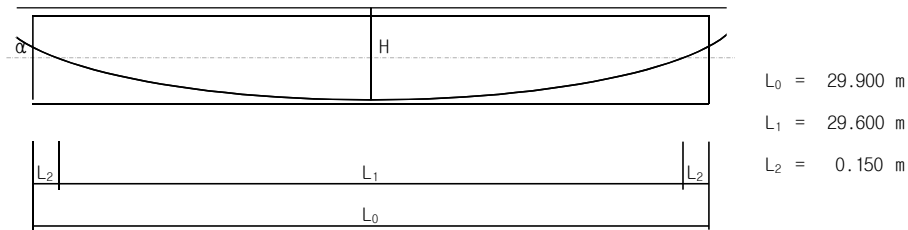


북삼교 구조안전성 검토

PSC BEAM (3 @ 30.0m)

1. 강연선 배치



■ 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	0.646	0.332	0.143	0.080
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
6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
평균	0.895	0.552	0.306	0.159	0.110

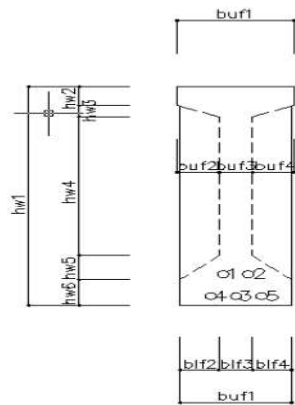
$$y = ax^2 + 0.200 \quad (\text{강선 : ①, ②})$$

$$y = ax^2 + 0.080 \quad (\text{강선 : ③, ④, ⑤})$$

■ 각 긴장재별 길이

CABLE NO.	H_{end} (m)	H_{middle} (m)	H (m)	a	α (radian)	강선길이 L (m)
1	1.500	0.200	1.300	0.00593	0.173901	29.752
2	1.086	0.080	1.006	0.00459	0.135118	29.691
3	0.700	0.080	0.620	0.00283	0.083589	29.635
4	0.294	0.080	0.214	0.00098	0.028911	29.604
5	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.000000	.000
6	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.000000	.000
7	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.000000	.000
8	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.000000	.000
9	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.000000	.000
10	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.000000	.000
평균	0.895	0.110	0.785	0.00358	0.105686	29.670

2. PSC GIRDER 단면 제계수



$$\begin{aligned}
 b_{slab(e)} &= 0.900 \text{ m} & b_{slab(i)} &= 2.300 \text{ m} & h_{slab} &= 0.250 \text{ m} \\
 b_{uf1} &= 0.700 \text{ m} & h_{w1} &= 2.000 \text{ m} & b_{lf1} &= 0.660 \text{ m} \\
 b_{uf2} &= 0.250 \text{ m} & h_{w2} &= 0.180 \text{ m} & b_{lf2} &= 0.230 \text{ m} \\
 b_{uf3} &= 0.200 \text{ m} & h_{w3} &= 0.100 \text{ m} & b_{lf3} &= 0.200 \text{ m} \\
 b_{uf4} &= 0.250 \text{ m} & h_{w4} &= 1.270 \text{ m} & b_{lf4} &= 0.230 \text{ m} \\
 & & h_{w5} &= 0.220 \text{ m} & & \\
 & & h_{w6} &= 0.230 \text{ m} & &
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{SHEATH} &: \Phi = 66 \times 4 \text{ ea} & A &= 13685 \text{ mm}^2 \\
 - \text{PS강연선} &: 98.71 \times 12 \times 4 & &= 4738 \text{ mm}^2 \\
 &98.71 \times 12 \times 4 \times 6.670 & &= 31603 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$E_p = 200000$$

$$E_{c1} = 0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{(44)} = 29985 \quad \text{여기서, } f_{cu} = f_{ck} + 4 = 44 \text{ MPa}$$

$$E_{c2} = 0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{(31)} = 26681 \quad \text{여기서, } f_{cu} = f_{ck} + 4 = 31 \text{ MPa}$$

$$n_p = E_p / E_{c1} = 6.670, \quad n_c = E_{c2} / E_{c1} = 0.890$$

2.1 PSC GIRDER 총단면

(1) 중앙부 단면

구 분	B(mm)	H(mm)	A(mm ²)	Y(mm)	AY(mm ³)	AY ² (mm ⁴)	Io(mm ⁴)
1	700.0	180.0	126000	90.0	11340000	1020600000	340200000
2	250.0	100.0	25000	213.3	5332500	1137422250	13888889
3	200.0	1590.0	318000	975.0	310050000	302298750000	66994650000
4	230.0	220.0	50600	1696.7	85853020	145666819034	136057778
5	660.0	230.0	151800	1885.0	286143000	539379555000	669185000
계			671400		698718520	989503146284	68153981667

(2) 지점부 단면

구 분	B(mm)	H(mm)	A(mm ²)	Y(mm)	AY(mm ³)	AY ² (mm ⁴)	Io(mm ⁴)
1	700.0	180.0	126000	90.0	11340000	1020600000	340200000
2	250.0	100.0	25000	213.3	5332500	1137422250	13888889
3	200.0	1590.0	318000	975.0	310050000	302298750000	66994650000
4	230.0	220.0	50600	1696.7	85853020	145666819034	136057778
5	660.0	230.0	151800	1885.0	286143000	539379555000	669185000
6	230.0	92.0	21160	246.7	5219474	1287471924	9949902
7	230.0	1270.0	584200	815.0	476123000	388040245000	78521348333
8	230.0	220.0	50600	1623.3	82140650	133341627462	136057778
계			1327360		1262201644	1512172490670	146821337680

(3) PSC GIRDER 총단면 정리

- $y_{t1} = \sum (A_i \times y_i) / \sum A \text{ (mm)}$
- $y_{b1} = h_{w1} - y_{t1} \text{ (mm)}$
- $I_{c1} = I_o + \sum (A y_i^2) - (\sum A)(y_{t1})^2 \text{ (mm}^4\text{)}$
- $Z_{t1} = I_{c1} / y_{t1} \text{ (mm}^3\text{)}$
- $Z_{b1} = I_{c1} / y_{b1} \text{ (mm}^3\text{)}$
- $r_1^2 = I_{c1} / \sum A \text{ (mm}^2\text{)}$

구 분	y_{t1}	y_{b1}	I_{c1}	Z_{t1}	Z_{b1}	r_1^2
중앙부 단면	1040.7	959.3	330508372455	317586111	344526824	492267
지점부 단면	950.9	1049.1	458752799322	482435054	437286826	345613

2.2 PSC GIRDER 순단면

(1) Girder 중앙에서 0.0000 m 떨어진 단면

구 분	$A(\text{mm}^2)$	$Y(\text{mm})$	$AY(\text{mm}^3)$	$AY^2(\text{mm}^4)$	$I_o(\text{mm}^4)$
총 단 면	671400		698718520	989503146284	68153981667
SHEATH	-13685	1890.0	-25864650	-48884188500	
계	657715		672853870	940618957784	68153981667

(2) Girder 중앙에서 7.4000 m 떨어진 단면

구 분	$A(\text{mm}^2)$	$Y(\text{mm})$	$AY(\text{mm}^3)$	$AY^2(\text{mm}^4)$	$I_o(\text{mm}^4)$
총 단 면	671400	0.0	698718520	989503146284	68153981667
SHEATH	-13685	1694.0	-23182390	-39270968660	
계	657715		675536130	950232177624	68153981667

(3) Girder 중앙에서 14.8000 m 떨어진 단면

구 분	$A(\text{mm}^2)$	$Y(\text{mm})$	$AY(\text{mm}^3)$	$AY^2(\text{mm}^4)$	$I_o(\text{mm}^4)$
총 단 면	1327360		1262201644	1512172490670	146821337680
SHEATH	-13685	1105.0	-15121925	-16709727125	
계	1313675		1247079719	1495462763545	146821337680

(4) PSC GIRDER 순단면 정리

- $y_{t2} = \sum (A_i \times y_i) / \sum A \text{ (mm)}$
- $y_{b2} = h_{w1} - y_{t2} \text{ (mm)}$
- $I_{c2} = I_o + \sum (A y_i^2) - (\sum A)(y_{t2})^2 \text{ (mm}^4\text{)}$
- $Z_{t2} = I_{c2} / y_{t2} \text{ (mm}^3\text{)}$
- $Z_{b2} = I_{c2} / y_{b2} \text{ (mm}^3\text{)}$
- $e_{p2} = y_{b2} - \text{긴장재가 PSC GIRDER 하단에서 떨어진 평균거리 (mm)}$
- $Z_{p2} = I_{c2} / e_{p2} \text{ (mm}^3\text{)}$

구 분	y _{t2}	y _{b2}	I _{c2}	Z _{t2}	Z _{b2}	e _{p2}	Z _{p2}
0.0000	1023	977	320432241383	313222792	327981389	867	369594607
7.4000	1027	973	324545378120	315983489	333584175	667	486644822
14.8000	949	1051	458423992867	482904346	436305901	156	2944390875

2.3 PSC GIRDER 환산단면

(1) Girder 중앙에서 0.0000 m 떨어진 단면

구 분	A(mm ²)	Y(mm)	AY(mm ³)	AY ² (mm ⁴)	I _o (mm ⁴)
순 단 면	657715		672853870	940618957784	68153981667
PS강연선	31603	1890.0	59729670	112889076300	
계	689318		732583540	1053508034084	68153981667

(2) Girder 중앙에서 7.4000 m 떨어진 단면

구 분	A(mm ²)	Y(mm)	AY(mm ³)	AY ² (mm ⁴)	I _o (mm ⁴)
순 단 면	657715		675536130	950232177624	68153981667
PS강연선	31603	1694.0	53535482	90689106508	
계	689318		729071612	1040921284132	68153981667

(3) Girder 중앙에서 14.8000 m 떨어진 단면

구 분	A(mm ²)	Y(mm)	AY(mm ³)	AY ² (mm ⁴)	I _o (mm ⁴)
순 단 면	1313675		1247079719	1495462763545	146821337680
PS강연선	31603	1105.0	34921315	38588053075	
계	1345278		1282001034	1534050816620	146821337680

(4) PSC GIRDER 환산단면 정리

- $y_{t3} = \sum (A_i \times y_i) / \sum A$ (mm)
- $y_{b3} = h_{w1} - y_{t3}$ (mm)
- $I_{c3} = I_o + \sum (A y^2) - (\sum A)(y_{t3})^2$ (mm⁴)
- $Z_{t3} = I_{c3} / y_{t3}$ (mm³)
- $Z_{b3} = I_{c3} / y_{b3}$ (mm³)
- $e_{p3} = y_{b3} - \text{긴장재가 PSC GIRDER 하단에서 떨어진 평균거리 (mm)}$
- $Z_{p3} = I_{c3} / e_{p3}$ (mm³)

구 분	y _{t3}	y _{b3}	I _{c3}	Z _{t3}	Z _{b3}	e _{p3}	Z _{p3}
0.0000	1063	937	343096931541	322833937	366073928	827	414751970
7.4000	1058	942	337957315811	319529717	358640470	636	531104689
14.8000	953	1047	459170873050	481834438	438543539	152	3020145709

2.4 슬래브 + PSC GIRDER 합성단면

■ 유효폭 산정

① 외측거더

$$\begin{aligned}
 - b_1 &= 900.0 &= 900.0 \text{ mm} & \text{(바닥판연단에서 거더중심까지의 거리)} \\
 - 6t + b_1 &= 6 \times 250.0 + 900.0 = 2400.0 \text{ mm} \\
 - \ell / 12 + b_1 &= 29100.0 / 12 + 900.0 = 3325.0 \text{ mm} & \text{(거더길이 : 29.100 m)} \\
 - \ell / 2 + b_1 &= 2100.0 / 2 + 900.0 = 1950.0 \text{ mm} & \text{(거더간격 : 2.300 m)} \\
 &\text{중 작은값 사용} \\
 b &= 0.890 \times 1950.0 = 1735.5 \text{ mm} \\
 A &= 1735.5 \times 250.0 = 433875 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

② 내측거더

$$\begin{aligned}
 - 12t + b_o &= 12 \times 250.0 + 200.0 = 3200.0 \text{ mm} \\
 - \ell / 4 &= 29100.0 / 4 = 7275.0 \text{ mm} & \text{(거더길이 : 29.100 m)} \\
 - \ell &= 2300.0 \text{ mm} & \text{(거더간격 : 2.300 m)} \\
 &\text{중 작은값 사용} \\
 b &= 0.890 \times 2300.0 = 2047.0 \text{ mm} \\
 A &= 2047.0 \times 250.0 = 511750 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

(1) Girder 중앙에서 0.0000 m 떨어진 단면

① 외측거더

구 분	A(mm ²)	Y(mm)	AY(mm ³)	AY ² (mm ⁴)	Io(mm ⁴)
환산단면	689318		732583540	1053508034084	68153981667
슬래브	433875	-125.0	-54234375	6779296875	2259765625
계	1123193		678349165	1060287330959	70413747292

② 내측거더

구 분	A(mm ²)	Y(mm)	AY(mm ³)	AY ² (mm ⁴)	Io(mm ⁴)
환산단면	689318		732583540	1053508034084	68153981667
슬래브	511750	-125.0	-63968750	7996093750	2665364583
계	1201068		668614790	1061504127834	70819346250

(2) Girder 중앙에서 7.4000 m 떨어진 단면

① 외측거더

구 분	A(mm ²)	Y(mm)	AY(mm ³)	AY ² (mm ⁴)	Io(mm ⁴)
환산단면	689318		729071612	1040921284132	68153981667
슬래브	433875	-125.0	-54234375	6779296875	2259765625
계	1123193		674837237	1047700581007	70413747292

② 내측거더

구 분	A(mm ²)	Y(mm)	AY(mm ³)	AY ² (mm ⁴)	I _o (mm ⁴)
환산단면	689318		729071612	1040921284132	68153981667
슬 래 브	511750	-125.0	-63968750	7996093750	2665364583
계	1201068		665102862	1048917377882	70819346250

(3) Girder 중앙에서 14.8000 m 떨어진 단면

① 외측거더

구 분	A(mm ²)	Y(mm)	AY(mm ³)	AY ² (mm ⁴)	I _o (mm ⁴)
환산단면	1345278		1282001034	1534050816620	146821337680
슬 래 브	433875	-125.0	-54234375	6779296875	2259765625
계	1779153		1227766659	1540830113495	149081103305

② 내측거더

구 분	A(mm ²)	Y(mm)	AY(mm ³)	AY ² (mm ⁴)	I _o (mm ⁴)
환산단면	1345278		1282001034	1534050816620	146821337680
슬 래 브	511750	-125.0	-63968750	7996093750	2665364583
계	1857028		1218032284	1542046910370	149486702263

(4) 합성단면 정리

- $y_{t4} = \sum (A_i \times y_i) / \sum A$ (mm)
- $y_{b4} = h_{w1} - y_{t4}$ (mm)
- $I_{c4} = I_o + \sum (A y^2) - (\sum A)(y_{t4})^2$ (mm⁴)
- $Z_{t4} = I_{c4} / y_{t4}$ (mm³)
- $Z_{b4} = I_{c4} / y_{b4}$ (mm³)
- $e_{p4} = y_{b4} - \text{긴장재가 PSC GIRDER 하단에서 떨어진 평균거리}$ (mm)
- $Z_{p4} = I_{c4} / e_{p4}$ (mm³)
- $y_s = y_{t4} + t$ (mm)
- $Z_{b4} = I_{c4} / y_s$ (mm³)

① 외측거더

구 분	y _{t4}	y _{b4}	I _{c4}	Z _{t4}	Z _{b4}	e _{p4}	Z _{p4}	y _s	Z _s
0.000	604	1396	721014208917	1193836891	516466215	1286	560641131	854	844331333
7.400	601	1399	712658871152	1186143722	509340379	1093	651913565	851	837614150
14.800	690	1310	842647765999	1221078224	643284309	415	2030892511	940	896352740

② 내측거더

구 분	y _{t4}	y _{b4}	I _{c4}	Z _{t4}	Z _{b4}	e _{p4}	Z _{p4}	y _s	Z _s
0.000	557	1443	760116012980	1365435351	526645595	1333	570094421	807	942272331
7.400	554	1446	751429056665	1356957990	519574245	1140	659009556	804	934892327
14.800	656	1344	892621490501	1360902648	664105459	449	1987596172	906	985337840

3. 하중산정

3.1 고정하중

(1) PSC GIRDER 중량 (외측거더, 내측거더)

① GIRDER 중량

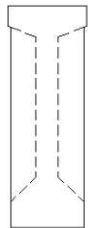
① 표준구간

$$W = 0.6714 \times 25.00 = 16.785 \text{ kN/m}$$

② 단부

$$W = 1.3274 \times 25.00 = 33.184 \text{ kN/m}$$

② GIRDER 콘크리트 BLOCK 중량



$$\begin{aligned} & - 0.300 \times 1.270 \times 0.230 + 0.230 \times 0.220 / 2 \times 0.300) \\ & \times 25.00 \times 2 \text{ ea} = 4.7610 \text{ kN} \\ & - 0.230 \times 0.230 / 2 \times 1.270 \times 25.00 \times 4 \text{ ea} = 3.3592 \text{ kN} \\ & - 0.230 \times 0.230 / 2 \times 0.220 / 3 \times 25.00 \times 4 \text{ ea} = 0.1940 \text{ kN} \\ & - 0.092 \times 0.230 / 2 \times 0.300 \times 25.00 \times 2 \text{ ea} = 0.1587 \text{ kN} \\ & - 0.230 \times 0.230 / 2 \times 0.092 / 3 \times 25.00 \times 4 \text{ ea} = 0.0811 \text{ kN} \\ & \text{합 계} = 8.554 \text{ kN} \end{aligned}$$

③ GIRDER 총중량

$$W_t = [33.184 \times 0.600 + (33.184 + 16.785) / 2 \times 3.400 + 16.785 \times 10.950] \times 2 + 8.554 \times 5 = 620.077 \text{ kN}$$

(2) CROSS BEAM 중량

① 외측거더

① 중앙부

$$W_c = [1.770 \times 1.640 - (0.180 \times 0.020 + 0.008 \times 0.020 / 2) \times 2] \times 0.300 \times 25.000 / 2 = 10.858 \text{ kN}$$

② 단 부

$$W_c = [1.770 \times 1.640 - (0.180 \times 0.020 + 0.008 \times 0.020 / 2) \times 2] \times 0.400 \times 25.000 / 2 = 14.477 \text{ kN}$$

③ 연속지점부

$$W_c = [1.770 \times 1.640 - (0.180 \times 0.020 + 0.008 \times 0.020 / 2) \times 2] \times 0.650 \times 25.000 / 2 = 23.525 \text{ kN}$$

