

구조안전성능 자료 _ 군위JCT R-C교

자료 _ 군위JCT R-C교(초기안전점검 보고서)

10.8 구조해석 및 내하력 평가

10.8.1 개요

가. 교량제원

- 1) 형 식 : PSC 빌거더교
- 2) 교량등급 : 1등급
- 3) 교 장 : 2830 m
- 4) 폭 원 : 8.5 m
- 5) 지 간 : 30 m
- 6) 거더간격 : 2.15 m
- 7) 사 각 : 0°

나. 하중

- 1) 활 하 중 : DB-24 적용
- 2) 충격계수 : $i = \frac{15}{40 + L} \leq 0.3$
- 3) 고정하중 : 철근콘크리트 = 25 kN/m²
포 장 = 23.5 kN/m²

다. 사용재료

- 1) 콘크리트
 - ① 바닥 판 : f_{ck} = 27MPa
 - ② PSC 거더 : f_{ck} = 40MPa
- 2) 철 근
 - ① 바닥 판 : f_y = 400MPa
 - ② PSC 거더 : f_y = 400MPa

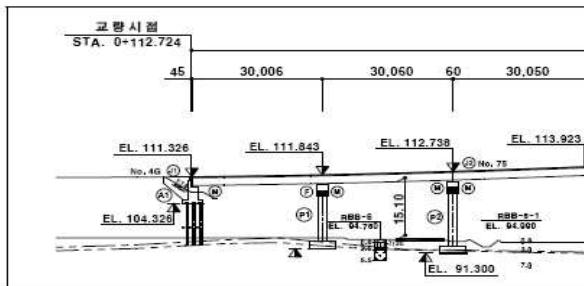
라. 허용응력

- 1) 바닥판 콘크리트
 - ① 허용휨압축응력 : f_{oa} = 0.4f_{ck} = 10.8MPa

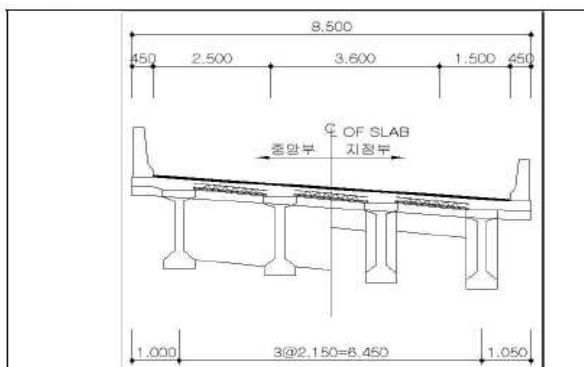
10.8.2 구조해석

가. 검토단면

1) 종단면도



2) 횡단면도



2) 프리스트레스 콘크리트 (PSC 거더)

- ① 프리스트레스 도입시 압축강도
 - ㉠ f_{oi} = 0.8f_{ck} = 32MPa
- ② 프리스트레스 도입 직후
 - ㉠ 허용휨압축응력 : 0.55f_{oi} = 17.06MPa
 - ㉡ 허용휨인장응력 : 0.25√f_{oi} = 1.41MPa
- ③ 설계하중 작용시
 - ㉠ 허용휨압축응력 : 0.4f_{ck} = 16 MPa
 - ㉡ 허용휨인장응력 : 0.25√f_{ck} = 1.68 MPa

3) PSC장재 (Low-Relaxation)

- 극한강도(f_{pu}) : 1,900 MPa , 항복강도(f_{py}) : 1,600 MPa
- ① 허용최대인장응력 : 0.9f_{py} = 1,440MPa
 - ② 정착 직후 정착부에서의 응력 : 0.7f_{pu} = 1,330MPa
 - ③ 손실 후 사용하중상태에서의 응력 : 0.8f_{py} = 1,280MPa

4) 탄성계수

- ① 콘크리트
 - ㉠ E_c = 4700√f_{ck} (f_{ck} ≤ 30 Mpa)
 - ㉡ E_c = 3300√f_{ck} + 7,700 (f_{ck} > 30 Mpa)
- ② 철근 및 PSC강연선
 - ㉠ E_s = 200,000 MPa

5) 마찰계수

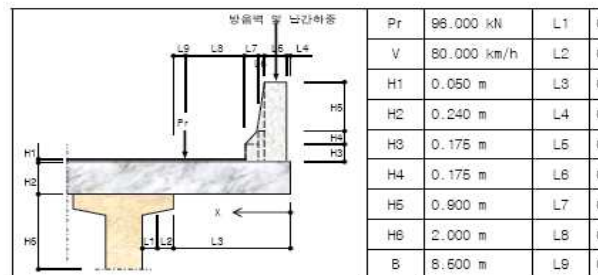
- ① 극한마찰계수 : μ = 0.25 /rad
- ② 파상마찰계수 : κ = 0.005 /rad

마. 검토방법

- 1) 바닥판 : 강도 설계법
- 2) PSC BEAM : 허용응력 설계법

나. 바닥판 검토

- 1) 후속 한일레버부(방호벽)
- ① 고정하중



No	작 용 하 중 (kN)	거리(m)	모멘트
아스콘	(L3-L4-L5-L6 -L7) × H1 × Y _{ao}	=0.482	0.660
슬래브	L2 × L3 × Y _c	=5.214	0.435
방호벽	1 L5 × (H3 + H4 + H5) × Y _c	=7.188	0.145
	2 L6 × (H3 + H4) × Y _c	=0.613	0.295
	3 L7 × H3 × Y _c	=0.626	0.390
	4 L6 × H5 / 2 × Y _c	=0.788	0.283
	5 L7 × H4 / 2 × Y _c	=0.283	0.370
Total		15.071	4.3

$$\therefore X = 4.334 / 15.071 = 0.288 \text{ m}$$

$$= Md = 15.071 \times (0.869 - 0.288) = 8.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 활하중 (DB-24)적용시

- 충격계수(i)

$$i = 15 / (40 + L) = 0.374 > \text{최대 } 0.3 \therefore i = 0.3$$

- 차륜 하중 분포폭 (후철근 방향이 차랑 진행방향에 직각인 경우)
E = 0.8 × 0.119 + 1.14 = 1.235 m

자료 _ 군위JCT R-C교(초기안전점검 보고서)

$$M(i+i) = 96.0 \times 0.119 \times (1 + 0.3) / 1.235 = 12.025 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

③ 충돌 하중

- 작용높이 : 1.050 m
- $P_0 = (V / 60)^{1/2} \times 7500 + 2500 = 15.833 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- $M_0 = 1.050 \times 15.833 = 16.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 방호벽 상단에 10kN/m의 수평하중을 가하 (작용높이 : 1.250 m)
- $M_0 = 1.250 \times 10.000 = 12.500 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 작용 모멘트 (곡선부 (R ≤ 200m)의 경우 2배를 취함)
- $M_0 = 16.625 \times 1 = 16.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$

④ 풍하중

- D = BEAM높이(2m) + H2 + H3 + H4 + H5 + 방음벽 높이 = 3.490 m
- $1 \leq B/D = 8.500 / 3.490 = 2.436 < 8$
- 풍하중 작용 높이(D1) = H3 + H4 + H5 + 방음벽 높이 = 1.25
- 방호벽+방음벽 1m당 작용하는 풍하중
- $P_w = [4-0.2(B/D)] \times D1 = 4.391 \text{ kN/m}$
- $M_w = 4.391 \times 1.250 / 2 = 2.744 \text{ kN} \cdot \text{m}$

