δ_{ns}	$M_c(kN \cdot m)$
y축	LCBF5	1.000	5903.778	이하	-	-	-	5903.778
	LCBF2	1.000	10801.12	이하	-	-	-	10801.124
	LCBF3	1.000	1584.428	이하	-	-	-	1584.428
z축	LCBF5	1.000	271.78	이하	-	-	-	271.78
	LCBF2	1.000	0	이하	-	-	-	0
	LCBF3	1.000	543.561	이하	-	-	-	543.561

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \cdot M_{2s}$$

 만일 $\frac{l_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{P_u / (f_{ck} \cdot A_g)}}$ 이면, 추가로 확대를 해주어야 한다.

$$\text{이때 } \delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - P / (0.75P)} \geq 1.0, \quad C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4, \quad M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$$

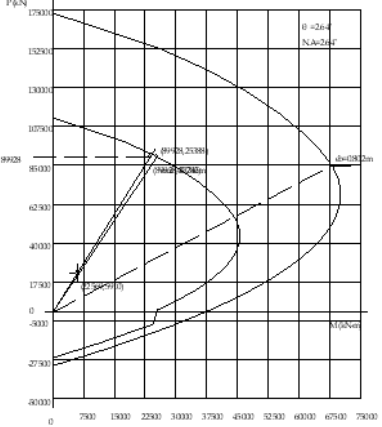
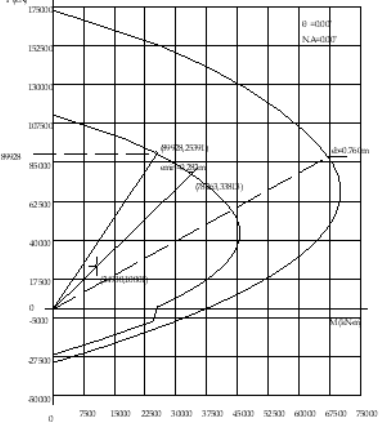
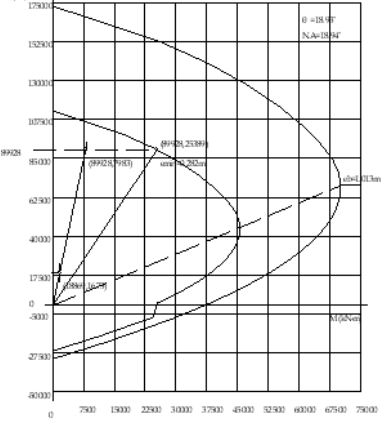
4) 확대모멘트 산정 결과

【표 5.15】 단면력 산출결과 요약

구 분	$P_u(kN)$	$M_{cy}(kN \cdot m)$	$M_{cz}(kN \cdot m)$	$M_c(kN \cdot m)$	비 고
LCBF5	22568.57 kN	5903.78 kN · m	271.78 kN · m	5910.03 kN · m	$P_{u,max}$
LCBF2	24987.70 kN	10801.12 kN · m	0.00 kN · m	10801.12 kN · m	$M_{z,max}$
LCBF3	18868.73 kN	1584.43 kN · m	543.56 kN · m	1675.07 kN · m	$M_{y,max}$

5) P-M 상관도

【표 5.16】 P-M 상관도에 의한 기둥 안전성 평가 결과 요약

■ 하중조합 : LCBF5 	■ 평형편심 상태 $e_b = 0.802 \text{ m}$ $\Phi P_b = 55191.463 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 44237.262 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.264 \text{ m}$ $\Phi P_n = 89927.505 \text{ kN} \geq P_u = 22568.569 \text{ kN}$ $\therefore \text{OK}$ $23746.058 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq M_u = 5910.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $\therefore \text{OK}$
■ 하중조합 : LCBF2 	■ 평형편심 상태 $e_b = 0.760 \text{ m}$ $\Phi P_b = 57338.727 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 43595.559 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.432 \text{ m}$ $\Phi P_n = 78262.938 \text{ kN} \geq P_u = 24987.698 \text{ kN}$ $\therefore \text{OK}$ $33812.632 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq M_u = 10801.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $\therefore \text{OK}$
■ 하중조합 : LCBF3 	■ 평형편심 상태 $e_b = 1.013 \text{ m}$ $\Phi P_b = 45025.521 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 45593.488 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.089 \text{ m}$ $\Phi P_n = 89927.505 \text{ kN} \geq P_u = 18868.725 \text{ kN}$ $\therefore \text{OK}$ $7983.325 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq M_u = 1675.073 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $\therefore \text{OK}$

5.6 내하력 평가

5.6.1 개요

본 교량의 안전성 평가는 시공중과 시공완료후 공용하중에 대해 평가를 하였으며 시공 완료후에 대해서는 현 시방기준에 입각하여 허용응력법과 극한강도법에 의해 평가를 하였다. 거더의 종방향 내하력 평가는 허용응력법과 극한강도법에 의한 기본내하율을 각각 구 하였으며 횡방향에 대한 내하율은 극한강도법에 의하여 산정하였다.