② 내측거더

① 중앙부

$$W_c = 10.858 \times 2 = 21.716 \text{ kN}$$

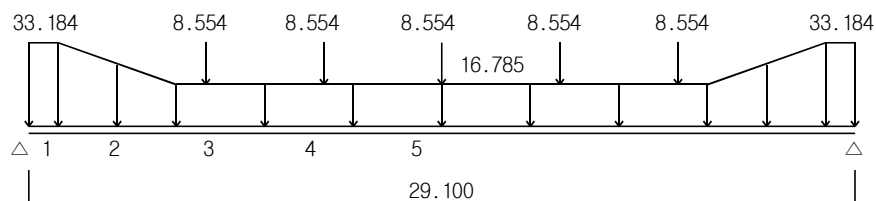
② 단 부

$$W_c = 14.477 \times 2 = 28.954 \text{ kN}$$

③ 연속지점부

$$W_c = 23.525 \times 2 = 47.050 \text{ kN}$$

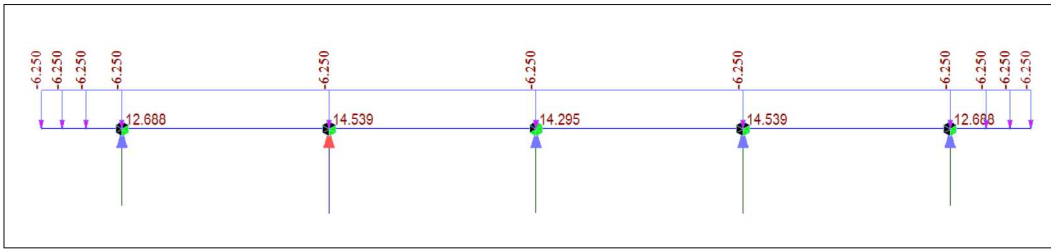
(3) 거더자중에 의한 단면력 산정 (외측거더, 내측거더)



(4) 합성전 고정하중에 의한 단면력 산정

① 바닥판 중량 : $w_s = 0.250 \times 25.00 \times 1.000 = 6.250 \text{ kN/m}$

② 횡방향 하중분배



구 분	G1	G2	G3	G4	G5	계	비 고
합성전 고정하중(kN)	12.688	14.539	14.295	14.539	12.688	68.749	바닥판

(5) 합성후 고정하중에 의한 단면력 산정

① 외측거더

① 방호벽 중량 (좌)

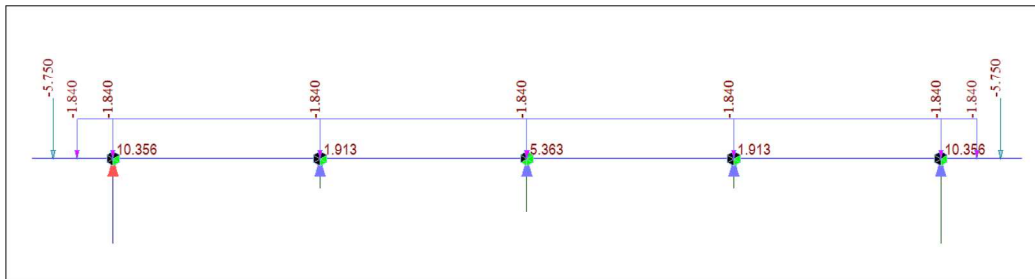
$w_b = 5.750 \text{ kN/m}$ 캔틸레버 끝단에서 하중 작용점까지의 거리 = 0.235 m

② 방호벽 중량 (우)

$w_b = 5.750 \text{ kN/m}$ 캔틸레버 끝단에서 하중 작용점까지의 거리 = 0.235 m

③ 차도부포장 중량 :

$w_p = 0.080 \times 23.00 = 1.840 \text{ kN/m}$



구 분	G1	G2	G3	G4	G5	계	비 고
합성후 고정하중	10.356	1.913	5.363	1.913	10.356	29.901	

3.2 활하중(DB,DL- 24)

(1) 충격계수

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

(2) 재하차로폭

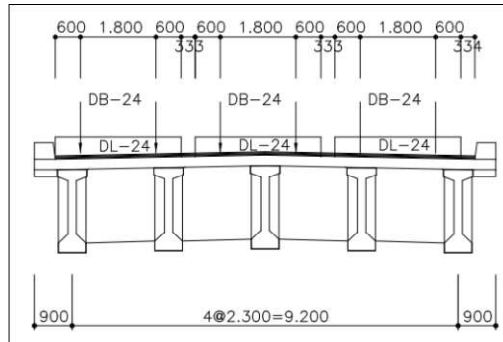
$$W_c = 10.000 \text{ m (연석간 교폭)}$$

$$N = 3 \text{ 차선 } (9.1 \leq W_c < 12.8) \text{의 경우}$$

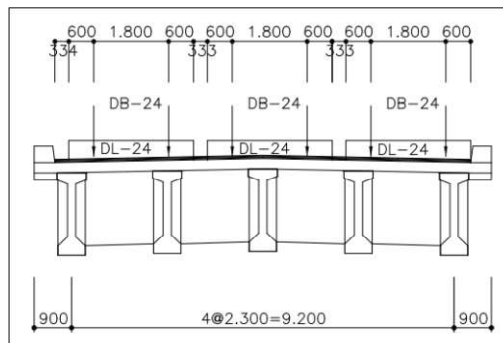
$$W = 10.000 / 3 = 3.333 \text{ m} < \text{표준폭} = 3.600 \text{ m}$$

$$W_a = 3.333 \text{ m}$$

(3) 차량재하도



[좌측에서 우로재하]

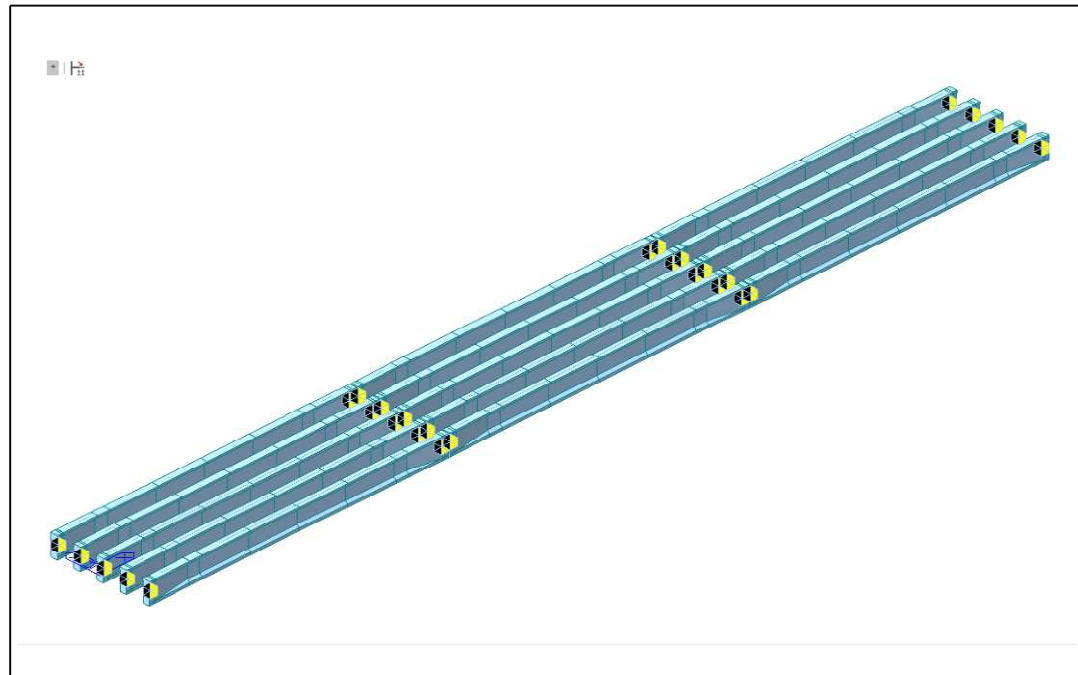


[우측에서 좌로재하]

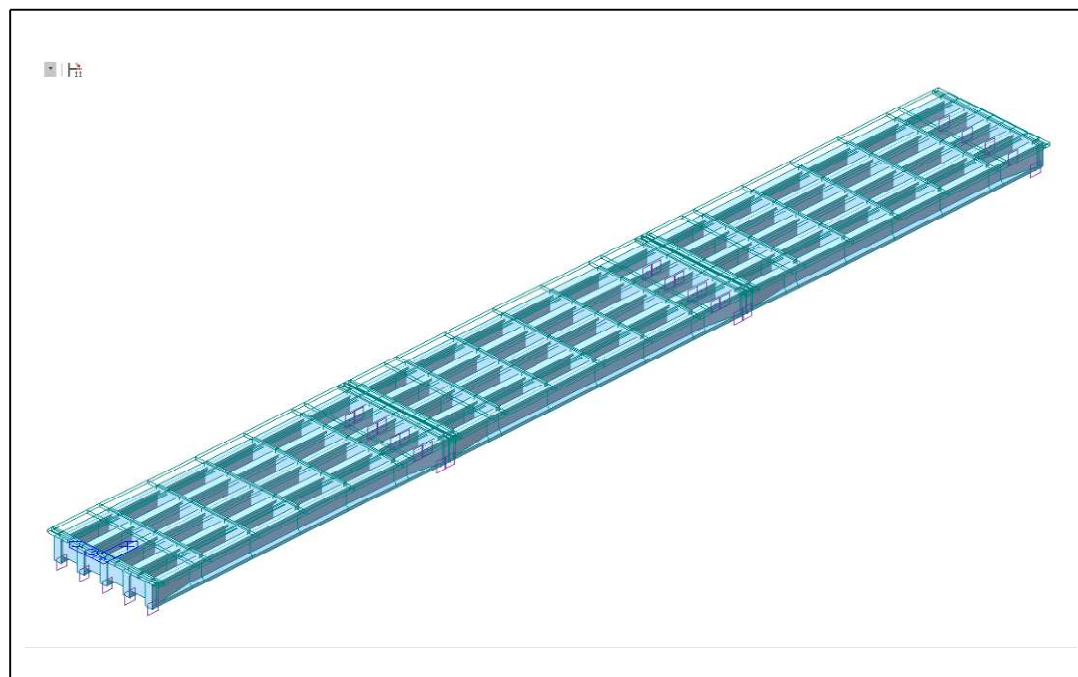
4. 모델링

(1) 모델링형상

■ 합성전 모델링



■ 합성후 모델링

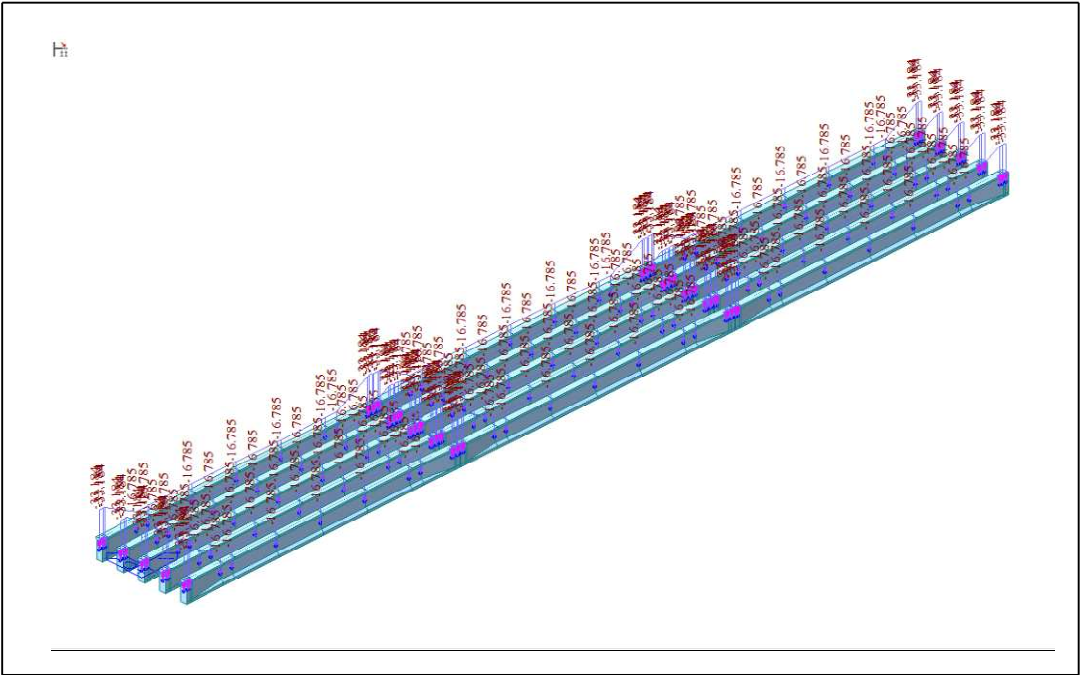


■ 지점경계조건(Elastic Link) [준공도서 참조]

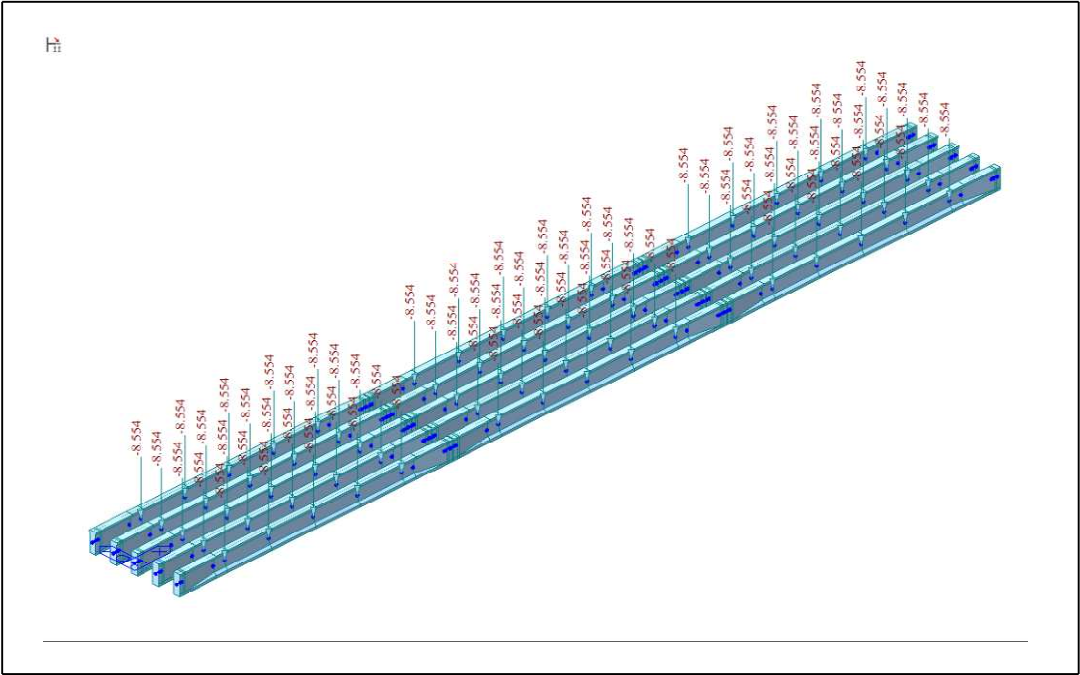
구 분	Kv (kN/m)	Kh (kN/m)	비 고
탄성받침 135톤	1,360,000	1,700	양방향, 일방향, 고정단

(2) 하중재하도

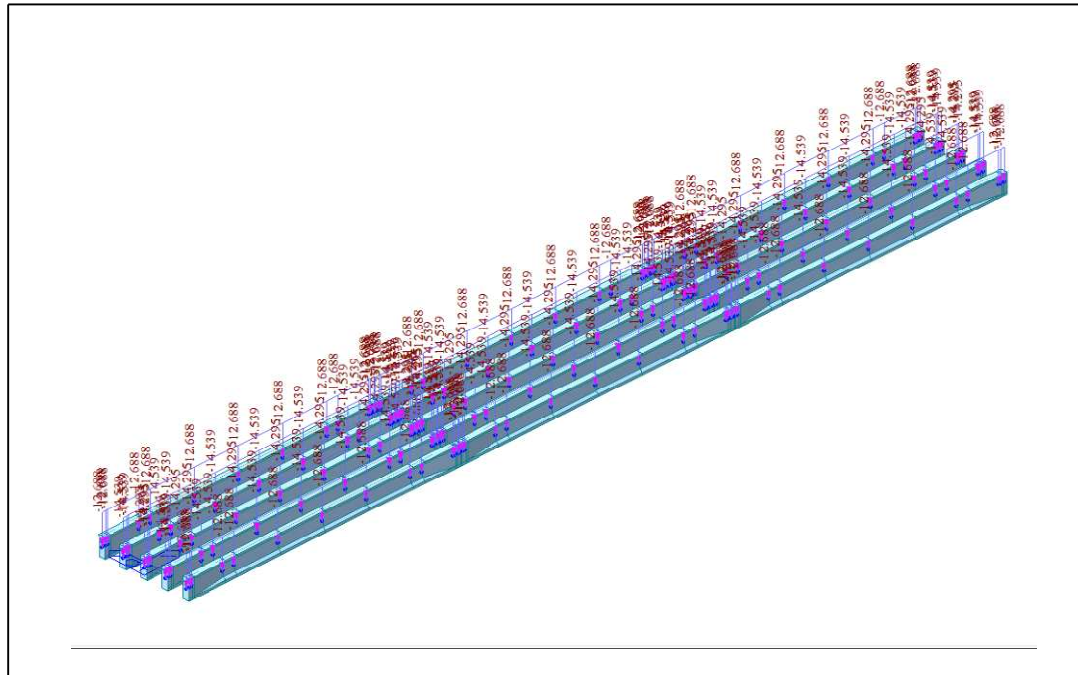
■ 합성전 고정하중(PSC빔 자중)



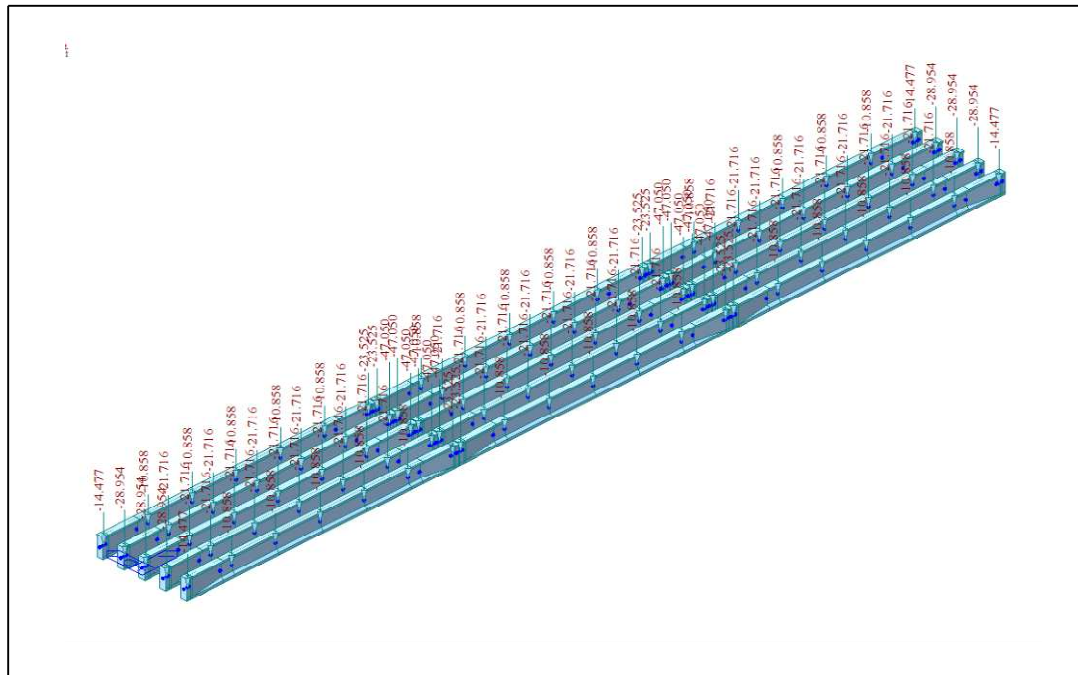
■ 합성전 고정하중(PSC빔 콘크리트블럭)