⑤ 하중조합(MRX)

$$M_u = 1.3 M_d + 1.3 M(i+i) + 1.3 M_0$$

$$= 1.3 \times 8.756 + 1.3 \times 12.025 + 1.3 \times 16.625 = 48.828 \text{ kNm/m}$$

⑥ 단면검토

- $f_{ck} = 27.0 \text{ MPa}$
- $f_y = 400.0 \text{ MPa}$
- 부재폭 : $b = 1000.0 \text{ mm}$
- 부재높이 : $h = 240.0 \text{ mm}$
- 유효높이 : $d = 180.0 \text{ mm}$
- 인장피복두께 : $d' = 60.0 \text{ mm}$
- $\Phi = 0.85$
- $M_u = 48.828 \text{ kNm}$
- 사용철근량 : $A_s = 1828.5 \text{ mm}^2$

$$\therefore \Phi M_u = \Phi f_y \times A_s \times (d-a/2) = 91.703 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 48.828 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ --- O.K}$$

- $\Phi = 0.85$
- $M_u = 68.446 \text{ kNm}$
- 사용철근량 : $A_s = 1588.8 \text{ mm}^2$

$$\therefore \Phi M_u = \Phi f_y \times A_s \times (d-a/2) = 116.765 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 68.446 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ --- O.K}$$

3) 구조검토 결과

군위JCT R-C교 바닥판에 대하여 구조검토를 실시한 결과, 설계 휨강도가 소요 휨강도보다 크게 산출되어 바닥판은 구조적으로 안전성이 확보되어 있는 것으로 평가되었다.

2) 슬래브(단부)

① 고정하중



Pr	96.000 kN	L1	0.369 m
H1	0.520 m	L2	0.400 m
H2	0.050 m	L3	0.100 m
H3	0.240 m	L4	0.220 m
H4	0.230 m		

$$- P_d = 0.369 \times 0.520 \times 25.0 = 4.802 \text{ kN/m}$$

$$\blacktriangleright M_d = 4.802 \times 0.369 / 2 = 0.887 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 활하중

- 충격계수
- $i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.7) = 0.372 \geq \text{최대 } 0.300$
- $\therefore i = 0.300$
- 차량하중 분포폭 (주철근의 방향이 차량 진행방향의 경우)
- $E = 0.35 \times L + 0.98 = 0.35 \times 0.269 + 0.98 = 1.074 \text{ m} < 2.10 \text{ m}$
- $\therefore E = 1.074 \text{ m}$
- $\blacktriangleright M(i+i) = Pr \cdot (1 + i) \cdot X / E = 96.0 \times (1 + 0.30) \times 0.269 / 1.074 = 31.299 \text{ kN} \cdot \text{m}$

③ 하중조합

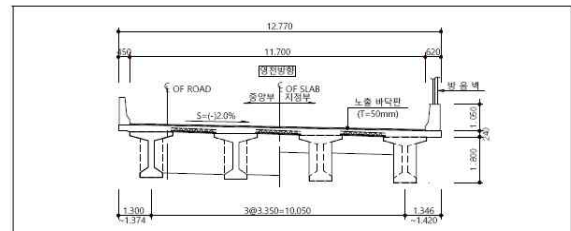
$$M_u = 1.3 M_d + 2.15 M(i+i) = 68.446 \text{ kNm}$$

④ 단면검토

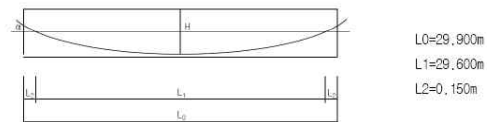
- $f_{ck} = 27.0 \text{ MPa}$
- $f_y = 400.0 \text{ MPa}$
- 부재폭 : $b = 1000.0 \text{ mm}$
- 부재높이 : $h = 290.0 \text{ mm}$
- 유효높이 : $d = 230.0 \text{ mm}$
- 인장피복두께 : $d' = 60.0 \text{ mm}$

다. 주형 검토

본 검토 대상구조물의 군위JCT R-C교는 PSC Beam교로서, 4개의 Beam으로 구성되어 있고, 실시설계 시 검토한 구조계산서에 근거하여 단면력 산출 및 응력검토 결과를 반영하였다.



1) 강연선 배치



① 각 단면별 긴장재가 PSC GIRDER 하단에서 떨어진 거리

CABLE NO.	DISTANCE FROM CENTER (m)				
	14,8000	11,1000	7,4000	3,7000	0,0000
1	1,500	0,931	0,525	0,281	0,200
2	1,086	0,688	0,422	0,255	0,200
3	0,700	0,429	0,235	0,119	0,080
4	0,294	0,200	0,134	0,093	0,080
5	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
평균	0,895	0,565	0,329	0,187	0,140

자료 _ 군위JCT R-C교(초기안전점검 보고서)

④ 슬래브 + PSC GIRDER 합성단면

㉔ 유효폭 산정

i) 외측거더

$$- b_1 = 1285.0 + 200.0 / 2 = 1385.0\text{mm}$$

(바닥판연단에서 거더중심까지의 거리)

$$- 8t + b_1 = 6 \times 240.0 + 1385.0 = 2825.0\text{mm}$$

$$- \ell / 12 + b_1 = 29100.0 / 12 + 1385.0 = 3810.0\text{mm (거더길이 : 29,100mm)}$$

$$- \ell / 2 + b_1 = 1950.0 / 2 + 1385.0 = 2360.0\text{mm (거더순간력 : 2,150mm)}$$

중 작은값 사용

$$b = 0.853 \times 2360.0 = 2013.1\text{mm}$$

$$A = 2013.1 \times 240.0 = 483144\text{mm}^2$$

ii) 내측거더

$$- 12t - b_0 = 12 \times 240.0 + 200.0 = 3080.0\text{mm}$$

$$- \ell / 4 = 29100.0 / 4 = 7275.0\text{mm (거더길이 : 29,100mm)}$$

$$- \ell = 2150.0\text{mm (거더간격 : 2,150mm)}$$

중 작은값 사용

$$b = 0.853 \times 2150.0 = 1834.0\text{mm}$$

$$A = 1834.0 \times 240.0 = 440160\text{mm}^2$$

㉔ Girder 중앙에서 0.000m 떨어진 단면

i) 외측거더

구분	A(mm ²)	Y(mm)	AY(mm ³)	AY ² (mm ⁴)	Io(mm ⁴)
환산단면	679848		716228100	1025118747294	68124403889
슬래브	483144	-120.0	-57977280	6957273600	2319091200
계	1162992		658250820	1032076020894	70443495089

ii) 내측거더

구분	A(mm ²)	Y(mm)	AY(mm ³)	AY ² (mm ⁴)	Io(mm ⁴)
환산단면	679848		716228100	1025118747294	68124403889
슬래브	440160	-120.0	-52819200	6338304000	2112768000
계	1120008		663408900	1031457051294	70237171889

$$- Zp4 = I_{c4} / ep4(\text{mm}^3)$$

$$- ys = yt4 + t(\text{mm})$$

$$- Zb4 = I_{c4} / ys(\text{mm}^3)$$

i) 외측거더

구분	yt4	yb4	Ic4	Zt4	Zb4	ep4	Zp4	ys	Zs
0.000	566	1434	729950683840	1289670076	509030450	1294	564103211	808	905648257
7.400	563	1437	721121732229	1261236588	501767530	1108	650736155	803	698216860
14.800	674	1326	846569027684	1255528588	638569651	431	1965442212	914	925847750

ii) 내측거더

구분	yt4	yb4	Ic4	Zt4	Zb4	ep4	Zp4	ys	Zs
0.000	592	1408	708740642092	1196540146	503483149	1286	559087023	832	851519109
7.400	589	1411	700104395027	1188545480	496191163	1082	647072291	823	844472959
14.800	695	1305	818532300226	1177447837	627311939	410	1997272739	935	875271794