$$\bullet \text{ 허용응력법에 의한 내하율}(RF) = \frac{f_a - (f_d + f_{pt} + f_{cs})}{f_l(1+i)}$$

여기서, f_a = 허용응력

f_d = 고정하중에 의한 발생응력

f_{pt} = 프리스트레스트력에 의한 발생응력

f_{cs} = Creep, Shrinkage에 의한 발생응력

f_l = 활하중에 의한 발생응력

$$\bullet \text{ 극한강도법에 의한 내하율}(RF) = \frac{\phi M_n - (\gamma_d M_d + \gamma_{pt} M_{pt})}{\gamma_l M_l(1+i)}$$

여기서, ϕM_n = 극한 저항 모멘트 (RC·PC구조물의 휨부재 $\phi=0.85$)

M_d = 고정하중 모멘트(증가계수 $\gamma_d = 1.3$)

M_{pt} = 프리스트레스트력에 의한 모멘트(증가계수 $\gamma_{pt} = 1.0$)

M_l = 활하중에 의한 모멘트(증가계수 $\gamma_l = 2.15$)

i = 충격계수

5.6.2 종방향 내하력 평가

가. 허용응력법에 의한 거더의 내하율 산정

허용응력법에 의한 내하율 산정시 검토위치는 외측경간 S_1 지점부 P_1 , 외측경간 S_1 경간중양부, 내측경간 S_{10} 지점부 P_9 및 내측경간 S_{10} 경간중양부로 선정하였으며 각 단면의 내하력은 다음 【표 5.17】과 같다.

【표 5.17】 허용응력법에 의한 거더의 종방향 내하율 및 내하력평가 단위:MPa

위치	내하율 계산	내하율(RF)	기본내하력
외측 S_1 경간 지점부(P_1)	$\frac{16.000 - (10.590 + 0.463 + 0.019)}{2.579}$	1.910	DB-24 이상
외측 S_1 경간 중양부	$\frac{16.000 - (4.459 + 3.886 - 0.006)}{1.639}$	4.674	DB-24 이상
내측 S_{10} 경간 지점부(P_9)	$\frac{16.000 - (8.061 + 1.982 - 0.027)}{2.374}$	2.520	DB-24 이상
내측 S_{10} 경간 중양부	$\frac{16.000 - (2.140 + 4.230 + 0.002)}{1.359}$	7.084	DB-24 이상

나. 극한강도법에 의한 거더의 내하율 산정

극한강도법에 의한 내하율 산정시 검토위치는 외측경간 S_{11} 지점부 P_{10} , 외측경간 S_1 경간중양부, 내측경간 S_9 지점부 P_8 및 내측경간 S_2 경간중양부로 선정하였으며 각 단면의 내하력을 산정하면 다음 【표 5.18】과 같다

【표 5.18】 극한강도법에 의한 거더의 종방향 내하율 및 내하력 평가 단위:kN · m

위치	내하율 계산	내하율(RF)	기본내하력
외측 S_{11} 경간 지점부 (P_{10})	$\frac{140608.5 - (1.3 \times 57903.0 - 13560.3)}{2.15 \times 14614.1}$	2.510	DB-24 이상
외측 S_1 경간 중양부	$\frac{137248.4 - (1.3 \times 40356.7 + 7460.6)}{2.15 \times 13162.3}$	2.732	DB-24 이상
내측 S_9 경간 지점부 (P_8)	$\frac{124723.7 - (1.3 \times 44713.1 - 7024.2)}{2.15 \times 13833.1}$	2.475	DB-24 이상
내측 S_2 경간 중양부	$\frac{137248.4 - (1.3 \times 19064.7 + 11350.1)}{2.15 \times 10863.6}$	4.239	DB-24 이상

평가 결과, 설계 활하중 DB-24(DL-24)에 대하여 충분한 내하력을 확보하는 것으로 나타났다.

5.6.3 횡방향 내하력 평가

【표 5.19】은 횡방향 각 단면에 대한 내하력을 산정하였다.

【표 5.19】 횡방향 각 단면에 대한 내하력 평가

단위:kN · m

위치	내하율 계산	내하율(RF)	기본 내하력
캔틸레버부 단부	$\frac{419.75 - (1.3 \times 58.73)}{2.15 \times 118.56}$	1.347	DB-24 이상
내부슬래브 중앙부	$\frac{168.73 - (1.3 \times 2.64)}{2.15 \times 34.59}$	2.222	DB-24 이상

평가 결과, 설계 활하중 DB-24(DL-24)에 대하여 충분한 내하력을 확보하는 것으로 나타났다.

5.7 안전성평가 등급 산정

외관상태와 내구성조사를 근거로 교량구조물의 대표등급을 산정하는 경우, 구조물의 실제적인 안전성에 대한 효과적인 고려가 곤란하다. 따라서, 정밀점검(필요시)이나 정밀안전진단 시에는 안전성 평가 결과에 의하여 안전성평가등급을 산정하도록 한다.