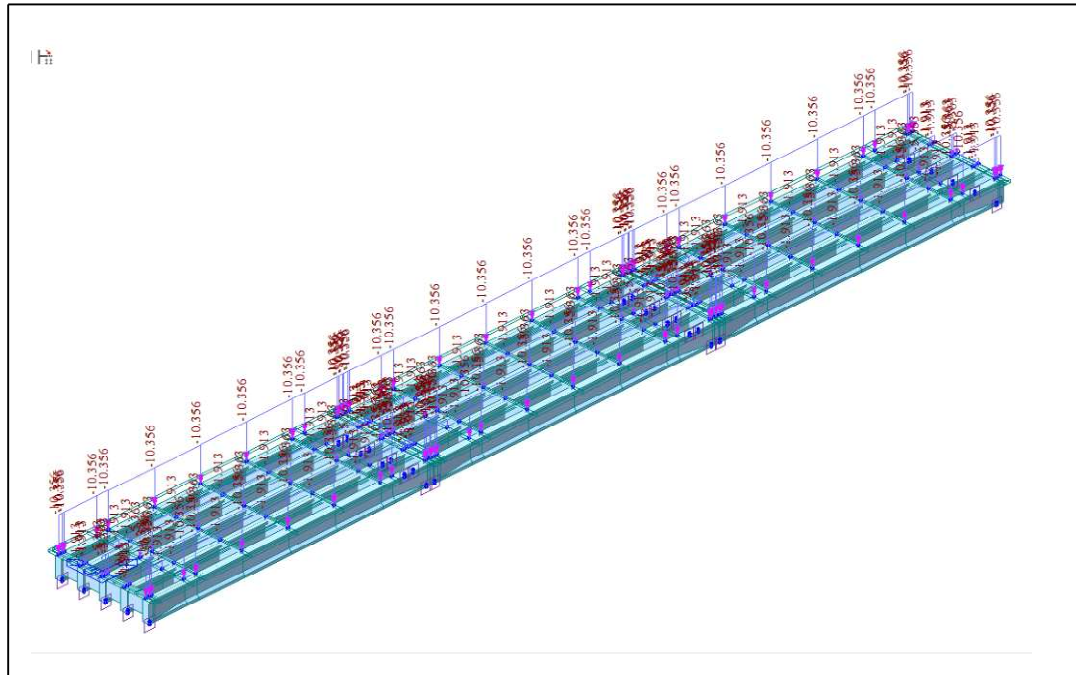
■ 합성전 고정하중(바닥판)



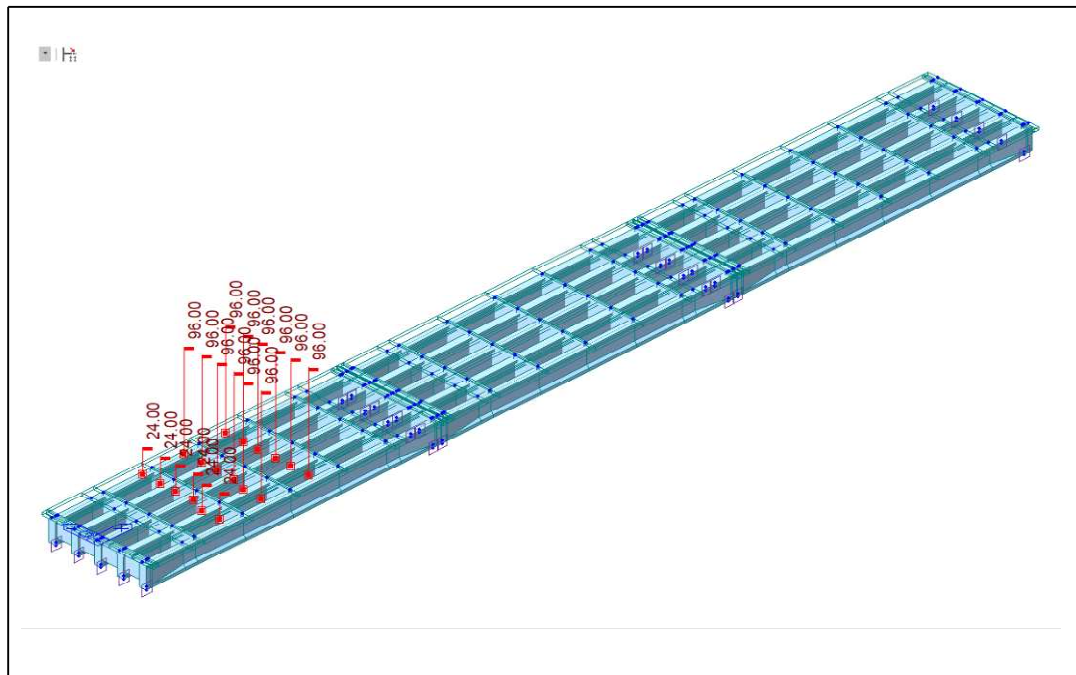
■ 합성전 고정하중(가로보)



■ 합성후 고정하중(방호벽+포장)



■ 활하중

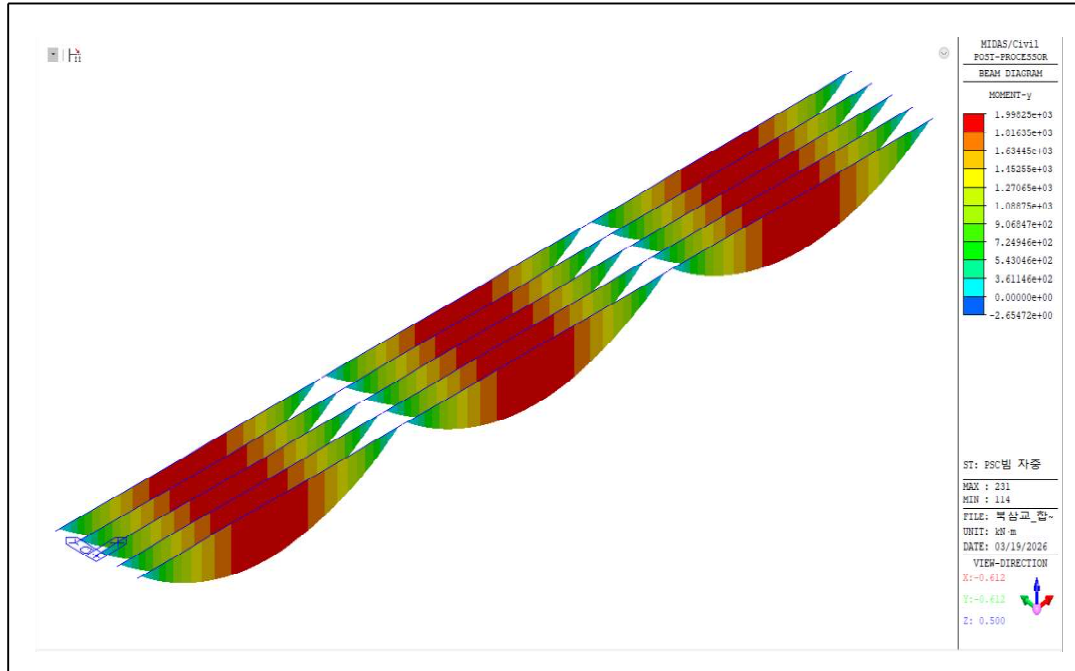


5. 해석결과

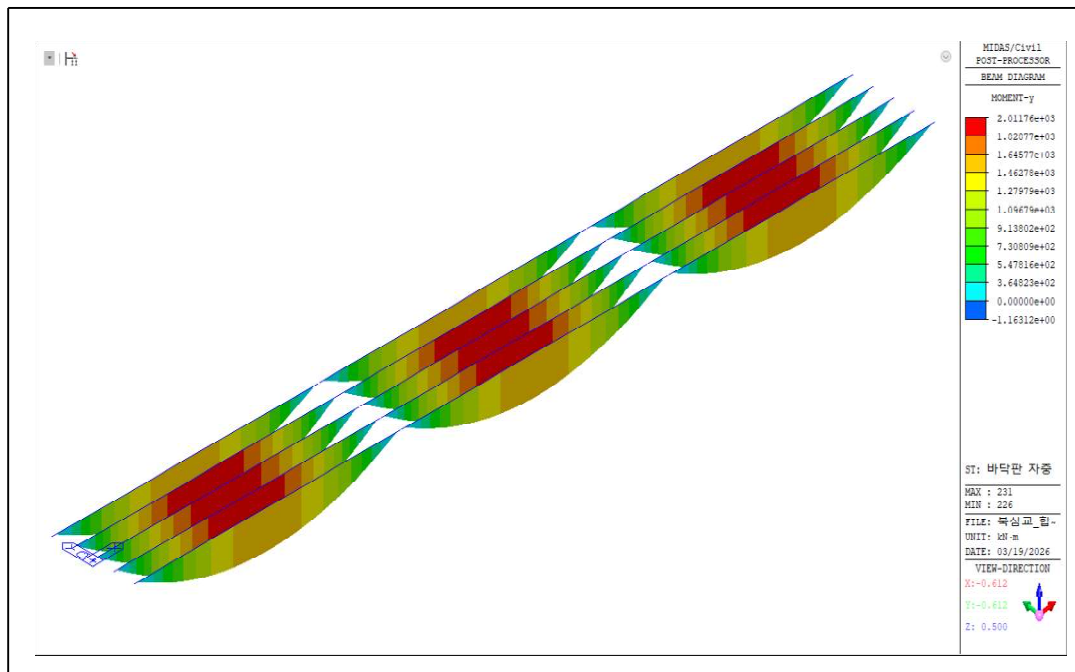
5.1 단면력도

(1) 모멘트도

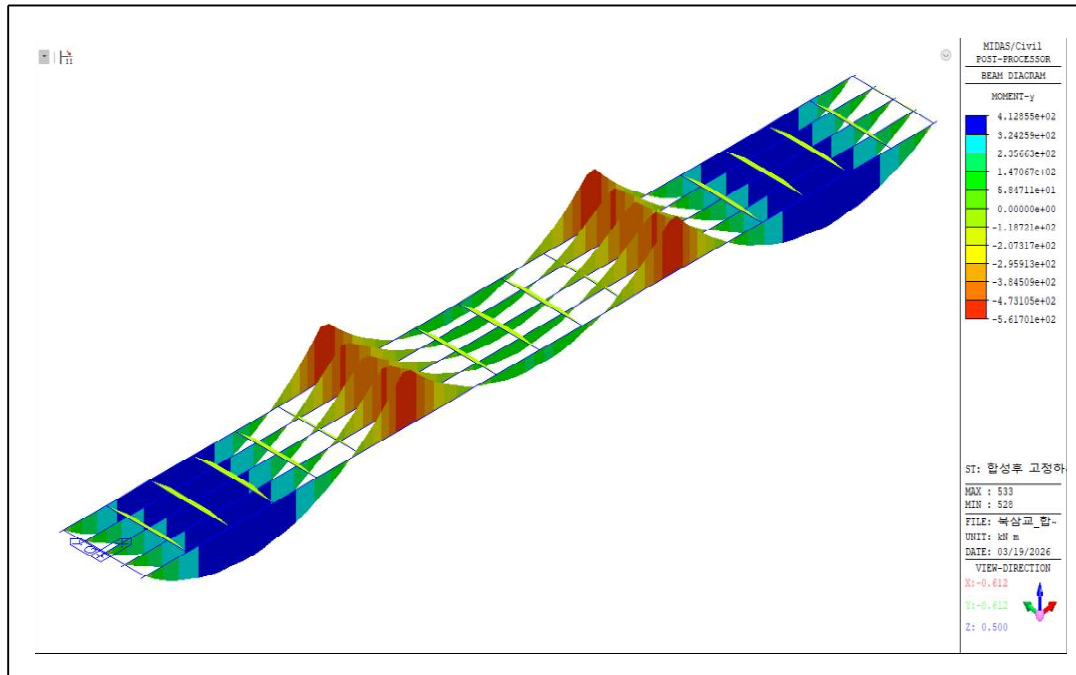
① 합성전 고정하중 (PSC빔 자중+콘크리트블럭)



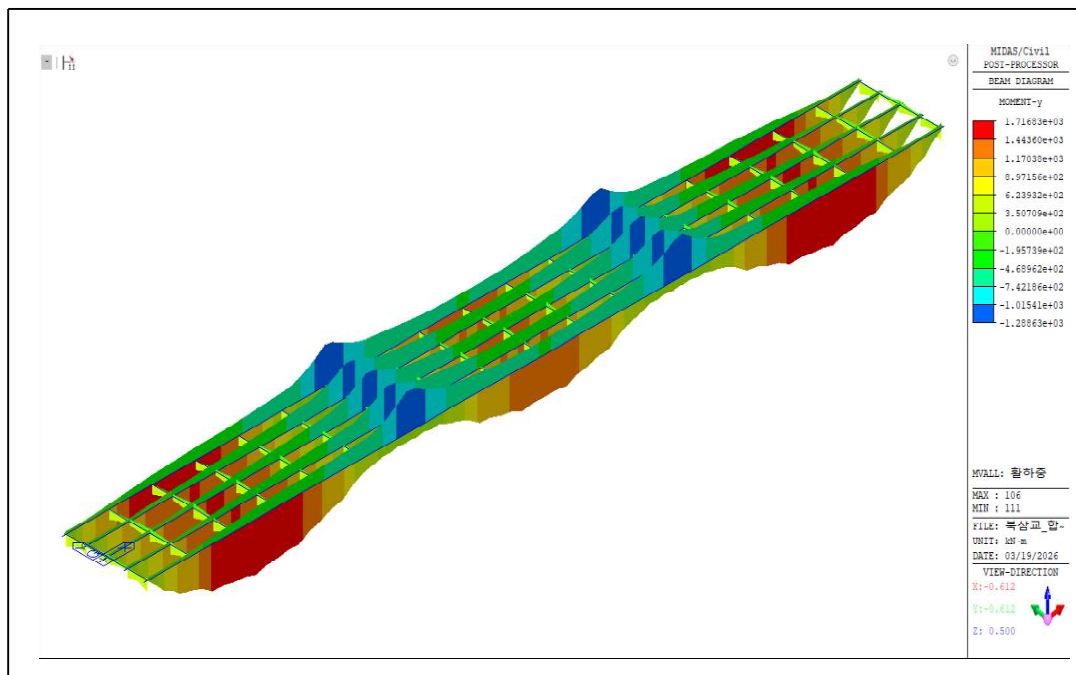
② 합성전 고정하중 (바닥판+크로스빔)



③ 합성후 고정하중(포장+방호벽)

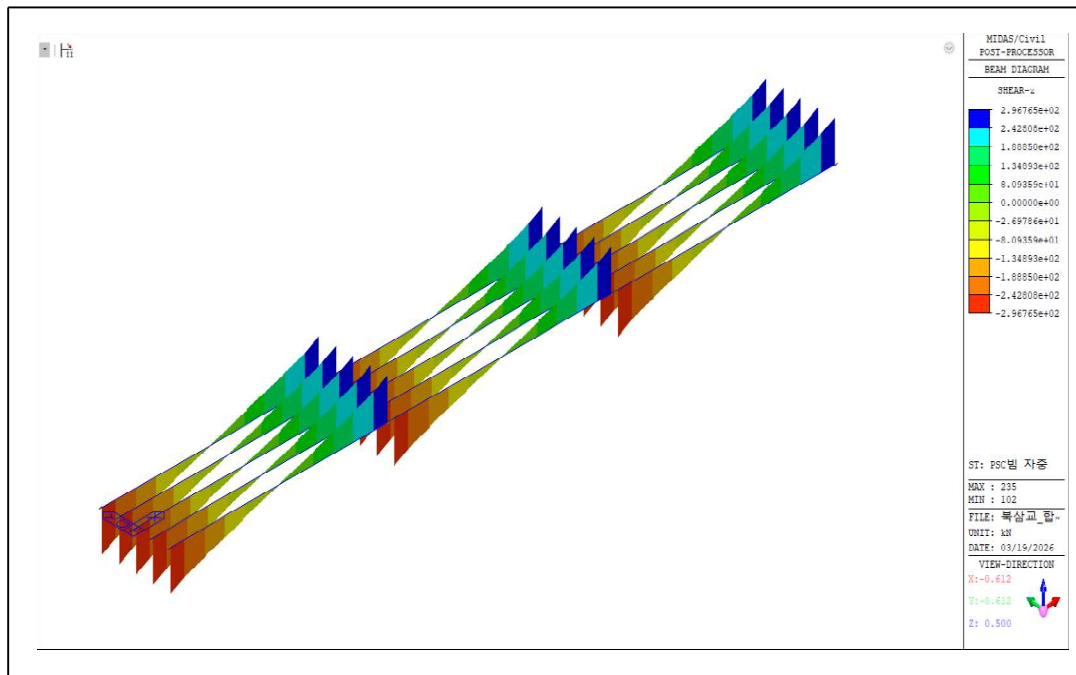


④ 활하중

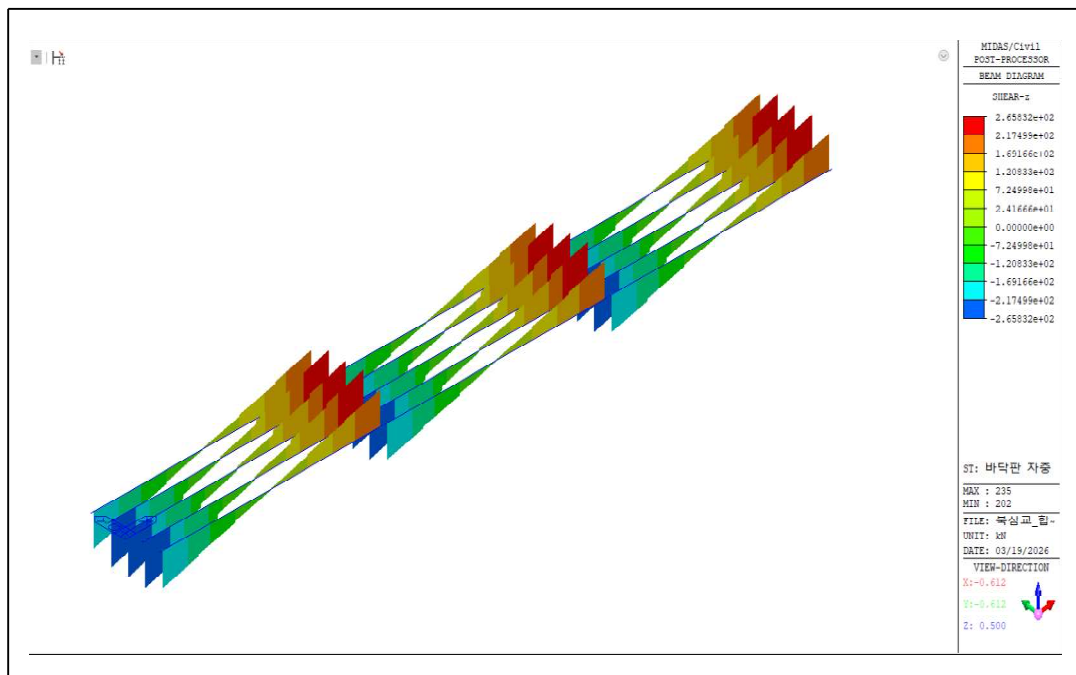


(2) 전단력도

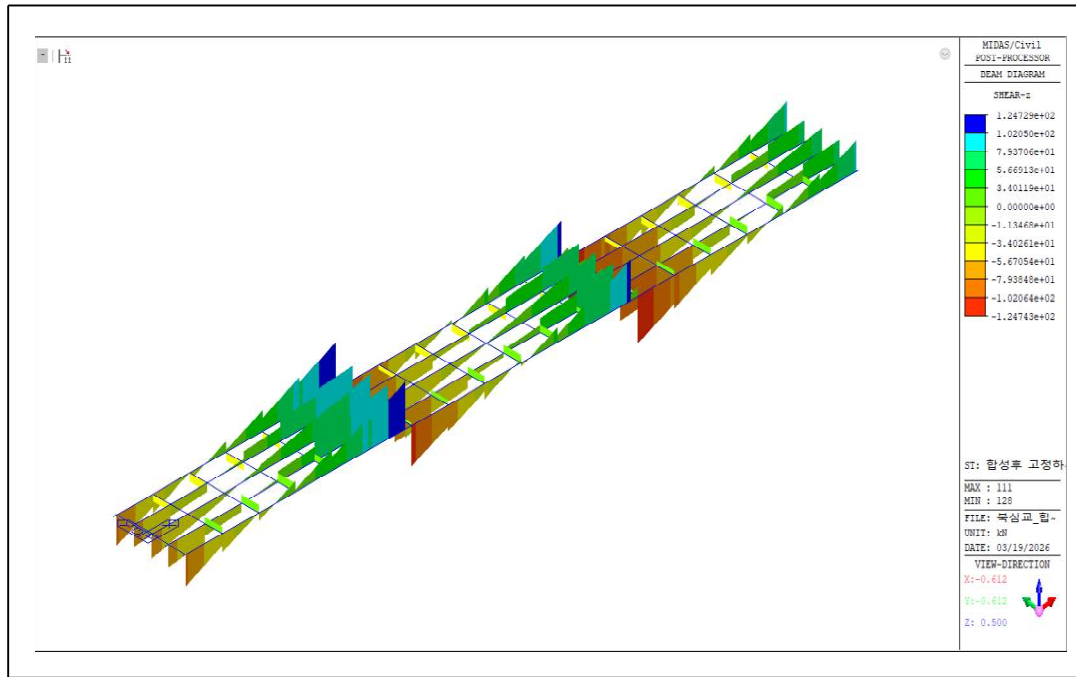
① 합성전 고정하중 (PSC빔 자중+콘크리트블럭)