3) 하중산정

① 고정하중

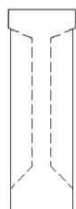
㉔ PSC GIRDER 중량 (외측범, 내측범)

i) GIRDER 중량

$$③ \text{ 표준구간 } W = 0.6604 \times 25.00 = 16.510\text{kN/m}$$

$$④ \text{ 단부 } W = 1.1738 \times 25.00 = 29.344\text{kN/m}$$

ii) GIRDER 콘크리트 BLOCK 중량



$$= 0.300 \times 1.270 \times 0.180 + 0.180 \times 0.220 / 2 \times 0.300 \times 25.00 \times 2ea$$

$$= 3.726\text{kN}$$

$$= 0.180 \times 0.230 / 2 \times 1.270 \times 25.00 \times 4ea$$

$$= 2.629\text{kN}$$

$$= 0.180 \times 0.230 / 2 \times 0.220 / 3 \times 25.00 \times 4ea$$

$$= 0.152\text{kN}$$

$$= 0.092 \times 0.180 / 2 \times 0.300 \times 25.00 \times 2ea$$

$$= 0.124\text{kN}$$

$$= 0.180 \times 0.230 / 2 \times 0.092 / 3 \times 25.00 \times 4ea$$

$$= 0.084\text{kN}$$

$$\text{합 계} = 6.694\text{kN}$$

㉔ Girder 중앙에서 7.400m 떨어진 단면

i) 외측거더

구분	A(mm ²)	Y(mm)	AY(mm ³)	AY ² (mm ⁴)	Io(mm ⁴)
환산단면	679848		712552428	1012139949462	68124403889
슬래브	483144	-120.0	-57977280	6957273600	2319091200
계	1162992		654575148	1019097223062	70443495089

ii) 내측거더

구분	A(mm ²)	Y(mm)	AY(mm ³)	AY ² (mm ⁴)	Io(mm ⁴)
환산단면	679848		712552428	1012139949462	68124403889
슬래브	440160	-120.0	-52819200	6338304000	2112768000
계	1120008		659733228	1018478253462	70237171889

㉔ Girder 중앙에서 14.800m 떨어진 단면

i) 외측거더

구분	A(mm ²)	Y(mm)	AY(mm ³)	AY ² (mm ⁴)	Io(mm ⁴)
환산단면	1193208		1188295801	1469746012445	129690180769
슬래브	483144	-120.0	-57977280	6957273600	2319091200
계	1676352		1130318521	1476703286045	132009251969

ii) 내측거더

구분	A(mm ²)	Y(mm)	AY(mm ³)	AY ² (mm ⁴)	Io(mm ⁴)
환산단면	1193208		1188295801	1469746012445	129690180769
슬래브	440160	-120.0	-52819200	6338304000	2112768000
계	1633368		1135476801	1476084316445	131802928769

㉔ 합성단면 정리

$$- yt4 = \sum (A_i \times Y_i) / \sum A (\text{mm})$$

$$- yb4 = hw1 - yt4(\text{mm})$$

$$- Ic4 = I_o + \sum (A_i Y_i^2) - (\sum A)(yt4)^2(\text{mm}^4)$$

$$- Zt4 = Ic4 / yt4(\text{mm}^3)$$

$$- Zb4 = Ic4 / yb4(\text{mm}^3)$$

$$- ep4 = yb4 - \text{긴장재가 PSC GIRDER 하단에서 떨어진 평균거리 (mm)}$$

iii) GIRDER 총중량

$$Wt = [29.344 \times 0.600 + (29.344 + 16.510) / 2 \times 3.400 + 16.510 \times 10.950] \times 2 + 6.694 \times 1 = 559.390\text{kN}$$

㉔ CROSS BEAM 중량

i) 외측범

$$③ \text{ 중앙부 } Wc = [1.770 \times 1.490 - (0.180 \times 0.020 + 0.008 \times 0.020 / 2) \times 2] \times 0.300 \times 25.000 / 2 = 9.862\text{kN}$$

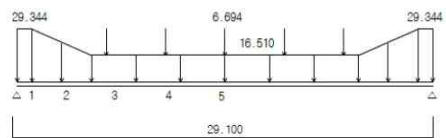
$$④ \text{ 단부 } Wc = [0.700 \times 1.490 - (0.180 \times 0.020 + 0.008 \times 0.020 / 2) \times 2] \times 0.400 \times 25.000 / 2 = 5.178\text{kN}$$

ii) 내측범

$$③ \text{ 중앙부 } Wc = 9.8623 \times 2 = 19.725\text{kN}$$

$$④ \text{ 단부 } Wc = 5.1782 \times 2 = 10.356\text{kN}$$

㉔ 거더자중에 의한 단면력 산정 (외측범, 내측범)



$$Ra = Rb = 29.344 \times 0.200 + (29.344 + 16.510) \times \frac{1}{2} \times 3.400$$

$$+ 16.510 \times 21.900 / 2 + 6.694 \times 1/2 = 267.952\text{kN}$$

$$- M1 = 0.000\text{kN.m}$$

$$- M3 = 267.952 \times 7.150 - 16.510 \times 7.150^2 / 2 - 12.834 \times 0.200$$

$$\times (7.150 - 0.100) - \frac{1}{2} \times 12.834 \times 3.400 \times (7.150 - 0.200)$$

$$- 3.400 / 3 - 0.000 \times (0.000 - 0.000)$$

$$- 0.000 \times (0.000 - 0.000) = 1348.840\text{kN.m}$$

$$- M5 = 267.952 \times 14.550 - 16.510 \times 14.550^2 / 2 - 12.834 \times 0.200 \times$$

$$(14.550 - 0.10) - \frac{1}{2} \times 12.834 \times 3.400 \times (14.550 - 0.200 -$$

$$3.400 / 3) - 0.000 \times 0 \times (0.000 - 0.000) - 0.000 \times (0.000 - 0.000)$$

자료 _ 군위JCT R-C교(초기안전점검 보고서)

$$=1825.653\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- V1 = R_a = 267.95\text{kN}$$

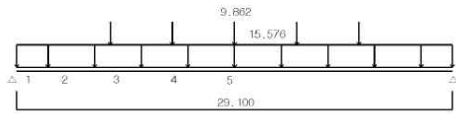
$$- V3 = 267.952 - 16.510 \times 7.150 - 12.834 \times 0.200 - \frac{1}{2} \times 12.834 \times 3.400 \\ - 0.000 - 0.000 = 125.521\text{kN}$$

㉔ 활성화 고정하중에 의한 단면력 산정

i) 외측거더

$$\textcircled{a} \text{ 바닥판 중량 } w_s = 0.240 \times 25.000 \times (1.285 + 2.150/2) \\ = 14.160\text{kN/m}$$

$$\textcircled{b} \text{ 거푸집 중량 } w_f = 14.160 \times 0.100 = 1.416\text{kN/m} \\ (\text{바닥판중량의10\%로 추정계산}) \\ w = w_s + w_f = 15.576\text{kN/m}$$



$$- R_a = R_b = 15.576 \times 29.100/2 + 9.862 \times 1/2 = 231.562\text{kN} \\ - M1 = 0.000\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- M3 = 231.562 \times 7.150 - 15.576 \times 7.150^2/2 - 0.000 \times (0.000 - 0.000) \\ - 0.000 \times (0.000 - 0.000) = 1257.528\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- M5 = 231.562 \times 14.550 - 15.576 \times 14.550^2/2 - 0.000 \times (0.000 - 0.000) \\ - 0.000 \times (0.000 - 0.000) = 1720.488\text{kN}\cdot\text{m}$$