5.7.1 개요

구조물의 안전성평가는 주요 구조부재의 정밀육안검사, 비파괴 현장시험 및 재료시험의 결과를 토대로 종합적으로 이루어져야 한다. 현재 도로교와 철도교는 강교의 경우 허용응력설계법, 콘크리트교는 강도설계법으로 설계되고 있다. 안전성검토는 대상 교량의 설계개념을 따라 일관성이 유지되도록 평가하는 것을 원칙으로 하고있다.

또한 교량의 안전성평가는 내하력평가 개념으로 규정되어 왔으나 내하력은 활하중여유도로로서 하중비에 따라 내하력의 변동폭이 크게 변하므로 교량의 안전성을 일관되게 평가하는 기준으로 적절하지 못하다. 따라서 안전성평가는 교량의 안전율 개념을 도입하여 평가하였다.

【표 5.20】 구조물의 안전성 평가기준

등급	안전성평가 기준	비 고
A	SF > 1.0	◦ 허용응력설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}}$
B	0.9 ≤ SF < 1 이나, 공용내하력이 설계하중보다 크게 평가된 경우	
C	0.9 ≤ SF < 1	
D	0.75 ≤ SF < 0.9	◦ 강도설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u}$
E	SF < 0.75	

5.7.2 안전성 평가결과

【표 5.21】에 따라 설계하중에 대한 안전율은 다음과 같이 계산된다.

- PSC박스 거더 (허용응력설계법)

【표 5.21】 허용응력법에 의한 안전율 산정

단위 : (kN/m²)

조합 케이스	허용응력	S1 지점부(P1)		S10 지점부(P9)		S1 중앙부		S10 중앙부	
		합응력	S.F	합응력	S.F	합응력	S.F	합응력	S.F
1	16.000	13.630	1.174	12.420	1.288	9.984	1.603	8.568	1.867
2	16.000	13.630	1.174	12.420	1.288	9.985	1.602	8.568	1.867
3	18.400	13.580	1.355	12.330	1.492	9.914	1.856	8.497	2.165
4	18.400	13.580	1.355	12.330	1.492	9.915	1.856	8.497	2.165
5	18.400	13.720	1.341	12.450	1.478	10.040	1.833	8.632	2.132
6	18.400	13.720	1.341	12.450	1.478	10.040	1.833	8.632	2.132
7	18.400	13.580	1.355	12.330	1.492	9.914	1.856	8.497	2.165
8	18.400	13.580	1.355	12.330	1.492	9.914	1.856	8.497	2.165
9	18.400	13.720	1.341	12.450	1.478	10.040	1.833	8.632	2.132
10	18.400	13.720	1.341	12.450	1.478	10.040	1.833	8.632	2.132
최소 안전율		1.174		1.288		1.602		1.867	

$$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}} = \frac{16.000}{13.630} = 1.174$$

『A』

- PSC박스 거더 (강도설계법)

【표 5.22】 설계하중 작용시 검토단면의 최대 단면력

위 치	M _u (kN·m)	φ M _n (kN·m)	안전율
외측경간 지점부 P10, 130요소	-93133.98	140608.52	1.510
외측경간 중앙부 S1, 6요소	88223.25	137248.36	1.556
내측경간 지점부 P8, 117요소	-80843.88	124723.65	1.543
내측경간 중앙부 S2, 20요소	59490.89	137248.36	2.307

【표 5.23】 설계하중 작용 시 외측·내측경간 최대 전단력

위 치(경간위치, 부재번호)	V _u (kN)	φ V _n (kN)	안전율
외측경간 최대 (P1, 12)	12246.14	12513.63	1.022
내측경간 최대 (P2, 25)	10697.92	11995.47	1.121

$$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{140608.52}{93133.98} = 1.510 \quad 『A』$$

$$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi V_n}{V_u} = \frac{12513.63}{12246.14} = 1.022 \quad 『A』$$

- 횡방향검토 (강도설계법)

【표 5.24】 하중조합에 따른 위치별 단면력 모멘트검토

부 재	A _s	M _u (kN · m)	φ M _n (kN · m)	안전율
캔틸레버부 단부	H25 @125	331.25	419.75	1.267
내부슬래브 중앙부	H19 @125	77.80	168.73	2.169

$$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{419.75}{331.25} = 1.267 \quad 『A』$$

- 하부구조 (강도설계법)

$$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi P_n}{P_u} = \frac{78262.938}{24987.698} = 3.132 \quad 『A』$$

대상교량의 구조해석에 의한 안전성 평가결과는 【표 5.25】와 같이 모든 부재에서 안전율이 1.0을 초과한다.

【표 5.25】 안전성 평가결과

부 재	SF(안전율)	등 급
PSC 거더 (허용응력법) (제1 내부지점부, P1)	1.174	A
PSC 거더 (강도설계법) (내측경간 최대, P2)	1.022	A
횡방향 검토 (강도설계법) (캔틸레버 단부)	1.267	A
하부구조 (강도설계법)	3.132	A