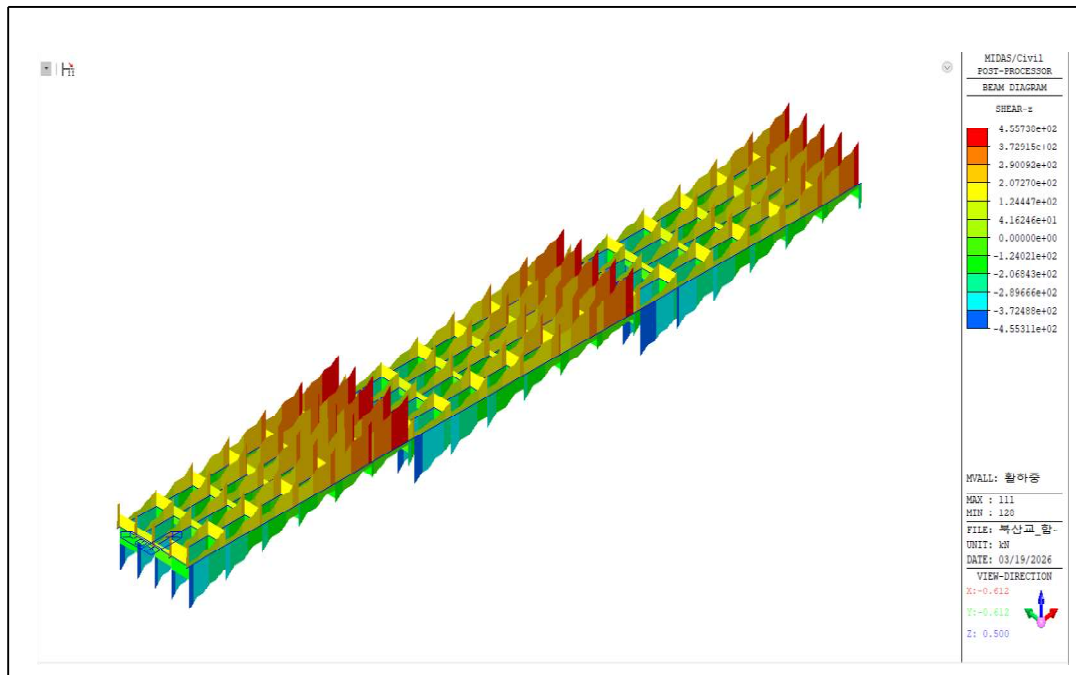
② 합성전 고정하중 (바닥판+크로스빔)



③ 합성후 고정하중



④ 활하중



5.2 단면력 집계

(1) 외측거더

① 모멘트

구분		PSC빔자중	합성전고정하중	합성후고정하중	활 하 중	계
모멘트(kN.m)		1998.249	1579.001	412.855	1716.827	5706.932

② 전단력

구분		PSC빔자중	합성전고정하중	합성후고정하중	활 하 중	계
전단력(kN)		296.765	211.755	124.743	455.738	1089.001

(2) 내측거더

① 모멘트

구분		PSC빔자중	합성전고정하중	합성후고정하중	활 하 중	계
모멘트(kN.m)		1998.249	2011.760	398.198	1484.229	5892.436

② 전단력

구분		PSC빔자중	합성전고정하중	합성후고정하중	활 하 중	계
전단력(kN)		296.765	265.832	94.136	447.404	1104.137

4. 휨응력 검토

- PSC GIRDER 및 바닥판 : $f = M / Z$
- PS강연선 : $f = n_p \times M / Z$, $n_p = 6.670$

4.1 외측거더

구분	모멘트 (kN · m)	단면계수 (mm ³)	콘크리트 단면 휨응력 (MPa)				PS강연선 (MPa)
			바닥판	PSC GIRDER			
			상연	상연	하연	강연선도심	
PSC빔자중	1998.249	Z _{t2} = 313222792		6.380			
		Z _{b2} = 327981389			-6.093		
		Z _{p2} = 369594607				-5.407	36.062
합 성 전 고정하중	1579.001	Z _{t3} = 322833937		4.891			
		Z _{b3} = 366073928			-4.313		
		Z _{p3} = 414751970				-3.807	25.393
합 성 후 고정하중	412.855	Z _{t4} = 1193836891		0.346			
		Z _{b4} = 516466215			-0.799		
		Z _s = 844331333	0.489				
		Z _{p4} = 560641131				-0.736	4.912
활 하 중	1716.827	Z _{t4} = 1193836891		1.438			
		Z _{b4} = 516466215			-3.324		
		Z _s = 844331333	2.033				
		Z _{p4} = 560641131				-3.062	20.425
계	5706.932		2.522	13.055	-14.529	-13.012	86.792

4.2 내측거더

구분	모멘트 (kN · m)	단면계수 (mm ³)	콘크리트 단면 휨응력 (MPa)				PS강연선 (MPa)
			바닥판	PSC GIRDER			
			상연	상연	하연	강연선도심	
PSC빔자중	1998.249	Z _{t2} = 313222792		6.380			
		Z _{b2} = 327981389			-6.093		
		Z _{p2} = 369594607				-5.407	36.062
합 성 전 고정하중	2011.760	Z _{t3} = 322833937		6.232			
		Z _{b3} = 366073928			-5.496		
		Z _{p3} = 414751970				-4.851	32.353
합 성 후 고정하중	398.198	Z _{t4} = 1365435351		0.292			
		Z _{b4} = 526645595			-0.756		
		Z _s = 942272331	0.423				
		Z _{p4} = 570094421				-0.698	4.659
활 하 중	1484.229	Z _{t4} = 1365435351		1.087			
		Z _{b4} = 526645595			-2.818		
		Z _s = 942272331	1.575				
		Z _{p4} = 570094421				-2.603	17.365
계	5892.436		1.998	13.991	-15.163	-13.559	90.439

5. 프리스트레스 계산

5.1 소요 PS강연선 갯수의 약산

(1) 유효계수

$$\eta = P_e / P_t = 0.85 \text{ 로 가정 } \therefore P_t = P_e / 0.85$$

(2) PS강연선의 소요인장력 (P_t)

$$P_e = (\sum f_i - f_{ct}) \times A_c / [1 + (y_{b2} / \gamma_c^2) \times e_{p2}]$$

$$= (15.163 - 1.414) \times 657715 / [1 + (977.0 / 487190.1) \times 867.0]$$

$$= 3301976 \text{ N}$$

여기서, $\sum f_i$: 외측 BEAM의 하연 휨 인장응력 (MPa)

f_{ct} : 프리스트레스 도입 직후 허용인장응력 (MPa)

A_c : 주 BEAM 순단면적 (mm^2)

y_{b2} : 주 BEAM 순단면의 도심에서 하연까지의 거리 (mm)

γ_c^2 : 주 BEAM 순단면의 단면 2차 반경 (mm^2) = $320432241383 / 657715 = 487190$

$$P_t = 3301976 / 0.85 = 3884678 \text{ N} = 3884.678 \text{ kN}$$

(3) PS강연선의 1SET 인장력 (P_t')

$$P_t' = 0.85 \times f_{py} \times A_p$$

$$= 0.85 \times 1600 \times (98.71 \times 12) = 1610947 \text{ N} = 1610.947 \text{ kN}$$

(4) PS강연선의 SET 갯수 (n)

$$n = P_t / P_t' = 3884.678 / 1610.947 = 2.411 \text{ ea} \therefore \text{PS 강연선 4 SET 사용}$$

5.2 프리스트레스의 즉시손실 결정

(1) 초기 프리스트레스 (인장력은 설계도면의 인장력 사용)

강연선 번호	인장순서	인장력(kN)	인장응력(MPa)
1	1	1455.000	1228.346
2	2	1414.000	1193.732
3	3	1369.000	1155.742
4	4	1324.000	1117.752
평 균		1390.500	1173.893

$$f_{pt1} = 1173.893 \text{ MPa} \quad (0.90 f_{py} \text{ 의 } 82\%)$$

(2) PS강연선과 SHEATH 사이의 마찰에 의한 손실

$$x = L / 2 = 29.670 / 2 = 14.835 \text{ m} : \text{정착단에서 거더중심까지의 강연선의 평균길}$$

$$kx + \mu \alpha = 0.0066 \times 14.835 + 0.300 \times 0.105686 = 0.129618$$

$$\Delta f_{pf} = f_{pt1} (1 - e^{-(kx + \mu \alpha)}) = 1173.9 \times (1 - e^{-0.129618}) = 142.700 \text{ MPa}$$

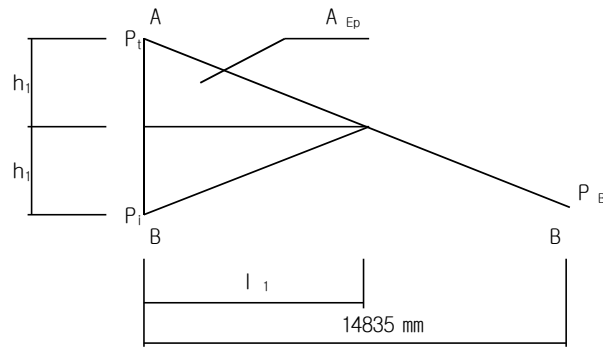
(3) 정착장치 활동량에 의한 손실량

$$\Delta l = A_{ep} / (A_p \cdot E_p)$$

$$\therefore A_{ep} = \Delta l \cdot (A_p \cdot E_p) = 6.000 \times (98.71 \times 12 \times 4 \text{ ea} \times 200000)$$

$$= 5685696000 \text{ N.mm}$$

- 마찰에 의한 손실은 직선으로 변환한다고 가정한다.



$$P_t = 1173.893 \times 4 \times (98.71 \times 12) = 5562000 \text{ N}$$

$$P_B = (1173.893 - 142.7) \times (98.71 \times 12) \times 4 = 4885876 \text{ N}$$

$$\Delta P_t = P_t - P_B = 5562000 - 4885876 = 676124 \text{ N}$$

$$l_1 : h_1 = 14835 : 676124$$

$$h_1 = 676124 / 14835 \cdot l_1$$

$$A_{Ep} = \frac{1}{2} \times l_1 \times h_1 \times 2 \text{ ea} = 676124.0 / 14835 \cdot l_1^2$$

$$l_1 = \sqrt{(5685696000 \times 14835 / 676124)} = 11169 \text{ mm} < 14835 \text{ mm}$$

∴ 정착부의 세트량에 의한 손실은 중앙 단면에는 영향이 미치지 않는다.

(4) 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

$$\Delta f_{pe1} = 0.5 \times E_s / E_{ci} \times f_{cir} = 0.5 \times E_s / E_{ci} \times (f_{ctg}' + f_{dog})$$

여기서, E_s : P.C 강재의 탄성계수

$$E_{ci}' = 0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{(32.00)} = 26965 \text{ MPa}$$

$$f_i : \text{프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강도} = 0.8 \times 40 = 32.0$$

프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강도

f_{cir} : 정착직후 주 BEAM의 사하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장

중심에서의 콘크리트의 응력으로서 f_{cir} 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

$$f_{pt} = f_{pt1} - f_{pf} - f_{pS}$$

$$= 1173.893 - 142.700 - 0.000 = 1031.193 \text{ MPa}$$

$$P_t' = f_{pt} \times A_p \times N = 1031.193223 \times (98.71 \times 12) \times 4 = 4885876 \text{ N}$$

$$f_{ctg}' = P_t' / A_c + P_t' \times e_{p2} / Z_{p2}$$

$$= 4885876 / 657715 + 4885876 \times 867.0 / 369594607 = 18.890 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{dog} = M_d / Z_{p2}$$

$$= 1998.249 \times 10^6 / 369594607 = -5.407 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{cir} = (N - 1) / N \times f_{ctg}' + f_{dog}$$

$$= 3 / 4 \times 18.890 + -5.407 = 8.761 \text{ MPa}$$

$$\therefore \Delta f_{pe1} = 0.5 \times 200000 / 26965 \times 8.761 = 32.490 \text{ MPa}$$

(5) PS강연선 초기응력 결정

$$f_{pt} = f_{pt1} - \Delta f_{pf} - \Delta f_{ps} - \Delta f_{pel}$$

$$= 1173.893 - 142.700 - 0.000 - 32.490 = 998.703 \text{ MPa}$$

$$P_t = f_{pt} \times A_p \times N = 998.703 \times (98.71 \times 12 \times 4) = 4731936 \text{ N}$$

5.3 프리스트레스의 시간적손실 결정

(1) 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

$$\Delta f_{psh} = 0.80 \times (119.0 - 1.050 \times H_r)$$

$$= 0.80 \times (119.0 - 1.050 \times 70.0) = 36.400 \text{ MPa}$$

(H_r : 주위의 연간 평균 상대습도, 국내 평균 상대습도 = 70.0 %)

(2) 콘크리트 CREEP에 의한 손실량

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times f_{cir1} - 7 \times f_{cds}$$

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS 강연선 중심에서의 콘크리트의 응력

$$\Delta f_{cir1} = P_t / A_c + P_t \times e_{p2} / Z_{p2} - M_d / Z_{p2}$$

$$= 4731936 / 657715 + 4731936 \times 867.0 / 369594607 - 1998.249 \times 10^6 / 369594607$$

$$= 7.195 + 11.1 - 5.407 = 12.888 \text{ MPa}$$

① 외측거더

$$\Delta f_{cds} = 3.807 + 0.736 = 4.543 \text{ MPa} \quad (\text{휨응력 참조})$$

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times 12.888 - 7 \times 4.543 = 122.855 \text{ MPa}$$

② 내측거더

$$\Delta f_{cds} = 4.851 + 0.698 = 5.549 \text{ MPa} \quad (\text{휨응력 참조})$$

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times 12.888 - 7 \times 5.549 = 115.813 \text{ MPa}$$

(3) PS강연선 RELAXATION에 의한 손실량 (저릴락세이션 강연선 사용)

$$\Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times \Delta f_{pf} - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$$

여기서, Δf_{pf} : 고려되는 시점인 $0.7f_{pu}$ 이하에서 마찰손실에 의한 응력 감소량

Δf_{pel} : 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

Δf_{psh} : 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

Δf_{pcr} : 콘크리트 크리이프에 의한 손실량

① 외측거더

$$\Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times 142.700 - 0.10 \times 32.490 - 0.05 \times (36.400 + 122.855)$$

$$= 13.799 \text{ MPa}$$

② 내측거더

$$\Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times 142.700 - 0.10 \times 32.490 - 0.05 \times (36.400 + 115.813)$$

$$= 14.151 \text{ MPa}$$

5.4 PS강연선의 유효응력

(1) PS강연선의 유효인장응력

① 외측거더

$$\begin{aligned} f_{pe} &= f_{pt} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{pr} \\ &= 998.703 - 36.400 - 122.855 - 13.799 = 825.649 \text{ MPa} \end{aligned}$$

② 내측거더

$$\begin{aligned} f_{pe} &= f_{pt} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{pr} \\ &= 998.703 - 36.400 - 115.813 - 14.151 = 832.339 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(2) PS강연선의 유효계수

① 외측거더

$$\eta = f_{pe} / f_{pt} = 825.649 / 998.703 = 0.827$$

② 내측거더

$$\eta = f_{pe} / f_{pt} = 832.339 / 998.703 = 0.833$$

5.5 프리스트레스 힘의 영향을 고려한 재하단계별 응력계산

(1) 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

① 프리스트레스에 의한 콘크리트 응력

$$P_t = f_{pt} \times A_p \times N = 998.703 \times (98.71 \times 12 \times 4) = 4731936 \text{ N}$$

- 상연응력

$$\begin{aligned} f_{ct} &= P_t / A_c - P_t \times e_{p2} / Z_{t2} \\ &= 4731936 / 657715 - 4731936.0 \times 867.0 / 313222792 \\ &= 7.195 - 13.098 = -5.903 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- 하연응력

$$\begin{aligned} f_{cb} &= P_t / A_c + P_t \times e_{p2} / Z_{b2} \\ &= 4731936 / 657715 + 4731936 \times 867.0 / 327981389 \\ &= 7.195 + 12.508 = 19.703 \text{ MPa} \end{aligned}$$

② PSC빔자중에 의한 콘크리트 응력

- 상연응력

$$f_{ct} = M_d / Z_{t2} = 1998.249 \times 10^6 / 313222792 = 6.380 \text{ MPa}$$

- 하연응력

$$f_{cb} = M_d / Z_{b2} = 1998.249 \times 10^6 / 327981389 = 6.093 \text{ MPa}$$

③ 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

- 상연응력

$$f_{ct} = -5.903 + 6.380 = 0.477 \text{ MPa}$$

- 하연응력

$$f_{cb} = 19.703 - 6.093 = 13.610 \text{ MPa}$$

(2) 유효 프리스트레스

① 외측거더

- 상연응력

$$f_{ot} = 0.827 \times -5.903 = -4.882 \text{ MPa}$$

- 하연응력

$$f_{ob} = 0.827 \times 19.703 = 16.294 \text{ MPa}$$

② 내측거더

- 상연응력

$$f_{ot} = 0.833 \times -5.903 = -4.917 \text{ MPa}$$

- 하연응력

$$f_{ob} = 0.833 \times 19.703 = 16.413 \text{ MPa}$$

5.6 설계하중 작용시의 휨응력

(1) 외측거더

(unit : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리스트레스	거더자중	계	유효프리스트레스	총하중 고정+활하중	계
거더	상연	-5.903	6.380	0.477	-4.882	13.055	8.173
	하연	19.703	-6.093	13.610	16.294	-14.529	1.765
	허용	-1.414(인장) < 계 < 19.200(압축)			-3.984(인장) < 계 < 18.000(압축)		
바닥판	상연					2.522	2.522
	허용				0.0(압축) < 계 < 10.8(압축)		