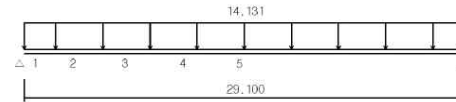
$$- V1 = R_a = 231.562\text{kN}$$

$$- V3 = 231.562 - 15.576 \times 7.150 - 0.000 - 0.000 = 120.194\text{kN}$$

ii) 내측거더

$$\textcircled{a} \text{ 바닥판 중량 } w_s = 0.240 \times 25.00 \times 2.150 = 12.900\text{kN/m}$$

$$\textcircled{b} \text{ 거푸집 중량 } w_f = 12.900 \times 0.100 = 1.290\text{kN/m} \\ (\text{바닥판중량의10\%로 추정계산}) \\ w = w_s + w_f = 14.190\text{kN/m}$$



$$- R_a = R_b = 14.131 \times 29.100/2 = 205.612\text{kN}$$

$$- M1 = 0.000\text{kN}\cdot\text{m}$$

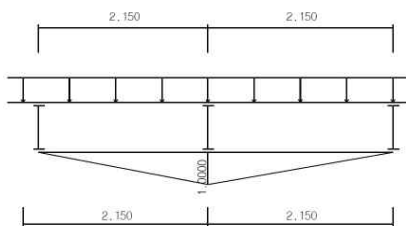
$$- M3 = 205.612 \times 7.150 - 14.131 \times 7.150^2/2 = 1108.909\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- M5 = 205.612 \times 14.550 - 14.131 \times 14.550^2/2 = 1495.827\text{kN}\cdot\text{m}$$

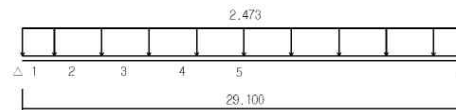
$$- V1 = R_a = 205.612\text{kN}$$

$$- V3 = 205.612 - 14.131 \times 7.150 = 104.572\text{kN}$$

ii) 내측거더



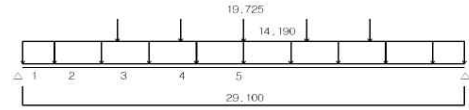
$$\textcircled{a} \text{ 포장 중량 } w_p = (0.050 \times 23.00) \times 1.000 \times 4.300/2 = 2.473\text{kN/m} \\ w = w_p = 2.473\text{kN/m}$$



$$- R_a = R_b = 2.473 \times 29.100/2 = 35.975\text{kN}$$

$$- M1 = 0.000\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- M3 = 35.975 \times 7.150 - 2.473 \times 7.150^2/2 = 194.020\text{kN}\cdot\text{m}$$



$$- R_a = R_b = 14.190 \times 29.100/2 + 19.725 \times 1/2 = 216.327\text{kN}$$

$$- M1 = 0.000\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- M3 = 216.327 \times 7.150 - 14.190 \times 7.150^2/2 - 0.000 \times (0.000 - 0.000) \\ - 0.000 \times (0.000 - 0.000) = 1184.022\text{kN}\cdot\text{m}$$

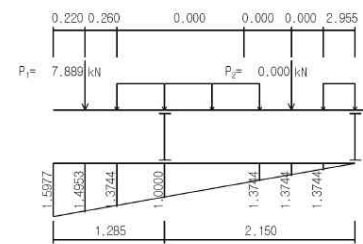
$$- M5 = 216.327 \times 14.550 - 14.190 \times 14.550^2/2 - 0.000 \times (0.000 - 0.000) \\ - 0.000 \times (0.000 - 0.000) = 1645.528\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- V1 = R_a = 216.33\text{kN}$$

$$- V3 = 216.327 - 14.190 \times 7.150 - 0.000 - 0.000 = 114.868\text{kN}$$

㉔ 활성화 고정하중에 의한 단면력 산정

i) 외측거더



$$\textcircled{a} \text{ 방호벽 중량 } w_b = 7.889 \times 1.495 + 0.000 \times 1.374 = 11.796\text{kN/m}$$

$$\textcircled{b} \text{ 차도부포장 중량 } w_p = (0.050 \times 23.00) \times (0.000 + 1.374) \times 2.955/2 = 2.335\text{kN/m}$$

$$\textcircled{c} \text{ 보도부포장 중량 } w_r = (0.000 \times 22.60) \times (1.374 + 1.374) \times 0.000/2 = 0.000\text{kN/m}$$

$$w = w_b + w_p + w_r = 14.131\text{kN/m}$$

$$- M5 = 35.975 \times 14.550 - 2.473 \times 14.550^2/2 = 261.718\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- V1 = R_a = 35.975\text{kN}$$

$$- V3 = 35.975 - 2.473 \times 7.150 = 18.297\text{kN}$$

㉔ 활하중(0824적용)

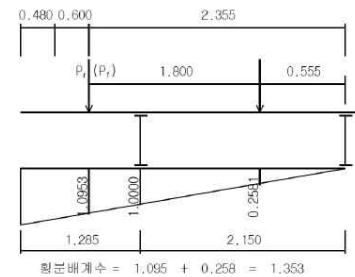
㉔ 충격계수

$$I = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 29.100) = 0.217 < 0.300 \therefore 0.217$$

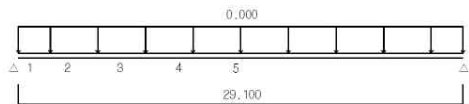
㉔ 횡분배계수

i) 외측거더

㉔ 차도부 활하중



$$\textcircled{b} \text{ 보도부 활하중 : 종거는 보도부 고정하중 참조} \\ w_r = 3.500 \times (1.374 + 1.374) \times 0.000/2 = 0.000\text{kN/m}$$



$$- R_a = R_b = 0.000 \times 29.100/2 = 0.000\text{kN}$$

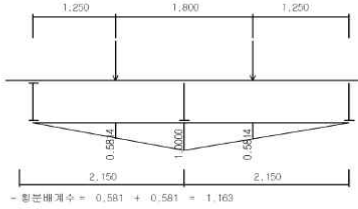
$$- M1 = 0.000\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- M3 = 0.000 \times 7.150 - 0.000 \times 7.150^2/2 = 0.000\text{kN}\cdot\text{m}$$

자료 _ 군위JCT R-C교(초기안전점검 보고서)

$$\begin{aligned}
 -M5 &= 0,000 \times 14,550 - 0,000 \times 14,550/2 = 0,000\text{kN}\cdot\text{m} \\
 -V1 &= R_a = 0,000\text{kN} \\
 -V3 &= 0,000 - 0,000 \times 7,150 = 0,000\text{kN}
 \end{aligned}$$

ii) 내측거더



$$- \text{합분배계수} = -0.581 + 0.581 = -1.163$$

㉔ 활하중 산정

i) 외측거더

$$\begin{aligned}
 \text{㉑ } P_f &= 24,000 \times 1,217 \times 1,353 = 39,530\text{kN} \\
 \text{㉒ } P_r &= 96,000 \times 1,217 \times 1,353 = 158,120\text{kN}
 \end{aligned}$$

ii) 내측거더

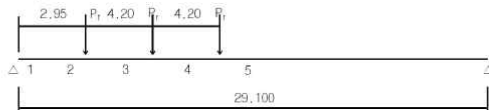
$$\begin{aligned}
 \text{㉑ } P_f &= 24,000 \times 1,217 \times 1,163 = 33,963\text{kN} \\
 \text{㉒ } P_r &= 96,000 \times 1,217 \times 1,163 = 135,851\text{kN}
 \end{aligned}$$