(+) : 압축 , (-) : 인장

(2) 내측거더

(unit : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리스트레스	거더자중	계	유효프리스트레스	총하중 고정+활하중	계
거더	상연	-5.903	6.380	0.477	-4.917	13.991	9.074
	하연	19.703	-6.093	13.610	16.413	-15.163	1.250
	허용	-1.414(인장) < 계 < 19.200(압축)			-3.984(인장) < 계 < 18.000(압축)		
바닥판	상연					1.998	1.998
	허용				0.0(압축) < 계 < 10.8(압축)		

(+) : 압축 , (-) : 인장

6. 극한강도에 의한 검토

6.1 휨응력 검토

(1) Girder 중앙에서 0.000 m 떨어진 단면

① 외측거더

- 극한 모멘트

$$M_u = 1.30 \times (1998.249 + 1579.001 + 412.855) + 2.15 \times 1716.827 \\ = 8878.315 \text{ kN.m}$$

- 극한 저항 모멘트

$$B = 2050.0 \text{ mm}$$

$$d = 2000.0 + 250.0 - 110.0 = 2140.0 \text{ mm} : \text{바닥판상단에서 강연선도심까지 거리}$$

$$A_p = 98.71 \times 12 \text{ ea} \times 4 \text{ ea} = 4738.08 \text{ mm}^2 : \text{PS강연선의 총단면적}$$

$$f_{ps} = 1900.0 \times (1 - 0.28 / 0.766 \times 0.00108 \times 1900.0 / 40) \\ = 1864.4 \text{ MPa}$$

$$a = 4738.08 \times 1864.4 / (0.85 \times 40 \times 2050.0) = 126.7 \text{ mm}$$

$$< 250.0 \text{ mm} \therefore \text{직사각형 단면부재로 취급}$$

$$\phi M_n = \phi \{ A_p \times f_{ps} \times (d - a / 2) \} \\ = 0.85 \times \{ 4738.08 \times 1864.4 \times (2140.0 - 126.7 / 2) \} \\ = 16068201923 \text{ N.mm} \Rightarrow 16068.202 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n (= 16068.202 \text{ kN.m}) > M_u (= 8878.315 \text{ kN.m}) \quad \mathbf{O.K!!}$$

- 최대강재량 검토

$$B = 2050.0 \text{ mm}$$

$$d_p = 2140.0 \text{ mm}$$

$$A_p = 4738.1 \text{ mm}^2$$

$$r_p = 0.280$$

$$f_{ps} = 1864.4 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0.766$$

$$\rho_p = 0.00108$$

$$\therefore \text{강재지수} = \rho_p \times f_{ps} / f_{ck}$$

$$= 0.00108 \times 1864.4 / 40$$

$$= 0.05 < 0.276 (= 0.36 \times \beta_1) \quad \mathbf{O.K!!}$$

- 최소강재량 검토

$$f_{pe} = 16.294 \text{ MPa}$$

$$f_{ru} = 0.63 \sqrt{40.0} = 3.984 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = (f_{pe} + f_{ru}) \times Z_{b4}$$

$$(16.294 + 3.984) \times 516466215 = 10472901908 \text{ N.m} = 10472.902 \text{ kN}$$

$$\therefore 1.2 \times M_{cr} = 1.2 \times 10472.902 = 12567.482 \text{ kN.m}$$

$$1.2 \times M_{cr} (= 12567.482 \text{ kN.m}) < \phi M_n (= 16068.202 \text{ kN.m}) \quad \mathbf{O.K!!}$$

② 내측거더

- 극한 모멘트

$$\begin{aligned} M_u &= 1.30 \times (1998.249 + 2011.760 + 398.198) + 2.15 \times 1484.229 \\ &= 8921.761 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 극한 저항 모멘트

$$B = 2300.0 \text{ mm}$$

$$d = 2000.0 + 250.0 - 110.0 = 2140.0 \text{ mm} : \text{바닥판상단에서 강연선도심까지 거리}$$

$$A_p = 98.71 \times 12 \text{ ea} \times 4 \text{ ea} = 4738.08 \text{ mm}^2 : \text{PS강연선의 총단면적}$$

$$\begin{aligned} f_{ps} &= 1900.0 \times (1 - 0.28 / 0.766 \times 0.00096 \times 1900.0 / 40) \\ &= 1868.2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$a = 4738.08 \times 1868.2 / (0.85 \times 40 \times 2300.0) = 113.2 \text{ mm}$$

$$< 250.0 \text{ mm} \therefore \text{직사각형 단면부재로 취급}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \{ A_p \times f_{ps} \times (d - a / 2) \} \\ &= 0.85 \times \{ 4738.08 \times 1868.2 \times (2140.0 - 113.2 / 2) \} \\ &= 16101579788 \text{ N.mm} \Rightarrow 16101.580 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\phi M_n (= 16101.580 \text{ kN.m}) > M_u (= 8921.761 \text{ kN.m}) \quad \mathbf{0.K!!}$$

- 최대강재량 검토

$$B = 2300.0 \text{ mm}$$

$$d_p = 2140.0 \text{ mm}$$

$$A_p = 4738.1 \text{ mm}^2$$

$$r_p = 0.280$$

$$f_{ps} = 1868.2 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0.766$$

$$\rho_p = 0.00096$$

$$\begin{aligned} \therefore \text{강재지수} &= \rho_p \times f_{ps} / f_{ck} \\ &= 0.00096 \times 1868.2 / 40 \\ &= 0.045 < 0.276 (= 0.36 \times \beta_1) \quad \mathbf{0.K!!} \end{aligned}$$

- 최소강재량 검토

$$f_{pe} = 16.413 \text{ MPa}$$

$$f_{ru} = 0.63 \sqrt{40.0} = 3.984 \text{ MPa}$$

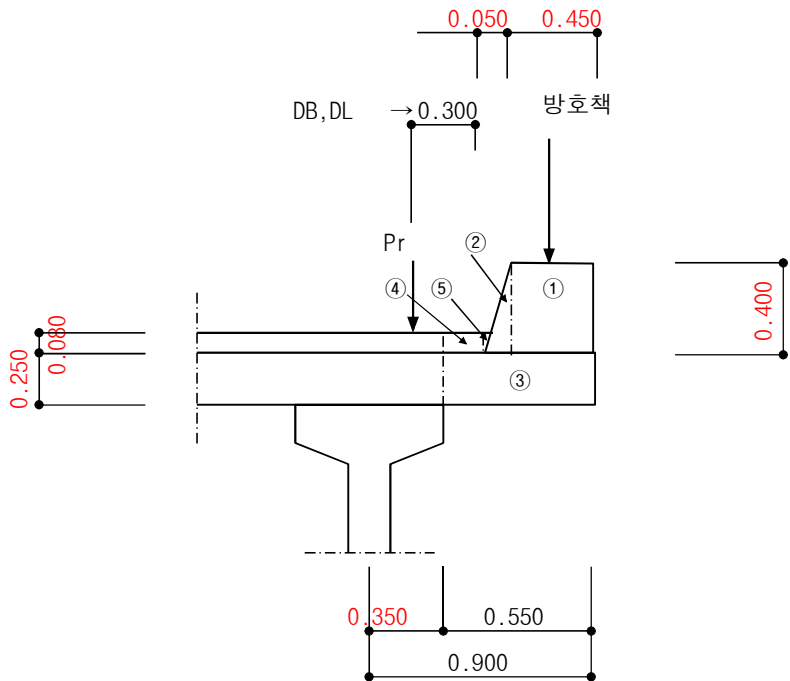
$$M_{cr} = (f_{pe} + f_{ru}) \times Z_{b4}$$

$$(16.413 + 3.984) \times 526645595 = 10741990201 \text{ N.m} = 10741.990 \text{ kN}$$

$$\therefore 1.2 \times M_{cr} = 1.2 \times 10741.990 = 12890.388 \text{ kN.m}$$

$$1.2 \times M_{cr} (= 12890.388 \text{ kN.m}) < \phi M_n (= 16101.580 \text{ kN.m}) \quad \mathbf{0.K!!}$$

1. 캔틸레버부



1) 바닥판 두께 검토

- 시방규정에 의한 최소두께 검토

상부플랜지폭 / 바닥판두께 = 0.700 / 0.250 = 2.800

도.기 P 108

∴ 바닥판두께에 대한 상부플랜지 폭비가 4미만이므로 상부플랜지 끝단사이의 순경간을 고정하중 유효지간으로 결정함.

표 3.6.1

L = 활하중지간이 0보다 작으므로 0을 적용함. = 0.000 m

도.기 P 338

L < 0.25m이므로 T_{min} = 280 L + 180

4.7.4

T_{min} = 280 X 0.000 + 180 = 180.000 mm < 220.000 mm

T_{min} = 220.000 mm < T = 250.000 mm ∴ 0.K

2) 하중의 산정

콘크리트 단위중량= 25.0 kN/m³

① 고정하중

아스콘포장 단위중량= 23.0 kN/m³

구 분	계 산 식	힘 모 멘 트	전 단 력
①	0.450 X 0.400 X 25.0 X 0.325	1.463 kN.m	4.500 kN/m
②	0.050 X 0.400 / 2 X 25.0 X 0.083	0.021 kN.m	0.250 kN/m
난간		0.325 kN.m	1.000 kN/m
방호벽 합계		1.809 kN.m	5.750 kN/m
③	0.250 X 0.550 X 25.0 X 0.275	0.945 kN.m	3.438 kN/m
④	0.080 X 0.050 X 23.0 X 0.025	0.002 kN.m	0.092 kN/m
⑤	0.080 X 0.010 / 2 X 23.0 X 0.053	0.001 kN.m	0.009 kN/m
합 계		2.757 kN.m	9.289 kN/m

	② 활 하 중 (DB,DL하중) $i_{\max} = 0.300 \text{ (활하중 충격계수의 제한치)}$ $i = 15 / (40 + L) = 0.375 > 0.300 \text{ 이므로}$ 그러므로 활하중 충격계수 $i = 0.300$ 을 사용한다. $E = 0.800 L + 1.140 = 1.140 \text{ m}$ $M = (P L / E) \times (1 + i)$ $= (96.000 \times 0.000 / 1.140) \times (1.000 + 0.300) = 0.000 \text{ kN.m}$ ③ 방호벽 충돌하중 ☞ 방호벽 상단에 횡방향으로 $H = 10\text{kN/m}$의 수평하중 재하시 $H_1 = 10.000 \text{ kN} \quad (\text{방호벽 상단에 작용하는 수평하중, 직선교량})$ $h = 1.200 \text{ m}$ $M_1 = 10.000 \times 1.200 = 12.000 \text{ kN.m}$ ☞ 수평충돌력 H가 노면상 1m 높이에 교축을 따라 1m 마다 작용 시 $H_2 = \{ (V / 60)^2 \times 750 + 250 \} \times \alpha \quad (\text{kgf/m})$ $\alpha = 1.000 \quad (\text{평면 선형에 대한 보정계수, } R < 200\text{m} \text{ 이면 } 2.0\text{임.})$ $V = 40.000 \text{ km/hr} \quad (\text{설계속도})$ $H_2 = \{ (40.000 / 60)^2 \times 750 + 250 \} \times 1.000 / 100 = 5.833 \text{ kN}$ $h = 1.080 \text{ m}$ $M_2 = 5.833 \times 1.080 = 6.300 \text{ kN.m}$ ☞ 설계 적용 충돌하중은 위의 두 값 중 최대값을 선정한다. $H = \text{MAX} (H_1 , H_2) = 10.000 \text{ kN}$ $M = \text{MAX}(M_1 , M_2) = 12.000 \text{ kN.m}$ ④ 풍 하 중 $W = 3.000 \text{ kN/m}^2$ $M_2 = 3.000 \times 0.720 \times 0.440 = 0.950 \text{ kN.m}$ ⑤ 원 심 하 중 (DB,DL하중 작용시) 작용높이= 1.800 m $V = 40.000 \text{ km/hr} \quad (\text{설계속도})$ $R = \infty \text{ m} \quad (\text{교량의 곡선반경})$ $CF = 0.79 V^2 / R$ $= 0.000 \%$ $P = (P_r / E) \times (CF / 100) \text{ "활하중 적용시만 해당"} = 0.000 \text{ kN/m}$ $M = 0.000 \times 1.800 = 0.000 \text{ kN.m}$	도.기 P 9 2.1.4 도.기 P 341 4.7.5.2 제기준 참조 제기준 참조 도.기 P 16 도.기 P 23 2.1.17
--	--	---

⑥ 설계단면력의 산정

도.기 P 32

■ 단면 검토시 하중조합 <계수하중>

2.2.3.2

LOAD CASE 1. : 1.30 고정하중 + 2.15 활하중 + 1.30 원심하중

$$M = 3.583 \text{ kN.m}$$

LOAD CASE 2. : 1.30 고정하중 + 1.30 풍하중

$$M = 4.819 \text{ kN.m}$$

LOAD CASE 3. : 1.30 고정하중 + 1.30 활하중 + 0.65 풍하중 + 1.30 원심하중

$$M = 4.201 \text{ kN.m}$$

LOAD CASE 4. : 1.25 고정하중 + 1.25 활하중 + 0.625 풍하중 + 1.25 원심하중

$$M = 4.040 \text{ kN.m}$$

LOAD CASE 5. : 1.30 고정하중 + 1.30 활하중 + 1.30 충돌하중 + 1.30 원심하중

$$M = 19.183 \text{ kN.m}$$

LOAD CASE 6. : 1.20 고정하중 + 1.20 충돌하중 + 1.20 풍하중

$$M = 18.848 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow \text{단면 검토시 최대 계수모멘트 } M_u = 19.183 \text{ kN.m}$$

■ 사용성 검토시 하중조합 <사용하중>

LOAD CASE 7. : 1.00 고정하중 + 1.00 활하중 + 0.30 풍하중

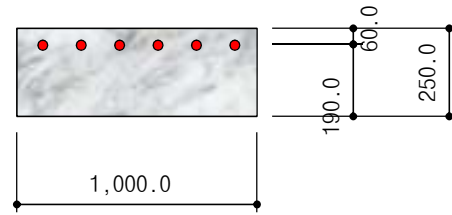
$$M = 3.042 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow \text{사용성 검토시 최대 사용모멘트 } M_u : 3.042 \text{ kN.m}$$

2) 단 면 검 토

① 캔틸레버부

f_{ck}	=	27.0	MPa	f_y	=	400.0	MPa
M_u	=	19.183	kN·m	M	=	3.042	kN·m
b	=	1,000.0	mm	h	=	250.0	mm
β	=	0.85		d'	=	60.0	mm
ϕ_f	=	0.85		d	=	190.0	mm



강도 감소계수 (ϕ_f) 산정

(콘.설.해 6.2.2)

$$\begin{aligned}
 T &= A_s \times f_y = 1,588.8 \times 400.0 = 635,520.0 \\
 C &= 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1,000.0 = 22,950.0 a \\
 T &= C \text{ 이므로, } a = 27.692 \text{ mm} \\
 c &= 27.692 / \beta = 27.692 / 0.85 = 32.578 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.0 / 200,000.0 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.003 \times (190.0 - 32.578) / 32.578 = 0.0145 \\
 \epsilon_t &= 0.0145 \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \phi_f = 0.85 \text{ 를 적용한다.}
 \end{aligned}$$

필요 철근량 산정

$$\begin{aligned}
 a &= A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b) = 0.017429 A_s \quad \text{----- ①} \\
 M_u &= \phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 64,600.0 A_s - 170.0 A_s \cdot a \quad \text{----- ②} \\
 \text{식①을 식②에 대입하여 이차방정식으로 } A_s \text{를 구한다.} \\
 19,183,000.0 &= -2.962963 A_s^2 + 64,600.0 A_s \\
 \therefore A_{s \text{ req}} &= 301.109 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

사용 철근량 산정

$$\begin{aligned}
 \therefore A_{s \text{ use}} &= H \ 16 \ @ \ 250.0 = 794.4 \text{ mm}^2 \\
 &H \ 16 \ @ \ 250.0 = 794.4 \text{ mm}^2 \\
 \Sigma &= 1,588.8 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 5.276] \quad \dots\dots 0.K !!
 \end{aligned}$$

철근량 검토

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min}} &= 1.4 / f_y \times b \times d = 665.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{콘.설.해 6.3.2}) \\
 &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y \times b \times d = 617.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{콘.설.해 6.3.2}) \\
 &= \text{수축 온도 철근량} = 500.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{콘.설.해 5.7.2}) \\
 \therefore A_{s \text{ min}} &= 665.0 \text{ mm}^2 \\
 A_{s \text{ max}} &= 0.714 \times \rho_b \times b \times d = 3,969.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{콘.설.해 6.2.2})
 \end{aligned}$$

$$\therefore A_{s \text{ max}} \geq A_{s \text{ use}} \geq A_{s \text{ min}} \quad \dots\dots 0.K !!$$

휨에 대한 검토

$$\begin{aligned}
 a &= A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b) = 27.692 \text{ mm} \\
 \phi M_n &= 0.85 \times 1,588.8 \times 400.0 \times (190.0 - a/2) = 95.157 \text{ kN·m} \\
 \therefore \phi M_n &\geq M_u \quad [\text{사용률} = 4.96] \quad \dots\dots 0.K !!
 \end{aligned}$$

② 사용성 검토

탄성계수비 n	=	E_s / E_c	=	7.0	
$A_{s\ use}$	=	H 16 @ 250.0	=	794.4	mm ² (개수 = 8.0 ea)
		H 16 @ 250.0	=	794.4	mm ²
			Σ	=	1,588.8 mm ²
철근비 ρ	=	A_s / bd			
	=	$1,588.8 / (1,000.0 \times 190.0)$	=	0.00836	
중립축 k	=	$-np + \sqrt{(2np + (np)^2)}$			
	=	$-0.0585 + \sqrt{(2 \times 0.0585 + 0.0585^2)}$	=	0.28859	
중립축 거리 x	=	$k \times d = 0.28859 \times 190.0$	=	54.832	
j	=	$1 - k / 3 = 1 - 0.289 / 3$	=	0.904	
철근 응력 f_s	=	$M / (A_s \times j \times d)$			
	=	$3.04 / (1,588.8 \times 0.904 \times 190.0)$	=	11.148	MPa

▪ 균 열 검 토 (콘.설.해 4.2)

$$\text{최소 두께 } c_c = 60.0 - 15.9 / 2 = 52.050 \text{ mm}$$

인장연단 폭 $s_1 = 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \cdot c_c$ (콘.설.해 6.3.3)

$$= 375 \times (210 / 11.148) - 2.5 \times 52.050 = 6,933.739 \text{ mm}$$

인장연단 폭 $s_2 = 300 \times (210 / f_s)$

$$= 300 \times (210 / 11.148) = 5,651.091 \text{ mm}$$

$$\text{Min} = 5,651.091 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 1,000.0 / 8.0ea = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 5,651.1 \text{ mm} \dots\dots 0.K !!$$

3. 중앙부

1) 강도설계법에 의한 철근량 산정

바닥판의 최소두께

① 활하중에 의한 지간 $L = 1.600 \text{ m}$

② 바닥판의 최소두께 $T_{min} = 30 L + 130 = 178.000 \text{ mm} < 220.0 \text{ mm}$

$\therefore T_c = 250.000 > T_{min} \quad \text{O.K}$

1) 하중계산

① 고정하중

$\omega = 0.080 \times 23.0 + 0.250 \times 25.0 = 8.090 \text{ kN/m}$

▶ $M_d = 8.090 \times 1.600^2 / 10 = 2.071 \text{ kN-m}$

② 활하중

- 충격계수 $i = 15 / (40 + L) = 0.361 \geq \text{최대 } 0.300 \therefore i = 0.300$

▶ $M = (L + 0.600) \times P_{24} / 9.600 \times (1 + i) \times 0.800$
 $= (1.600 + 0.600) \times 96.0 / 9.600$
 $\times (1 + 0.300) \times 0.800 = 22.880 \text{ kN-m}$

▶ $M_{cf} = 0.000 \times 1.800 = 0.000 \text{ kN-m}$

④ 모멘트 요약 정리

구 분	M (kN-m)	구 분	M (kN-m)	구 분	M (kN-m)
고 정 하 중	2.071	활 하 중	22.880	원 심 하 중	0.000

2) 하중조합

① 사용하중 및 계수하중

하 중 경 우	고 정 하 중	활 하 중	원 심 하 중	비 고
Case 1	1.00	1.00	1.00	사용하중 - 사용성 검토시
	1.30	2.15	1.30	계수하중 - 단면 검토시

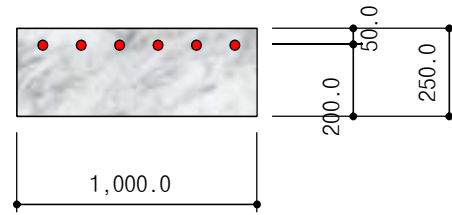
② 하중조합 결과

구 분	사 용 하 중	계 수 하 중	비 고
	M (kN-m)	M (kN-m)	
Case 1	24.951	51.884	

3) 단 면 검 토

① 중앙부

$f_{ck} = 27.0$ MPa	$f_y = 400.0$ MPa
$M_u = 51.884$ kN·m	$M = 24.951$ kN·m
$b = 1,000.0$ mm	$h = 250.0$ mm
$\beta = 0.85$	$d' = 50.0$ mm
$\phi_f = 0.85$	$d = 200.0$ mm



▪ 강도 감소계수 (ϕ_f) 산정

(콘.설.해 6.2.2)

$$\begin{aligned}
 T &= A_s \times f_y = 1,588.8 \times 400.0 = 635,520.0 \\
 C &= 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1,000.0 = 22,950.0 a \\
 T &= C \text{ 이므로, } a = 27.692 \text{ mm} \\
 c &= 27.692 / \beta = 27.692 / 0.85 = 32.578 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.0 / 200,000.0 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.003 \times (200.0 - 32.578) / 32.578 = 0.0154 \\
 \epsilon_t &= 0.0154 \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \phi_f = 0.85 \text{ 를 적용한다.}
 \end{aligned}$$

▪ 필요 철근량 산정

$$\begin{aligned}
 a &= A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b) = 0.017429 A_s \quad \text{----- ①} \\
 M_u &= \phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 68,000.0 A_s - 170.0 A_s \cdot a \quad \text{----- ②} \\
 \text{식①을 식②에 대입하여 이차방정식으로 } A_s \text{를 구한다.} \\
 51,884,000.0 &= -2.962963 A_s^2 + 68,000.0 A_s \\
 \therefore A_{s \text{ req}} &= 790.208 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

▪ 사용 철근량 산정

$$\begin{aligned}
 \therefore A_{s \text{ use}} &= H \ 16 \ @ \ 250.0 = 794.4 \text{ mm}^2 \\
 &H \ 16 \ @ \ 250.0 = 794.4 \text{ mm}^2 \\
 \Sigma &= 1,588.8 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 2.011] \quad \dots\dots 0.K !!
 \end{aligned}$$

▪ 철근량 검토

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min}} &= 1.4 / f_y \times b \times d = 700.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{ 콘.설.해 6.3.2}) \\
 &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y \times b \times d = 649.5 \text{ mm}^2 \quad (\text{ 콘.설.해 6.3.2}) \\
 &= \text{수축 온도 철근량} = 500.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{ 콘.설.해 5.7.2}) \\
 \therefore A_{s \text{ min}} &= 700.0 \text{ mm}^2 \\
 A_{s \text{ max}} &= 0.714 \times \rho_b \times b \times d = 4,178.5 \text{ mm}^2 \quad (\text{ 콘.설.해 6.2.2})
 \end{aligned}$$

$$\therefore A_{s \text{ max}} \geq A_{s \text{ use}} \geq A_{s \text{ min}} \quad \dots\dots 0.K !!$$

▪ 휨에 대한 검토

$$\begin{aligned}
 a &= A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b) = 27.692 \text{ mm} \\
 \phi M_n &= 0.85 \times 1,588.8 \times 400.0 \times (200.0 - a/2) = 100.559 \text{ kN·m} \\
 \therefore \phi M_n &\geq M_u \quad [\text{사용률} = 1.938] \quad \dots\dots 0.K !!
 \end{aligned}$$

② 사용성 검토

탄성계수비 n	=	E_s / E_c	=	7.0	
$A_{s\ use}$	=	H 16 @ 250.0	=	794.4	mm ² (개수 = 8.0 ea)
		H 16 @ 250.0	=	794.4	mm ²
			Σ	=	1,588.8 mm ²
철근비 ρ	=	A_s / bd			
	=	$1,588.8 / (1,000.0 \times 200.0)$	=	0.00794	
중립축 k	=	$-np + \sqrt{(2np + (np)^2)}$			
	=	$-0.0556 + \sqrt{(2 \times 0.0556 + 0.0556^2)}$	=	0.28249	
중립축 거리 x	=	$k \times d = 0.28249 \times 200.0$	=	56.497	
j	=	$1 - k / 3 = 1 - 0.282 / 3$	=	0.906	
철근 응력 f_s	=	$M / (A_s \times j \times d)$			
	=	$24.95 / (1,588.8 \times 0.906 \times 200.0)$	=	86.684	MPa

▪ 균 열 검 토 (콘.설.해 4.2)

$$\text{최소 두께 } c_c = 50.0 - 15.9 / 2 = 42.050 \text{ mm}$$

$$\text{인장연단 폭 } s_1 = 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \cdot c_c \quad (\text{콘.설.해 6.3.3})$$

$$= 375 \times (210 / 86.684) - 2.5 \times 42.050 = 803.348 \text{ mm}$$

$$\text{인장연단 폭 } s_2 = 300 \times (210 / f_s)$$

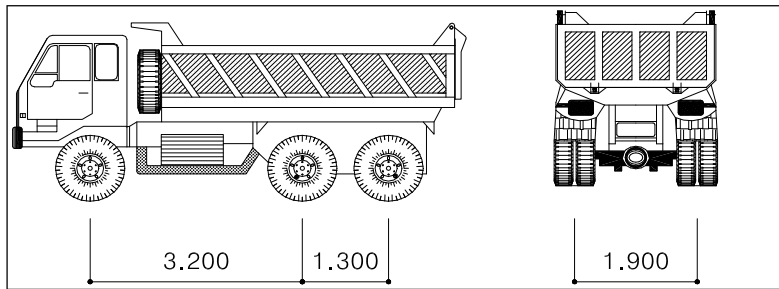
$$= 300 \times (210 / 86.684) = 726.779 \text{ mm}$$

$$\text{Min} = 726.779 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 1,000.0 / 8.0ea = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 726.8 \text{ mm} \quad \dots\dots 0.K !!$$

1. 재하시험차량에 의한 구조해석

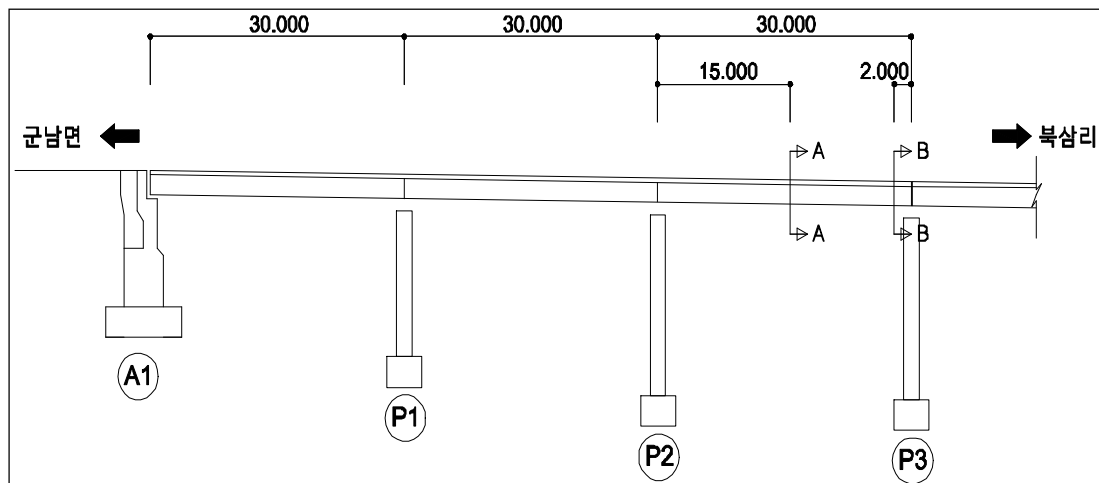
1.1 재하시험 차량제원



구분	1축	2축	3축	총중량
축중	76.0kN	99.5kN	99.5kN	275.0kN

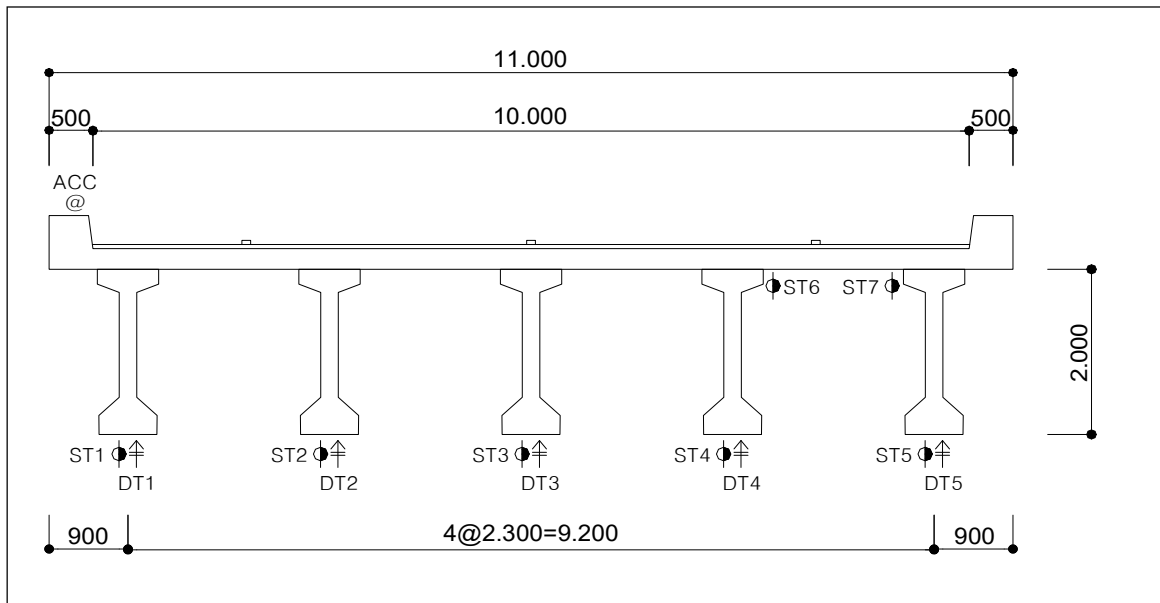
계량증명서	
계량일자	2026년03월12일
차량호번	경기06오7636
거래처	귀하
품명	흙 1차 7,600 Kg
총중량	08:21 27,500 Kg
공차중량	08:21 13,710 Kg
실중량	13,790 Kg
비고	담당자 
계량에 관한 법률 제34조의 규정에 의하여 위와 같이 계량하였음을 증명함. 공인 50ton 연천계량소 경기도 연천군 청산면 청신로110 TEL: (031) 835 - 5111 FAX: (031) 835 - 5111 1. 입회자는 재 확인 하십시오. 2. 계량후 중량의 변동은 본 업소에서 확인되지 않습니다. 3. 본 증명서는 재 발행하지 않습니다.	

1.2 재하시험 구간선정

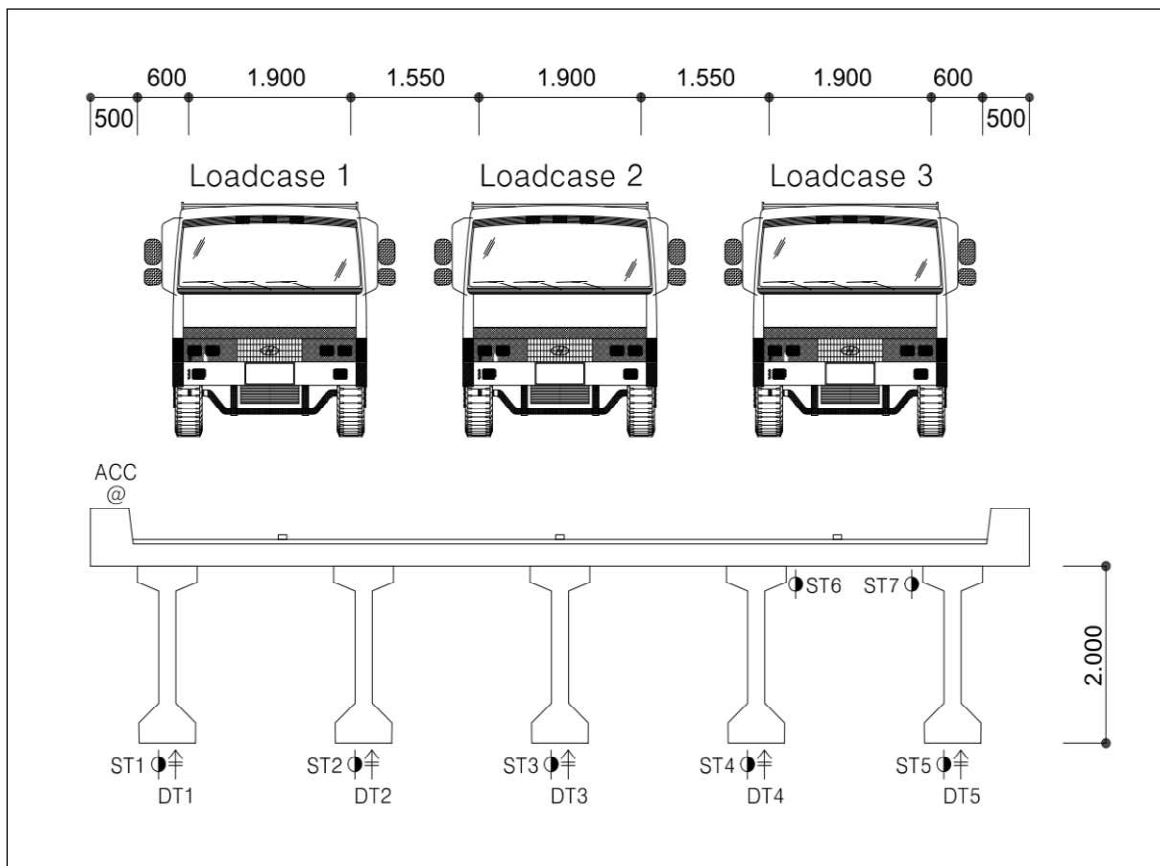


※ 단면B-B는 재하시험편에서 검토함.

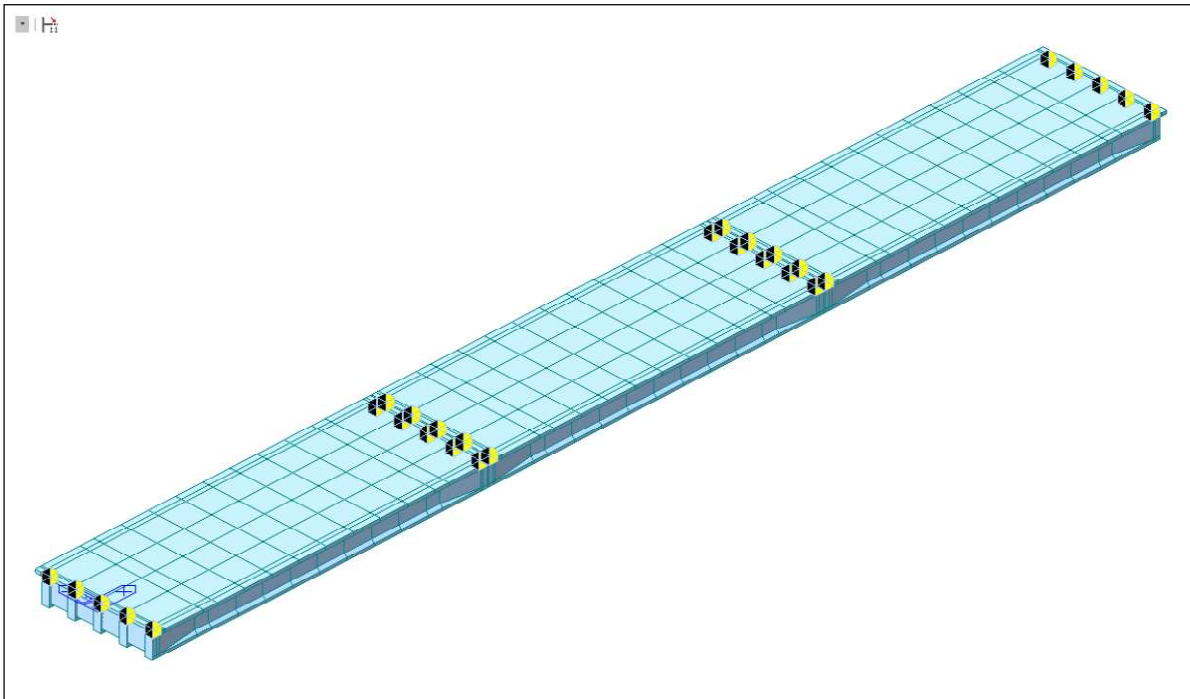
1.3 게이지 부착위치



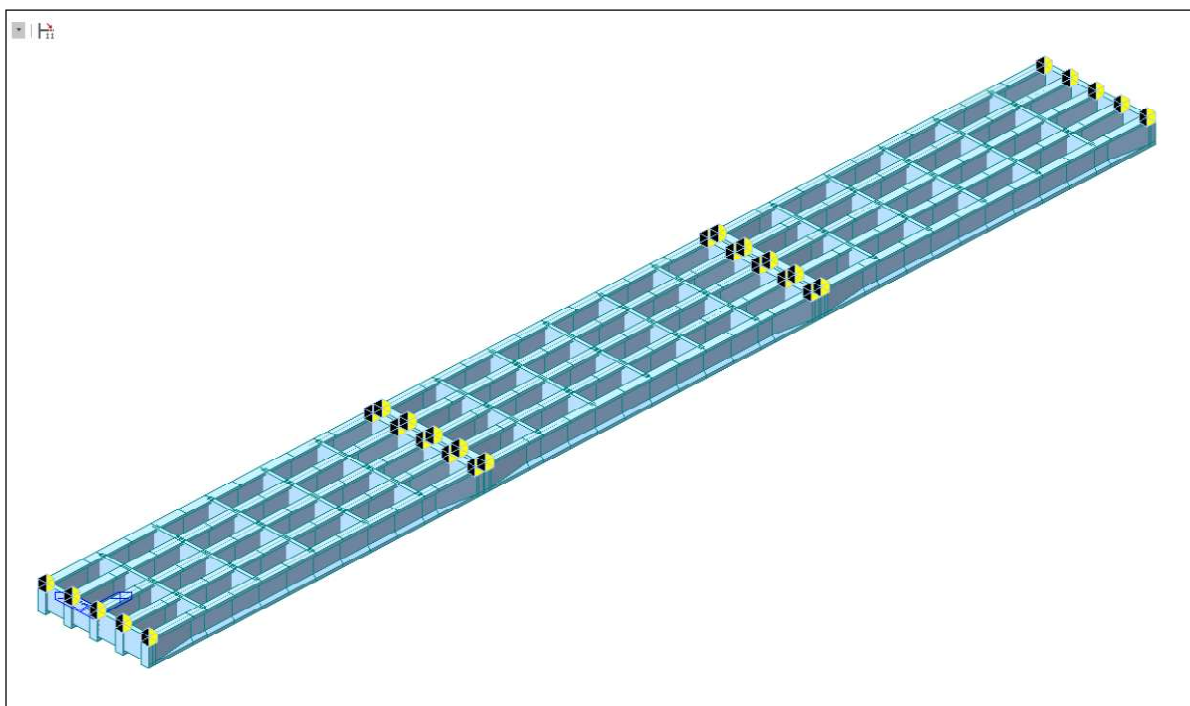
1.4 재하 CASE



1.4 모델링형상



[전체 구조물 형상]