㉔ 모멘트 산정 (외측거더, 내측거더)

i) M1

$$\begin{aligned}
 -M1_{외} &= 0,000\text{kN}\cdot\text{m} \\
 -M1_{내} &= 0,000\text{kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

ii) M3



$$-M3_{외} = (39,530 \times 26,150 + 158,120 \times 21,950 + 158,120 \times 17,750) / 29,100 = 201,151\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$-V3_{내} = (135,851 \times 21,950 + 135,851 \times 17,750 + 33,963 \times 13,550) / 29,100 = 201,151\text{kN}\cdot\text{m}$$

㉔ 단면적 집계

㉕ 외측거더

i) 모멘트

구분	절점	거더자중	합성전사하중	합성후사하중	활 하 중	계
모멘트 (kN.m)	1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	3	1348,840	1257,526	1108,909	1630,342	5345,617
	5	1825,653	1720,488	1495,827	2173,167	7215,135

ii) 전단력

구분	절점	거더자중	합성전사하중	합성후사하중	활 하 중	계
전단력 (kN)	1	267,952	231,562	205,612	321,539	1026,665
	3	125,521	120,194	104,572	234,124	584,411

㉕ 내측거더

i) 모멘트

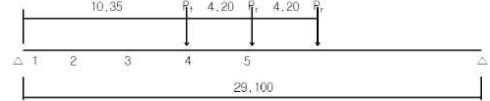
구분	절점	거더자중	합성전사하중	합성후사하중	활 하 중	계
모멘트 (kN.m)	1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	3	1348,840	1184,022	194,020	1400,728	4127,610
	5	1825,653	1645,526	261,718	1867,103	5600,000

ii) 전단력

구분	절점	거더자중	합성전사하중	합성후사하중	활 하 중	계
전단력 (kN)	1	267,952	216,327	35,975	276,254	796,508
	3	125,521	114,868	18,297	201,151	459,837

$$\begin{aligned}
 /29,100 \times 7,150 - 39,530 \times 4,200 + 0,000 &= 1630,342\text{kN}\cdot\text{m} \\
 -M3_{내} &= (33,963 \times 26,150 + 135,851 \times 21,950 + 135,851 \times 17,750) / 29,100 \times 7,150 - 33,963 \times 4,200 = 1400,728\text{kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

iii) M5



$$\begin{aligned}
 -M5_{외} &= (39,530 \times 18,750 + 158,120 \times 14,550 + 158,120 \times 10,350) / 29,100 \times 14,550 - 39,530 \times 4,200 + 0,000 = 2173,167\text{kN}\cdot\text{m} \\
 -M5_{내} &= (33,963 \times 18,750 + 135,851 \times 14,550 + 135,851 \times 10,350) / 29,100 \times 14,550 - 33,963 \times 4,200 = 1867,103\text{kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

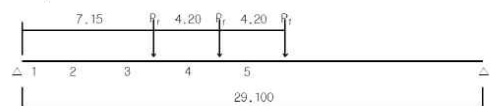
㉔ 전단력 산정 (외측거더, 내측거더)

i) V1



$$\begin{aligned}
 -V1_{외} &= (158,120 \times 29,100 + 158,120 \times 24,900 + 39,530 \times 20,700) / 29,100 + 0,000 = 321,539\text{kN} \\
 -V1_{내} &= (135,851 \times 29,100 + 135,851 \times 24,900 + 33,963 \times 20,700) / 29,100 = 276,254\text{kN}
 \end{aligned}$$

ii) V3



$$-V3_{외} = (158,120 \times 21,950 + 158,120 \times 17,750 + 39,530 \times 13,550) / 29,100 + 0,000 = 234,124\text{kN}$$

4) 횡굴림 검토

$$\begin{aligned}
 -PSC \text{ GIRDER 및 바닥판: } f &= M / Z \\
 -PS \text{ 강연선: } f &= np \times M / Z, np=6,993
 \end{aligned}$$

① 외측거더

구분	모멘트 (kN.m)	단면계수 (mm3)	콘크리트 단면 휨응력 (MPa)				PS 강연선 (MPa)
			바닥판	PSC GIRDER			
				상면	상면	하면	
거더 자중	1825.653	Zt2= 312225896		5.847			
		Zb2= 319934255			-5.706		
		Zp2= 372766676				-4.898	
합 성 전 고경하중	1720.488	Zt3= 321485024		5.352			
		Zb3= 357836899			-4.808		
		Zp3= 419954882				-4.097	28.649
합 성 후 고경하중	1495.827	Zt4= 1289670076		1.160			
		Zb4= 509030450			-2.939		
		Zs = 905648257	1.652				
활 하 중	2173.167	Zp4= 564103211				-2.652	18.543
		Zt4= 1289670076		1.685			
		Zb4= 509030450			-4.269		
계	7215.135	Zs = 905648257	2.400				
		Zp4= 564103211				-3.852	26.940
			4.052	14.044	-17.722	-15.499	74.132

자료 _ 군위JCT R-C교(초기안전점검 보고서)

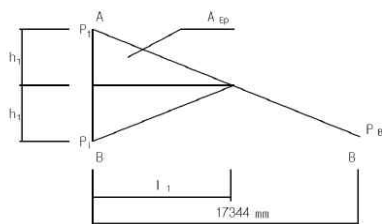
② 내측거더

구분	모멘트 (kN.m)	단면계수 (mm3)	콘크리트 단면 휨응력 (MPa)				PS 강연선 (MPa)
			바닥판	PSC GIRDER			
				상면	상면	하면	
거더자중	1825.653	Zt2= 312225696		5.847			
		Zb2= 319934255			-5.706		
		Zp2= 372765676				-4.898	
합성 전 고정하중	1645.526	Zt3= 321485024		5.119			
		Zb3= 357836899			-4.599		
		Zp3= 419954582				-3.918	27.401
합성 후 고정하중	261.718	Zt4= 1196540146		0.219			
		Zb4= 503483149			-0.520		
		Zs = 851519109	0.307				
		Zp4= 559087023				-0.468	3.274
활 하중	1867.103	Zt4= 1196540146		1.580			
		Zb4= 503483149			-3.708		
		Zs = 851519109	2.193				
		Zp4= 559087023				-3.340	23.354
계	5600.000		2.500	12.745	-14.533	-12.624	54.029

$$f_{pt} = f_{pt1} (1 - e^{-(kx + ua)}) = 1280.0 \times (1 - e^{-0.099582}) = 121.3\text{MPa}$$