[바닥판하면 형상]

■ 지점경계조건(Spring계수)

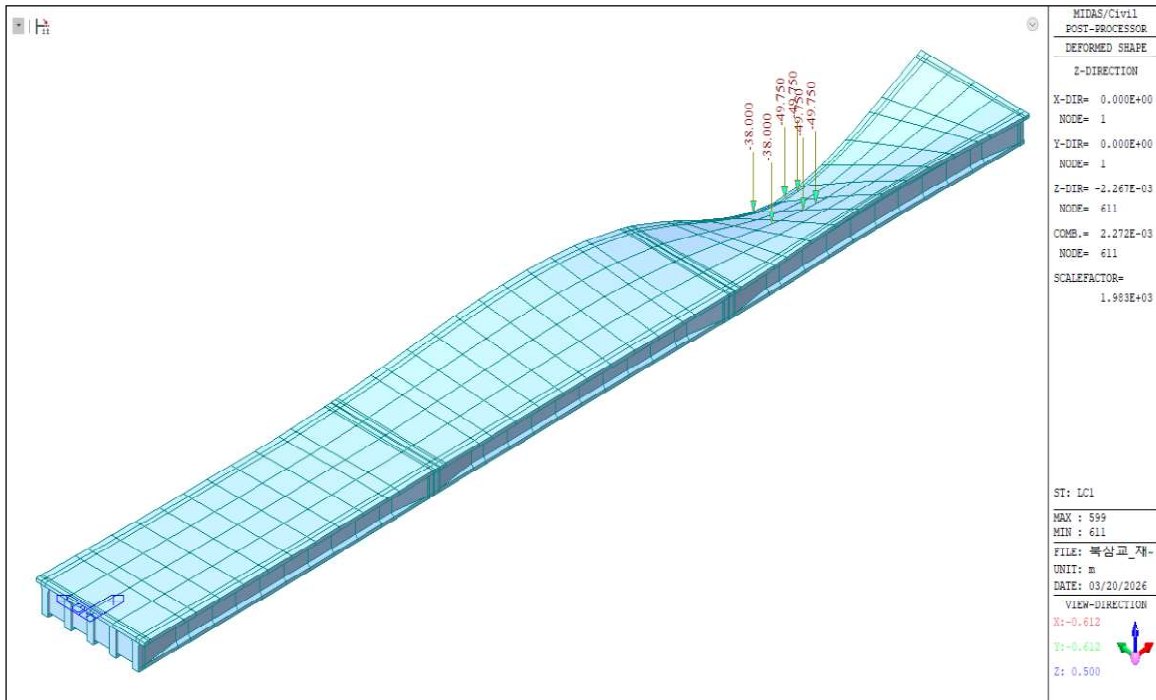
[준공도서 참조]

구 분	Kv (kN/m)	Kh (kN/m)	비 고
탄성받침135톤	1,360,000	1,700	양방향, 일방향, 고정단

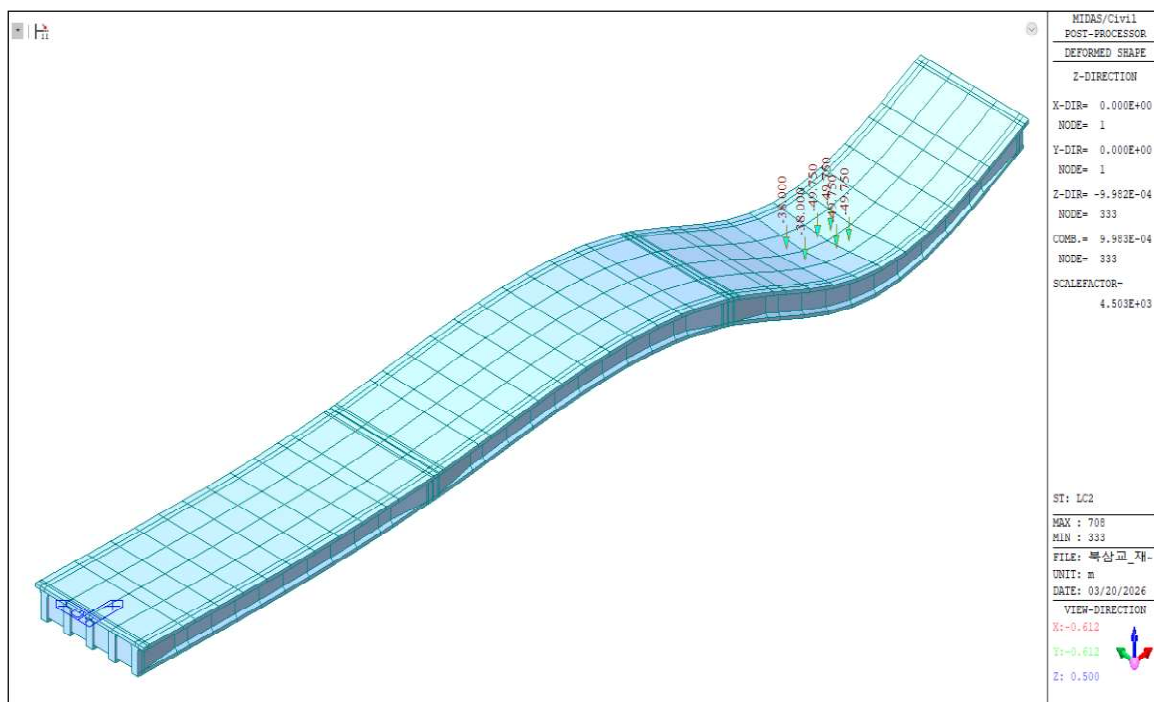
1.2 재하시험 차량에 의한 구조해석결과

1) 재하 case별 처짐도

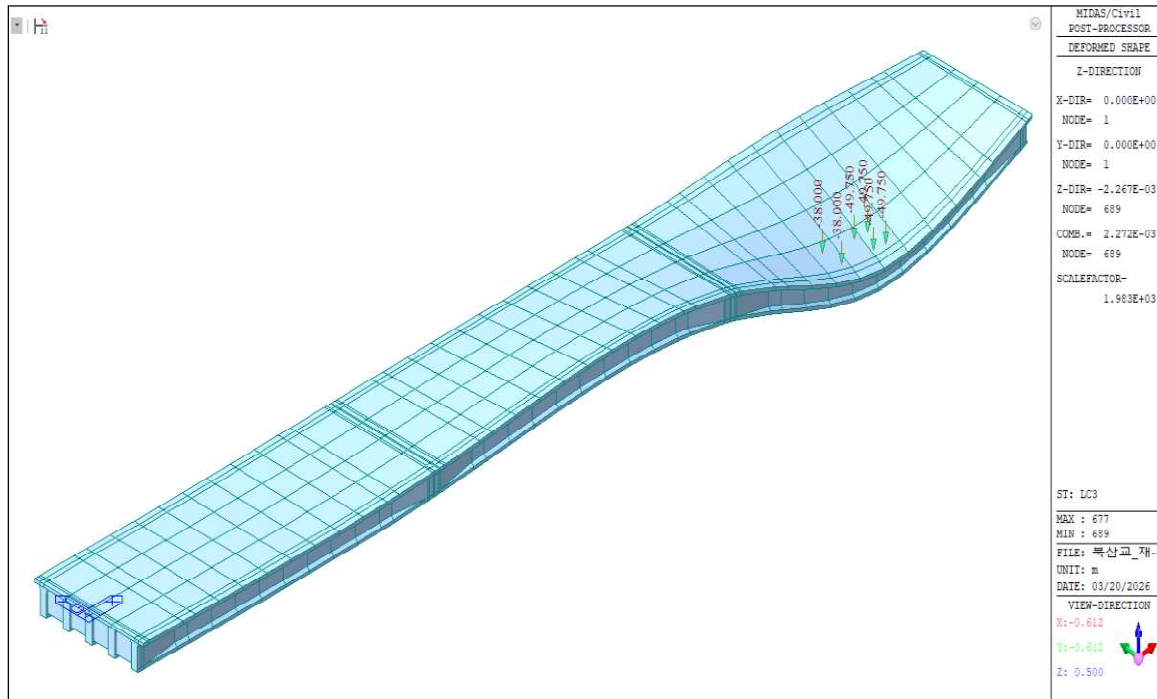
■ Case 1



■ Case 2

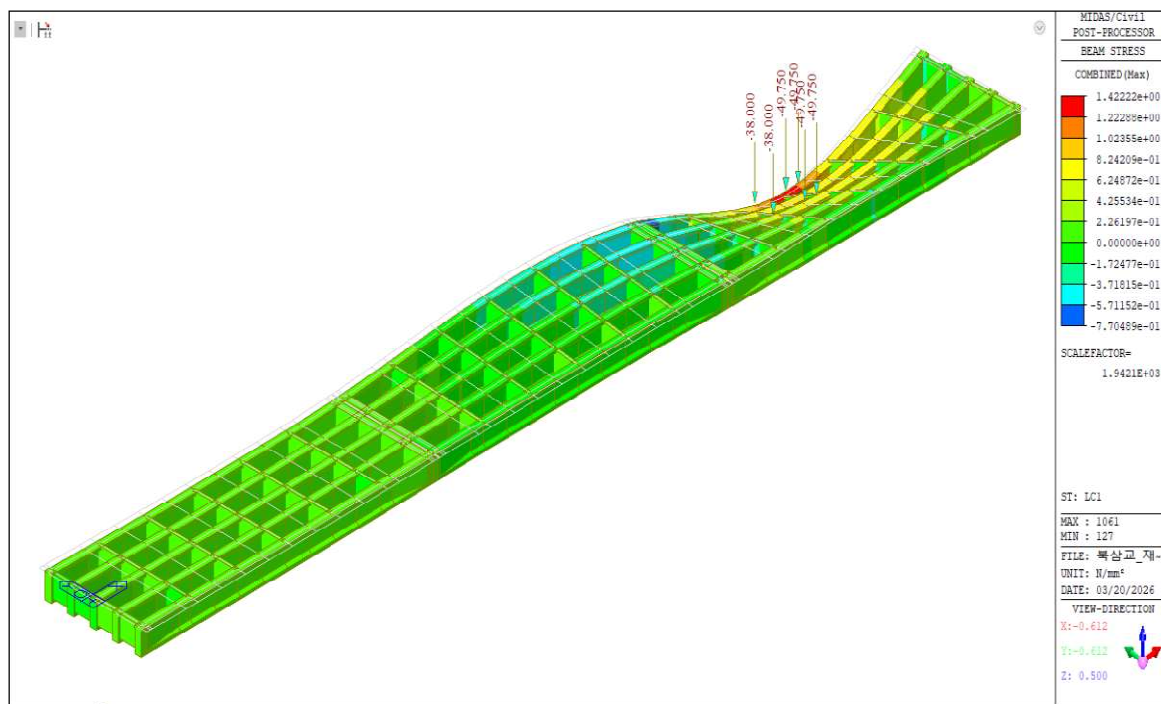


■ Case 3

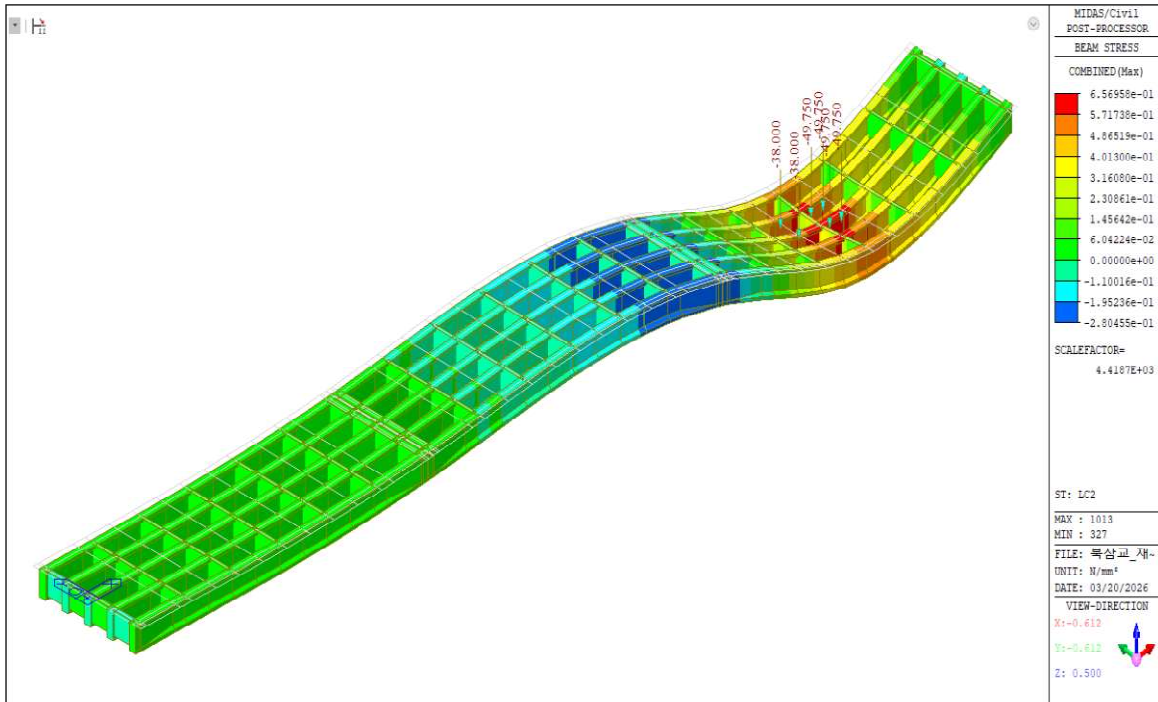


2) 재하 case별 응력도

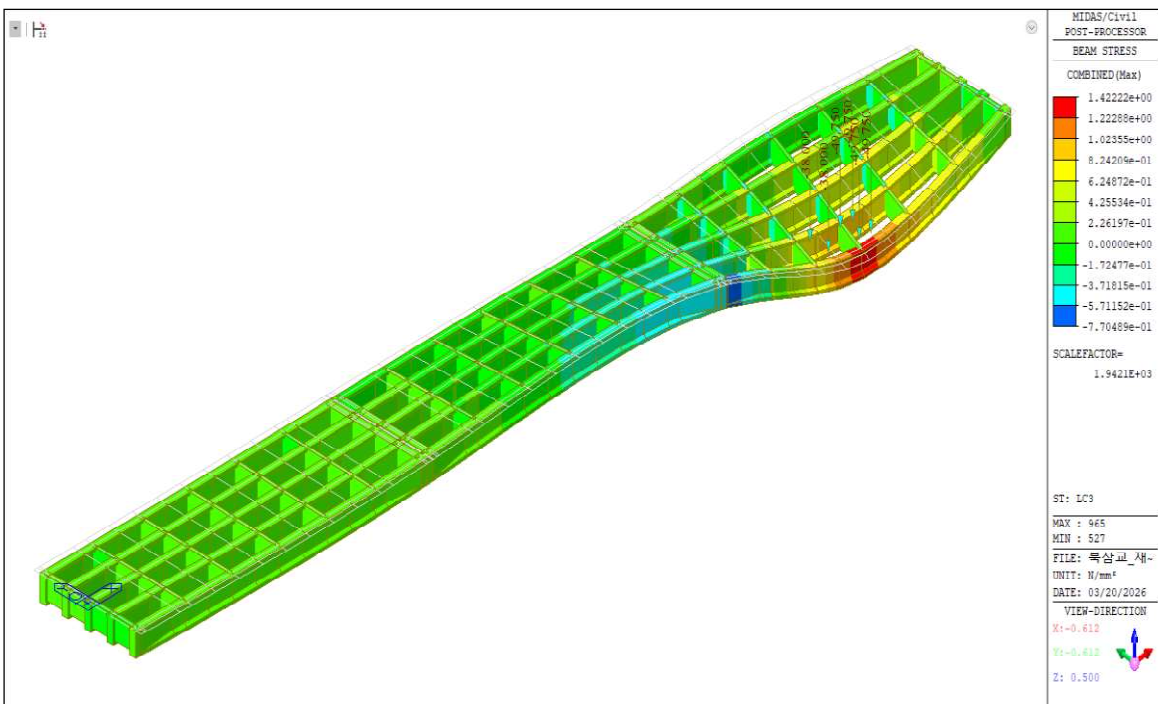
■ Case 1



■ Case 2



■ Case 3



3) 처짐 및 응력집계표

■ 처짐

하중재하	처짐(mm)					비고
	DT1	DT2	DT3	DT4	DT5	
L.C 1	2.049	1.496	0.934	0.408	-0.098	
L.C 2	0.918	0.965	0.998	0.965	0.918	
L.C 3	-0.098	0.408	0.934	1.496	2.049	

■ 응력

하중재하	응력(MPa)					비고
	ST1	ST2	ST3	ST4	ST5	
L.C 1	1.422	1.043	0.658	0.341	0.028	
L.C 2	0.527	0.629	0.657	0.629	0.527	
L.C 3	0.028	0.341	0.658	1.043	1.422	

2. 재하시험에 의한 실측처짐 및 변형률

■ 처짐

하중재하	처짐(mm)					비고
	DT1	DT2	DT3	DT4	DT5	
L.C 1	1.415	1.050	0.658	0.297	-0.074	(+하향, -상향)
L.C 2	0.570	0.646	0.747	0.729	0.691	
L.C 3	-0.077	0.302	0.672	1.074	1.399	

■ 응력

하중재하	응력(MPa)					비고
	ST1	ST2	ST3	ST4	ST5	
L.C 1	39.588	27.355	17.085	7.531	0.331	(+ 인장, -압축)
L.C 2	15.136	17.297	18.983	18.186	15.187	
L.C 3	-2.030	7.953	14.852	25.751	36.050	