㉔ 정착장치 활동량에 의한 손실량

$$\begin{aligned} \Delta l &= A_{ep} / (A_p \cdot E_p) \\ \therefore A_{ep} &= \Delta l \cdot (A_p \cdot E_p) = 6.000 \times (98.71 \times 12 \times 4 \times 200000) \\ &= 5685696000\text{mm} \\ &\text{- 마찰에 의한 손실은 직선으로 변한다고 가정한다.} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} P_t &= 1280.0 \times 4 \times (98.71 \times 12) = 6064742\text{N} \\ P_B &= (1280.0 - 121.3) \times (98.71 \times 12) \times 4 = 5490013\text{N} \\ \Delta P_t &= P_t - P_B = 6064742 - 5490013 = 574729\text{N} \\ l_1 : h_1 &= 14833 : 574729 \\ h_1 &= 574729 / 14833 \cdot l_1 \\ AEP &= \frac{1}{2} \times l_1 \times h_1 \times 2ea = 574729.0 / 14833 \cdot 12 \\ l_1 &= \sqrt{(5685696000 \times 14833 / 574729)} = 12113\text{mm} < 14833\text{mm} \\ \therefore \text{정착부의 세트량에 의한 손실은 중앙 단면에는 영향이 미치지 않는다.} \end{aligned}$$

㉔ 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

$$\begin{aligned} f_{pe1} &= 0.5 \times E_s / E_c \times f_{c1} = 0.5 \times E_s / E_c \times (f_{ctg}' + f_{dog}) \\ \text{여기서, } E_s &: \text{P.C 강재의 탄성계수} \\ E_c &= 3300 \times \sqrt{(32.00)} + 7700 = 26400\text{MPa} \\ f_1 &: \text{프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강} = 0.8 \times 40 = 32.0 \end{aligned}$$

5) 프리스트레스 계산

㉑ 소요 PS강연선 갯수의 약산

㉑ 유효계수

$$\eta = P_e / P_t = 0.80 \text{로 가정} \therefore P_t = P_e / 0.80$$

㉑ PS강연선의 소요인장력 (Pt)

$$\begin{aligned} P_e &= (\sum f - f_{ct}) \times A_c / [1 + (y_b^2 / \sum c^2) \times e_p^2] \\ &= (17.722 - 1.400) \times 646715 / [1 + (988 / 488674) \times 848] \\ &= 3889696\text{N} \end{aligned}$$

여기서,

$$\begin{aligned} \sum f &: \text{외측 BEAM의 하면 휨 인장응력 (MPa)} \\ f_{ct} &: \text{프리스트레스 도입 직후 허용인장응력 (MPa)} \\ A_c &: \text{주 BEAM 순단면적 (mm²)} \\ y_b &: \text{주 BEAM 순단면의 도심에서 하연까지의 거리 (mm)} \\ \sum c^2 &: \text{주 BEAM 순단면의 단면 2차 반경 (mm²)} \\ &= 316032976558 / 646715 = 488674 \\ P_t &= 3889696 / 0.80 = 4862120\text{N} = 4862.120\text{kN} \end{aligned}$$

㉑ PS강연선의 1SET 인장력 (Pt')

$$\begin{aligned} P_t' &= 0.8 \times f_{py} \times A_p \\ &= 0.8 \times 1600 \times (98.71 \times 12) = 1516186\text{N} = 1516.186\text{kN} \end{aligned}$$

㉑ PS강연선의 SET 갯수 (n)

$$n = P_t / P_t' = 4862.120 / 1516.186 = 3.21 \text{ea} \therefore \text{PS 강연선 4SET 사용}$$

② 프리스트레스의 즉시손실 결정

㉑ 초기 프리스트레스

$$f_{pt1} = 0.80 \times f_{py} = 0.80 \times 1600 = 1280\text{MPa} : \text{가정치}$$

㉑ PS강연선과 SHEATH 사이의 마찰에 의한 손실

$$\begin{aligned} x &= L / 2 = 29.6652 / 2 = 14.8326\text{m} \\ &: \text{경측단에서 거더중심까지의 강연선의 평균길이} \\ kx + \mu \alpha &= 0.005 \times 14.8326 + 0.250 \times 0.101675 = 0.099582 \end{aligned}$$

프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강도

f_{c1r}: 정착직후 주 BEAM의 사하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재중심에서의 콘크리트의 응력으로 f_{c1r}은 최대 모멘트가 발생하는 단면에서 계산한다.

f_{ctg}: 프리스트레스에 의한 P.C 강선 도심위치의 응력

f_{dog}: 주 BEAM 자중에 의한 P.C 강선 도심위치의 응력

$$\begin{aligned} f_{pt} &= f_{pt1} - f_{pf} - f_{ps} \\ &= 1280.0 - 121.3 - 0.0 = 1158.7\text{MPa} \\ P_t' &= f_{pt} \times A_p \times N = 1158.7 \times (98.71 \times 12) \times 4 = 5490013\text{N} \\ f_{ctg} &= P_t' / A_c + P_t' \times e_p^2 / Z_{p2} \\ &= 5490013 / 646715 + 5490013 \times 847.8 / 372765676 = 20.975\text{MPa (압축)} \\ f_{dog} &= M_d / Z_{p2} = 1825.653 \times 106 / 372765676 = -4.898\text{MPa (인장)} \\ f_{c1r} &= (N-1) / N \times f_{ctg} + f_{dog} \\ &= 3 / 4 \times 20.975 + -4.898 = 10.833\text{MPa} \\ \therefore f_{pe1} &= 0.5 \times 200000 / 26400 \times 10.833 = 41.034\text{MPa} \end{aligned}$$

㉑ PS강연선 초기응력 결정

$$\begin{aligned} f_{pt} &= f_{pt1} - f_{pf} - f_{ps} - f_{pe1} \\ &= 1280 - 121.3 - 0.0 - 41.034 = 1117.666\text{MPa} \\ P_t &= f_{pt} \times A_p \times N = 1117.666 \times (98.71 \times 12 \times 4) = 5295591\text{N} \end{aligned}$$

③ 프리스트레스의 시간적손실 결정

㉑ 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

$$\begin{aligned} \Delta f_{psH} &= 0.80 \times (119.0 - 1.050 \times H_r) \\ &= 0.80 \times (119.0 - 1.050 \times 70.0) = 36.400\text{MPa} \\ (H_r &: \text{주위의 연간 평균 상대습도, 국내 평균 상대습도} = 70.0\%) \end{aligned}$$

㉑ 콘크리트 CREEP에 의한 손실량

$$\begin{aligned} \Delta f_{pcr} &= 12 \times f_{c1r} - 7 \times f_{ods} \\ f_{ods} &: \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS 강연선 중심에서의 콘크리트의 응력} \\ f_{c1r} &= P_t / A_c + P_t \times e_p^2 / Z_{p2} - M_d / Z_{p2} \\ &= 5295591 / 646715 + 5295591 \times 847.8 / 372765676 - 1825.653 \end{aligned}$$

자료 _ 군위JCT R-C교(초기안전점검 보고서)

$$\times 106 / 372765676 = 8,188 + 12,044 - 4,898 = 15,334 \text{MPa}$$

i) 외측거더

$$\Delta f_{ods} = 4,097 + 2,652 = 6,749 \text{MPa (횡응력 참조)}$$

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times 15,334 - 7 \times 6,749 = 136,765 \text{MPa}$$

ii) 내측거더

$$\Delta f_{ods} = 3,918 + 0,468 = 4,386 \text{MPa (횡응력 참조)}$$

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times 15,334 - 7 \times 4,386 = 153,306 \text{MPa}$$

㉔ PS강연선의 RELAXATION에 의한 손실량 (저 릴랙세이션 강연선 사용)

$$\Delta f_{pr} = 35 - 0,07 \times \Delta f_{pf} - 0,1 \times \Delta f_{pe1} - 0,05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$$