3. 처짐 및 변형율 응답비산정

구분			처짐 및 변형율					비 고
			G1	G2	G3	G4	G5	
처짐	LC1	실측(mm)	1.415	1.050	0.658	0.297	-0.074	최저응답비 외측빔 : 1.448
		이론(mm)	2.049	1.496	0.934	0.408	-0.098	
		응답비	1.448	1.424	1.419	1.373	-	
	LC2	실측(mm)	0.570	0.646	0.747	0.729	0.691	내측빔 : 1.323
		이론(mm)	0.918	0.965	0.998	0.965	0.918	
		응답비	1.610	1.493	1.336	1.323	1.328	
	LC3	실측(mm)	-0.077	0.302	0.672	1.074	1.399	
		이론(mm)	-0.098	0.408	0.934	1.496	2.049	
		응답비	-	1.350	1.389	1.392	1.464	
변형율	LC1	실측($\mu\epsilon$)	39.588	27.355	17.085	7.531	0.331	최저응답비: G1 : 1.197
		이론($\mu\epsilon$)	47.423	34.784	21.944	11.372	0.933	
		응답비	1.197	1.271	1.284	1.510	2.818	
	LC2	실측($\mu\epsilon$)	15.136	17.297	18.983	18.186	15.187	G2 : 1.153
		이론($\mu\epsilon$)	17.575	20.977	21.91	20.977	17.575	
		응답비	1.161	1.212	1.154	1.153	1.157	
	LC3	실측($\mu\epsilon$)	-2.030	7.953	14.852	25.751	36.050	
		이론($\mu\epsilon$)	0.933	11.372	21.944	34.784	47.423	
		응답비	-	1.429	1.477	1.350	1.315	

(처짐 : + 하향, - 상향)

(변형율 : + 인장, - 압축)

4. 응답보정계수 산정

1) 금회 충격계수 응답비 산정

구 분	계산치(A)	실측치(B)	(1+A) / (1+B)	비 고
S3	0.217	0.175	1.035	

2) 금회 응답보정계수(Ks) 산정

구 분			처짐 및 변형율 응답비	충격계수비	응답보정계 수 (Ks)	비 고
S3	처짐	외측빔	1.448	1.035	1.499	
		내측빔	1.323	1.035	1.369	
	변형율	외측빔	1.197	1.035	1.238	
		내측빔	1.153	1.035	1.193	

3) 기존진단과 안전성평가 및 기본내하력 비교

구분		소요강도 (kN.m, Mpa)	설계강도 (kN.m, Mpa)	안전율	기본내하력	비고
금회(2026)	바닥판(좌측)	19.183	95.157	4.960	-	
	바닥판(중앙부)	51.884	100.559	1.938	1.989	
	외측빔	8.173	18.000	2.202	2.730	최소안전율
	내측빔	9.074	18.000	1.983	2.858	최소안전율
전차진단 (2020)	바닥판(좌측)	12.300	95.200	7.740	-	
	바닥판(중앙부)	51.900	100.600	1.938	1.989	
	외측빔	8.783	18.000	2.049	2.222	최소안전율
	내측빔	8.385	18.000	2.147	2.499	최소안전율

4) 기본내하력(바닥판)

구분		φMn (kN·m)	Md (kN·m)	ML(1+i) (kN·m)	기본내하율	비고
금회(2026)	바닥판(좌측)	활하중에 의한 영향 없음			-	
	바닥판(중앙부)	100.559	1.3×2.071	2.15×22.880	1.989	
전차진단 (2020)	바닥판(좌측)	활하중에 의한 영향 없음			-	
	바닥판(중앙부)	100.559	1.3×2.071	2.15×22.880	1.989	

5) 전차진단(2020) 응답보정계수

① 충격계수 응답비

구 분	계산치(A)	실측치(B)	$(1+A) / (1+B)$	비고
S3	0.217	0.164	1.046	

② 응답보정계수 (Ks)

구 분			처짐 및 변형율 응답비	충격계수비	응답보정계수 (Ks)	비 고
S3	처짐	외측빔	1.290	1.046	1.348	
		내측빔	1.290	1.046	1.348	
	변형율	외측빔	미검토	미검토	미검토	
		내측빔	미검토	미검토	미검토	

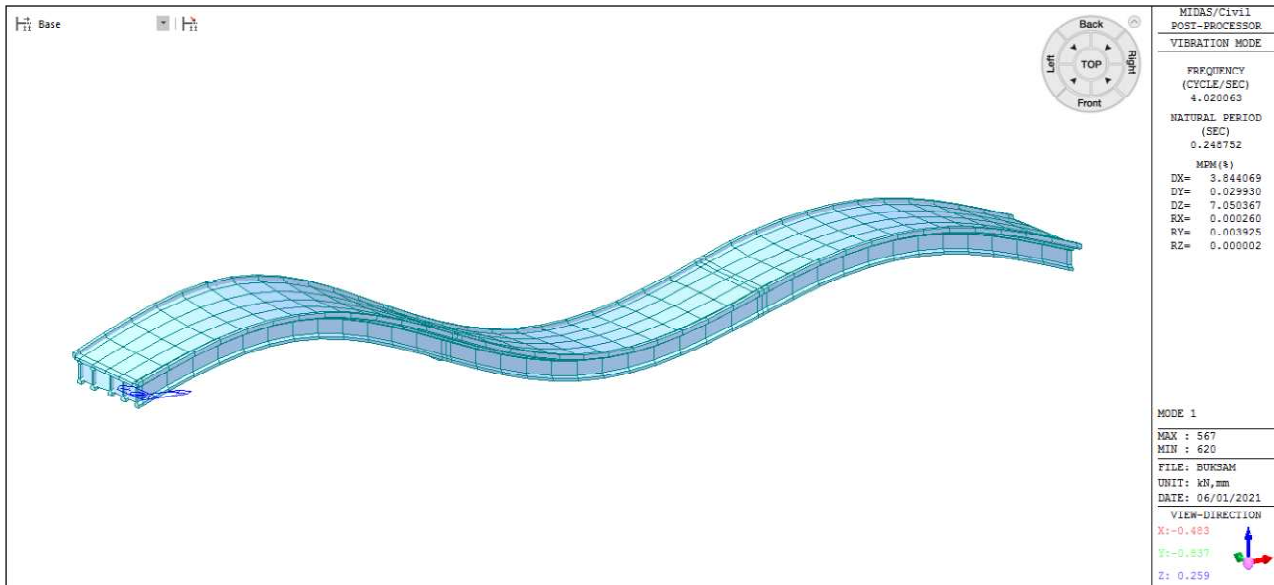
※ 처짐응답비는 외측, 내측빔 구분없이 응답비 중 최저값을 대표값으로 선정하였음.

5. 고유진동수

1) 기진단(2020) 이론 고유진동수

① 종방향 1차 힘모드

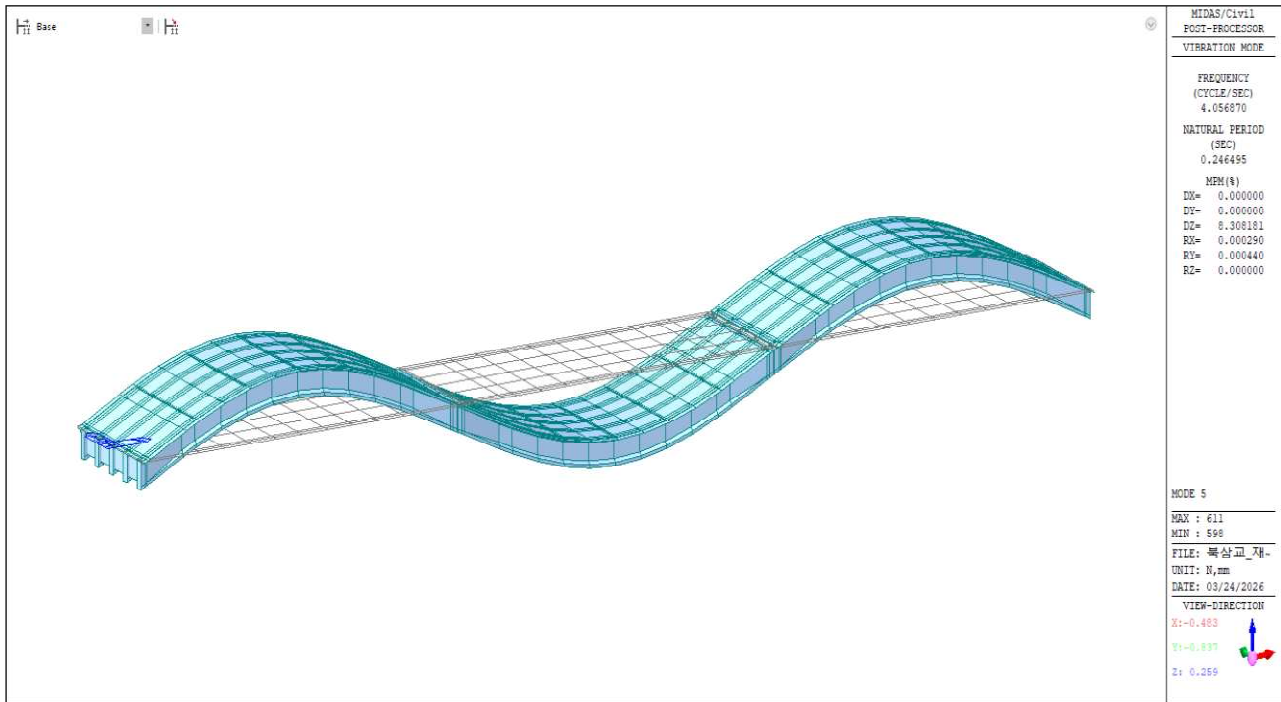
모드 1 : 4.020 Hz (종방향 힘모드 질량참여율 : 7.05 %)



2) 금회 이론고유진동수 분석결과

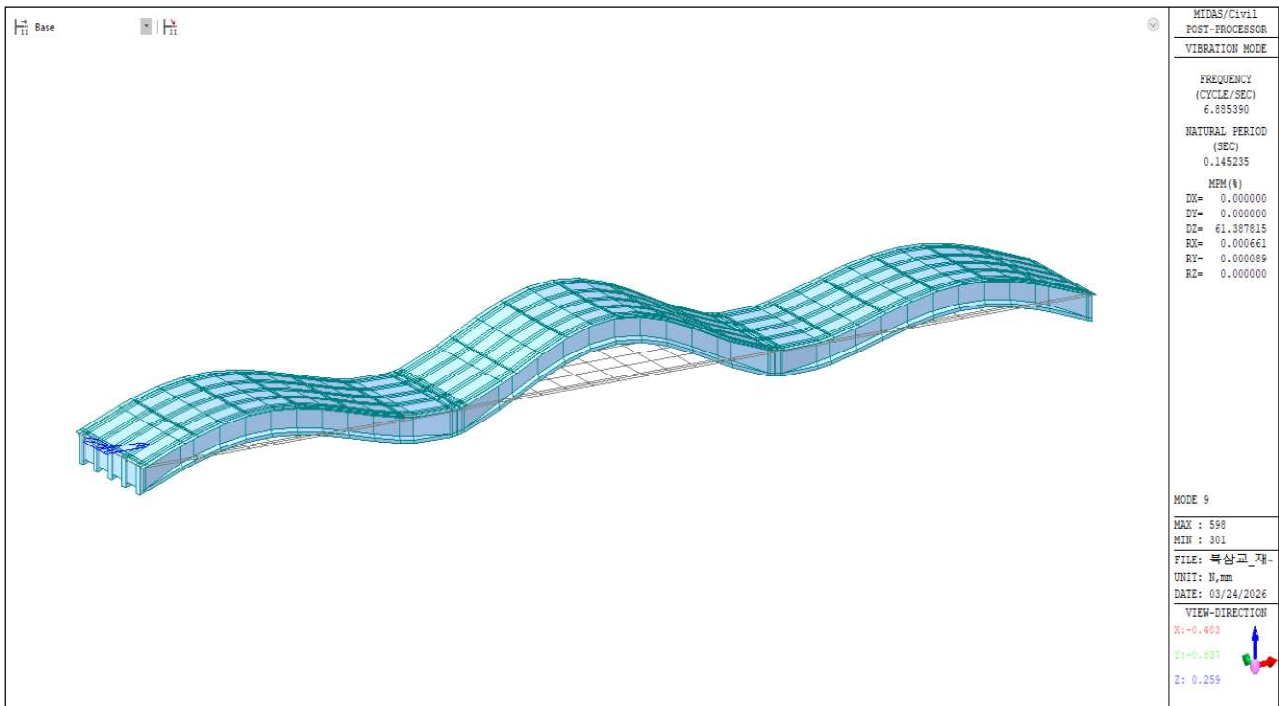
① 종방향 1차 힘모드

모드 5 : 4.056 Hz (종방향 Dz힘모드 질량참여율 8.31 %)



② 종방향 2차 힘모드

모드 9 : 6.885 Hz (종방향 Ry힘모드 질량참여율 61.39 %)



- 금회 이론고유진동수 분석결과, 종방향 1차 휨모드는 질량참여율 8.31%, 고유진동수 4.056 Hz로 분석되었고, 종방향 2차 휨모드는 질량참여율 61.39%, 고유진동수 6.885Hz로 분석되었다.
- 따라서, 북삼교의 이론고유진동수는 실측치(4.6~5.0Hz)와 유사한 종방향 1차 휨모드의 고유진동수 4.056 Hz로 선정하는 것이 타당한 것으로 판단된다.
- 기 진단대비 이론고유진동수는 유사하게 분석되었으며, 미세한차이는 모델링시 강성 및 질량 등의 차이에 의한 것으로 판단된다.
- 금회진단의 경우 종방향 1차 휨모드가 모드 5에서 발생하였으나, 기 진단의 경우는 모드 1에서 발생하였다. 그 사유는 탄성받침의 지점경계조건은 연직방향, 수평방향의 스프링강성 제원을 적용하여야 하나, 기 진단의 경우는 받침의 가동 및 고정 상태를 고려한 힌지롤러의 Support경계조건으로 설정하였기 때문이다.

쇄굴방지용 사석채움

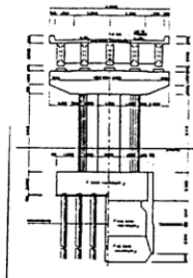
◎ 세굴검토

▶ 하 폭 B ; 510.0M , 유 속 V = 2.25m/sec , n = 0.029

▶ 수 심 : 유 심 부 H = 14.0M

고수부지 H = 10.0M

단 면 도



유효교각폭

$$\text{유 심 부 } D = \frac{10 \times 1.8 + 6.0 \times 4}{14} = 3.0\text{M}$$

$$\text{고수부지 } D = 1.8\text{M}$$

1) 세굴예상깊이 (Zs)

a) LAURSEN 추정법

$$Zs = \frac{b}{ds} \cdot Ks \cdot Kal \cdot KI$$

여기서, Zs = 세굴예상깊이

$$\frac{b}{ds} = \text{도표 21-10에서 } y_o/b \text{일 때 } ds/b$$

Ks = 교각형상에 대한 계수

Kal = 흐름각도에 의한 계수

KI = 토사의 소류상태에 의한 계수

i) 유 심 부

$$y_o = 14.0M, \quad b = 3.0M, \quad y_o/b = 4.67$$

ii) 교수부지

$$y_o = 10.0M, \quad b = 1.8M, \quad y_o/b = 5.56$$

$$\text{도표 21-10에서 } y_o/b = 4.67 \text{ 일 때 } ds/b = 2.3M$$

$$y_o/b = 5.56 \text{ 일 때 } ds/b = 2.5M$$

$$K_s = 0.9 \text{ (반원형일 경우) } \quad \text{표 21-7}$$

$$K_{a1} = 1.0 \text{ (0° 일 때) } \quad \text{도표 21-11}$$

하상입자의 직경을 $d = 1.0\text{cm}$ 로 가정

$$\begin{aligned} \text{침강속도 } W_o &= 73.2 \times d^{0.5} \\ &= 73.2 \times 1^{0.5} \\ &= 73.2\text{cm/sec} \end{aligned}$$

$$\sqrt{g \cdot y_o \cdot I} / W_o = \frac{\sqrt{9.8 \times 3.31 \times \frac{1}{1099}}}{73.2}$$

$$= 0.0091 < 1/2 \text{ 이므로 } K_I = 1$$

$$Z_s = 2.3 \times 0.9 \times 1.0 \times 1.0 = 2.07M \text{ (유 심 부)}$$

$$Z_s = 2.5 \times 0.9 \times 1.0 \times 1.0 = 2.25M \text{ (교수부지)}$$

b) Qureshi 공식

$$Z_s = \{1.8(h/D)^{0.75} - h/D\}D$$

여기서, $h = 14.0$ $D = 3.0$ 일 경우 (유심부)

$$\begin{aligned} &= \{1.8(14.0/3.0)^{0.75} - 14/3.0\} \times 3.0 \\ &= 3.14M \end{aligned}$$

여기서, $h = 10.0M$ $b = 1.8M$ (교수부지)

$$\begin{aligned} &= \{1.8(10/1.8)^{0.75} - 10/1.8\} \times 1.8 \\ &= 1.72M \end{aligned}$$

c) Poona 공식

$$Z_s = 2.315(q\%/D)^{0.78} - 0.3048h$$

여기서, $h = 14.0$ $D = 3.0$

$$q = 2.25 \times 14 = 31.5 \text{ m}^2/\text{sec} \text{ (유심부)}$$

$$\begin{aligned} &= 2.315(31.5\%/3.0)^{0.78} - 0.3048 \times 14 \\ &= 1.64M \end{aligned}$$

여기서, $h = 10.0$ $b = 1.8M$

$$q = 2.25 \times 10 = 22.5 \text{ m}^2/\text{sec} \text{ (교수부지)}$$

$$\begin{aligned} &= 2.315(22.5\%/3.0)^{0.78} - 0.3048 \times 10 \\ &= 1.91M \end{aligned}$$

	LAURSEA 추정법	Qureshi 공식	Poona 공식
유심부	2.07	3.14	1.64
교수부지	2.25	1.72	1.91

$$\text{유심부} \quad \frac{2.07+3.14+1.64}{3} = 2.28$$

따라서 $Z_s = 2.50M$ 적용

$$\text{교수부지} \quad \frac{2.25+1.72+1.91}{3} = 1.98$$

따라서 $Z_s = 2.00M$ 적용

2) 세굴범위

$$bs = 3.57Z_s + b \quad (\text{수자원학회 학술논문집 PP48-53})$$

유심부의 경우 $Z_s = 2.28$ $b = 6.0$ 이므로

$$bs = 3.57 \times 2.28 + 6.0 = 14.13M \rightarrow 14.50M$$

교수부지의 경우 $Z_s = 1.98$ $b = 1.8$

$$bs = 3.57 \times 1.98 + 1.8 = 8.94M \rightarrow 9.0M$$

3) 사석직경 (Dp)

$$D_p = \frac{0.795V_o^{2.25}b^{0.15}}{(S_s-1)^{1.12}g^{1.12}y_o^{0.27}} \quad (\text{수자원학회 학술논문집 PP48-53})$$

V_o : 교각직상류부 유속 (m/sec) 1.3 V_o

y_o : 교각직상류부 수심

b : 교각폭

저수로의 경우 $b = 3.0$ $h = 14.0$

$$D_p = \frac{0.795 \times (1.3 \times 2.25)^{2.25} \times 3.0^{0.15}}{(2.65-1)^{1.12} \times 9.8^{1.12} \times 14.0^{0.27}} = 0.227M$$

고수부지의 경우 $b = 1.8$ $h = 10.0$

$$Dp = \frac{0.795 \times (1.3 \times 2.25)^{2.38} \times 1.8^{0.15}}{(2.65 - 1)^{1.12} \times 9.8^{1.12} \times 10.0^{0.27}} = 0.23M$$

따라서 $Dp = 0.25M$

$$\text{중량 } Wp = 0.25 \times 0.25 \times 0.25 \times 2650$$

$$= 41.40 \approx 50.0 \text{ kg}$$