여기서,

Δf_{pf} : 고려되는 시점인 0,7fpu 이하에서 마찰손실에 의한 응력 감소량

Δf_{pe1} : 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

Δf_{psh} : 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

Δf_{pcr} : 콘크리트 크리이프에 의한 손실량

i) 외측거더

$$\Delta f_{pr} = 35 - 0,07 \times 121,900 - 0,10 \times 41,034 - 0,05 \times (36,400 + 136,765) = 13,747 \text{MPa}$$

ii) 내측거더

$$\Delta f_{pr} = 35 - 0,07 \times 121,900 - 0,10 \times 41,034 - 0,05 \times (36,400 + 153,306) = 12,920 \text{MPa}$$

④ PS강연선의 유효응력

㉕ PS강연선의 유효인장응력

i) 외측거더

$$f_{pe} = f_{pt} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{pr} = 1117,666 - 36,400 - 136,765 - 13,747 = 930,754 \text{MPa}$$

ii) 내측거더

$$f_{pe} = f_{pt} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{pr} = 1117,666 - 36,400 - 153,306 - 12,920 = 915,040 \text{MPa}$$

㉖ 유효 프리스트레스

i) 외측거더

- 상연응력

$$f_{ot} = 0,833 \times -6,2 = -5,157 \text{MPa}$$

- 하연응력

$$f_{ob} = 0,833 \times 22,2 = 18,510 \text{MPa}$$

ii) 내측거더

- 상연응력

$$f_{ot} = 0,819 \times -6,2 = -5,070 \text{MPa}$$

- 하연응력

$$f_{ob} = 0,819 \times 22,2 = 18,199 \text{MPa}$$

⑥ 설계하중 작용시의 횡응력

㉗ 외측거더

구분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리스트레스	거더자중	계	유효프리스트레스	총하중 고정+활하중	계
거더	상연	-6.191	5.847	-0.344	-5.157	14.044	8.887
	하연	22.221	-5.706	16.515	18.510	-17.722	0.788
	허용	-1.4(인장)	< 계 <	17.6(압축)	-3.2(인장)	< 계 <	16.0(압축)
바닥판	상연					4.052	4.052
	허용				0.0(압축)	< 계 <	10.8(압축)

(+) : 압축, (-) : 인장

㉘ 내측거더

구분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리스트레스	거더자중	계	유효프리스트레스	총하중 고정+활하중	계
거더	상연	-6.191	5.847	-0.344	-5.070	12.745	7.675
	하연	22.221	-5.706	16.515	18.199	-14.533	3.666
	허용	-1.4(인장)	< 계 <	17.6(압축)	-3.2(인장)	< 계 <	16.0(압축)
바닥판	상연					2.500	2.500
	허용				0.0(압축)	< 계 <	10.8(압축)

(+) : 압축, (-) : 인장

㉙ PS강연선의 유효계수

i) 외측거더

$$\eta = f_{pe} / f_{pt} = 930,754 / 1117,666 = 0,833$$

ii) 내측거더

$$\eta = f_{pe} / f_{pt} = 915,040 / 1117,666 = 0,819$$

⑤ 프리스트레스 힘의 영향을 고려한 재하단계별 응력계산

㉚ 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

$$i) \text{ 프리스트레스에 의한 콘크리트 응력} \\ P_t = f_{pt} \times A_p \times N = 1117,666 \times (98,71 \times 12 \times 4) = 5295591 \text{N}$$

- 상연응력

$$f_{ot} = P_t / A_c - P_{txep2} / Z_{t2} = 5295591 / 646715 - 5295591 \times 847,8 / 312225696 = 8,188 - 14,379 = -6,191 \text{MPa}$$

- 하연응력

$$f_{ob} = P_t / A_c + P_{txep2} / Z_{b2} = 5295591 / 646715 + 5295591 \times 847,8 / 319934255 = 8,188 + 14,033 = 22,221 \text{MPa}$$

ii) 거더자중에 의한 콘크리트 응력

- 상연응력

$$f_{ot} = M_d / Z_{t2} = 1825,653 \times 106 / 312225696 = 5,847 \text{MPa}$$

- 하연응력

$$f_{ob} = M_d / Z_{b2} = 1825,653 \times 106 / 319934255 = 5,706 \text{MPa}$$

iii) 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

- 상연응력

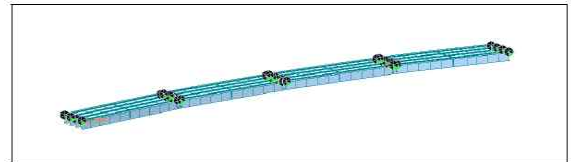
$$f_{ot} = -6,191 + 5,847 = -0,344 \text{MPa}$$

- 하연응력

$$f_{ob} = 22,221 - 5,706 = 16,515 \text{MPa}$$

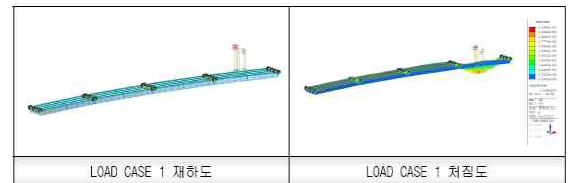
라. 시험차량에 의한 처짐해석

시험차량에 의한 구조해석은 이론적인 계산 처짐값과 현장 재하시험에서 측정된 실험 처짐값을 비교하여 응답비를 산출하기 위해 범용 프로그램인 MIDAS/Civil을 이용하여 모델링을 하였으며, 각각의 LOAD CASE별 처짐치와 실험치를 비교하였다.

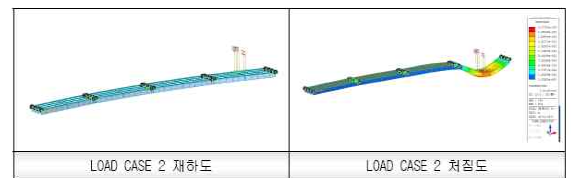


1) CASE별 하중 재하도 및 처짐도

㉚ LOAD CASE 1

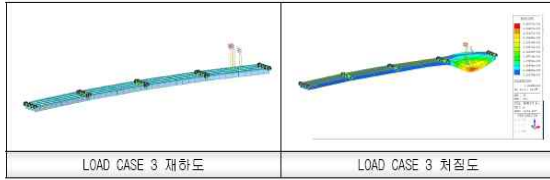


㉛ LOAD CASE 2



자료 _ 군위JCT R-C교(초기안전점검 보고서)

③ LOAD CASE 3



2) Load Case별 응력보정계수 산정

재하시험 결과로부터 산출한 실측 및 이론적인 응력 값의 관계 및 실측 처짐과 재하 경우별 구조해석에 의한 이론적인 처짐의 관계를 비교하여 응답비를 산출하였다.

구 분 (mm)			DT1	DT2	DT3	DT4
S8	Load Case 1	실측치	-1.336	-1.006	-0.545	-0.164
		이론치	4.331	2.799	1.295	0.443
		응답비	3.242	2.782	2.376	2.701
	Load Case 2	실측치	-0.796	-0.880	-0.779	-0.584
		이론치	1.982	2.077	2.027	1.851
		응답비	2.490	2.360	2.602	3.170
	Load Case 3	실측치	-0.006	-0.430	-0.893	-1.275
		이론치	0.307	1.279	2.655	4.022
		응답비	51.167	2.974	2.973	3.155

10.8.3 내하력 평가

가. 허용응력법에 의한 내하력 평가

1) 내하율 평가

허용 응력법에 의한 교량부재의 내하율 산정시에 하중조합으로는 D+L(1+i)를 사용하므로 하중계수는 각각 1.0이 된다. 사용재료의 허용응력은 강재의 경우 사용재료에 따라 항복응력, 콘크리트의 경우 실제 압축강도를 사용하여 도로교 표준시방서 규정에 의거 부재종류에 따라 결정한다.

허용 응력법에 의한 교량부재의 내하율은 다음 식으로 계산한다.

$$F = \frac{f_a - f_d}{f(1+i)}$$

여기서, f_a = 재료의 허용응력

f_d = 설계 사하중 응력(활하중 이외의 응력)

f_i = 설계 활하중 응력

i = 실측 충격계수

구 분		f_a	f_{ps}	f_d	$f_i(1+i)$	RF
외측 주형	상면	16	-5.517	12.359	1.685	5.435
	하면	-3.2	18.510	-13.453	-4.269	2.402
내측 주형	상면	16	-5.070	11.185	1.560	6.337
	하면	-3.2	18.199	-10.825	-3.340	3.16

2) 기본 내하력 산정

$$P_o = R.F \times P_r$$

여기서, P_r : 설계하중

구 분		내하율	설계하중	기본내하력
외측 주형	상면	5.435	D8-24	설계하중 이상
	하면	2.402	D8-24	설계하중 이상
내측 주형	상면	6.337	D8-24	설계하중 이상
	하면	3.16	D8-24	설계하중 이상

3) 응력보정계수

내하력 평가시 응력보정계수 적용은 재하시험 차량의 후륜축과 동일한 위치에 서의 이론적인 처짐 값과 실측된 처짐 값이 실제 거동과 유사한 지점에서의 응답비를 적용하였으며, 응답비 및 충격계수를 고려한 처짐 보정계수(K_s)를 적용하였다. 응력보정계수는 변형률의 실측치와 계산치로 구하는 것이 일반적이지만, 처짐에 비해 변형률의 측정값에 포함된 오차가 크며, 여러 가지 요인에 의하여 국부적인 응력의 변동이 크게 발생하는 경우가 있으므로 교량의 전반적인 거동을 나타내는 처짐으로 구할 수도 있다.

본 과업에 해당되는 교량의 경우 변형률 측정결과에 비해 처짐의 측정결과가 신뢰성이 높은 것으로 판단되어 처짐으로 응답보정계수(K_s)를 구하였으며, 하중 CASE에 따른 응답비중 최소값을 적용하였다.

$$\begin{aligned} K_s &= \text{응력보정계수} = \frac{\delta_{\text{계산}}(e_{\text{계산}})}{\delta_{\text{측}}(e_{\text{실측}})} \times \frac{1+i(\text{계산})}{1+i(\text{측})} \\ &= 2.360 \times \frac{1+0.214}{1+0.071} = 2.675 \end{aligned}$$

3) 공용 내하력 산정

$$P = P_o \times K_s$$

$$\text{여기서, } K_s = \frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{측}}} \times \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$$

구 분		내하율	응력보정계수(K_s)	기본내하력 (=24 × RF)	공용내하력
외측 주형	상면	5.435	2.675	130.4	D8-240이상
	하면	2.402		57.7	
내측 주형	상면	6.337		152.1	
	하면	3.16		75.8	

자료 _ 군위JCT R-C교(초기안전점검 보고서)

나. 강도설계법에 의한 내하력 평가

1) 내하율 평가

강도 설계법에 의한 교량부재의 내하율 산정 시 하중조합으로는 1.3D + 2.15L (1.0 + i)를 사용하므로 하중계수는 각각 1.3, 2.15가 된다. 단면강도는 단면의 현재 상태, 즉 재료강도와 단면손실 등을 고려하여 도로교 표준시방서의 공칭강도와 강도감소계수에 따라 계산한다. 사하중과 활하중에 의한 단면력은 현재 적용하고 있는 사하중과 현행 도로교 표준시방서의 설계 활하중(DB 또는 DL 하중)을 사용하여 구조해석을 수행한 후 구한다.

강도 설계법에 의한 내하율은 다음과 같다.

$$P = P_i \times R.F \times K_1, \quad P_i \text{ 계하중}$$

$$F = \frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma M_i}$$

여기서, ϕ = 강도 감소계수 (= 0.85)

γ_d = 사하중 계수 (= 1.3)

γ_i = 활하중 계수 (= 2.15)

M_n = 공칭 모멘트

M_d = 사하중 모멘트

M_i = 활하중 모멘트(실측 충격계수 고려)

구 분	ϕM_n	M_d	$M_i(1+i)$	$R.F$
캔틸레버부(우측)	91.70	9.19	15.82	2.345
바닥판(단부)	105.96	1.33	32.88	1.474

2) 기본 내하력 산정

구 분	내하율	설계하중	기본내하력
캔틸레버부(우측)	2.345	DB-24	설계하중 이상
바닥판(단부)	1.474	DB-24	설계하중 이상

2) 안전성평가 결과

① 주형

구 분		f_a (허용응력) (MPa)	f_s (발생응력) (MPa)	최소 안전율(SF)	안전성 평가등급
외측 주형	상면	16	8.887	1.8	A
	하면	-3.2	0.788	-	A
내측 주형	상면	16	7.675	2.08	A
	하면	-3.2	3.666	-	A
평 가 결 과					
· 군위JCT R-C교에 대한 안전성평가 결과 주형의 안전율(SF)이 1.00이상으로서 구조적으로 안전한 것으로 평가되었다.					

② 바닥판

구 분	ϕM_n (설계강도) (kN·m)	M_u (소요강도) (kN·m)	최소 안전율(SF)	안전성 평가등급
캔틸레버부(우측)	91.70	53.23	1.723	A
바닥판(단부)	105.96	87.53	1.211	A
평 가 결 과				
· 군위JCT R-C교에 대한 안전성평가 결과 바닥판의 안전율(SF)이 1.00이상으로서 구조적으로 안전한 것으로 평가되었다.				

다. 내하력 평가결과

구 분		내하율	등압보정계수	기본내하력	공용내하력
주형	외측 주형	상면	2.675	DB-240이상	DB-240이상
		하면			
	내측 주형	상면			
		하면			
바닥판	캔틸레버부(우측)	2.345	-	DB-240이상	-
	바닥판(단부)	1.474			

내하력 평가 결과
군위JCT R-C교에 대한 허용응력 설계법에 의한 주형 부재의 공용 내하력을 산정한 결과, 주형 모두 DB-24 이상으로 통과하중에 대한 여유를 확보하고 있는 것으로 산출되었으며, 강도 설계법에 의한 바닥판의 내하력 평가도 설계하중인 DB-24 이상으로 통과하중에 대한 여유를 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

라. 안전성 평가

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

1) 안전성평가 기준

등급	안전성평가 기준	비 고
A	SF > 1.0	· 허용응력 설계법 SF(안전율) = $\frac{\text{허용응력}}{\text{생응력}} = \frac{f_a}{f_s}$ · 강도설계법 SF(안전율) = $\frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u}$
B	$0.9 \leq SF < 1$ 이나, 공용내하력이 설계하중보다 크게 평가된 경우	
C	$0.9 \leq SF < 1$	
D	$0.75 \leq SF < 0.9$	
E	SF < 0.75	

※ 안전성평가등급은 통합시설물까지는 소문자(a, b, c, d)로 표기하고 전체시설물에 대해서는 (A, B, C, D, E)로 표기함.