

1. 설계조건

1.1 상부형식

교 량 형 식	PSC BEAM교
교 량 연 장	$35.093 + 34.986 + 34.986 + 35.198 = 140.263 \text{ m}$
교 량 폭 원	12.625 m
사 각	90.000

1.2 하중조건

1) 고정하중

철근 콘크리트 단위중량	$W_{sc} = 25.00 \text{ kN/m}^3$
무근 콘크리트 단위중량	$W_c = 23.50 \text{ kN/m}^3$
포 장 단위중량	$W_a = 23.50 \text{ kN/m}^3$

2) 활하중

1 등 교	DB - 24, DL - 24
충 격 계 수	$I = \frac{15}{40 + L} \leq 0.30$

1.3 사용재료 및 설계강도

1) PSC BEAM (POST - TENSION)

(도.설 4.6.3.3)

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck})	40.00 MPa (도.설 4.6.1.3)
철근 항복강도 (f_y)	300.00 MPa (도.설 4.6.1.4)
프리스트레스 도입시 압축강도(f_{ci})	32.00 MPa
프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(E_{ci})	27032.90 MPa
허 용 응 력	① 프리스트레스 도입 직후의 응력 (크리프, 건조수축 손실전) - 허용휨 압축응력 : $0.60 (f_{ci}) = 19.200 \text{ MPa}$ - 허용휨 인장응력 : $0.25 \sqrt{(f_{ci})} = 1.414 \text{ MPa}$
	② 설계 하중 작용시 (손실후) - 허용휨 압축응력 : $0.45 (f_{ck}) = 18.000 \text{ MPa}$ - 허용휨 인장응력 : $0.5 \sqrt{(f_{ck})} = 3.162 \text{ MPa}$
	균 열 응 력 $0.63 \sqrt{(f_{ck})} = 3.984 \text{ MPa}$
	CREEP 계수 (ψ) 3.0 (28일 기준) (도.설 4.2.3.3)
콘크리트 탄성계수 (E_{pc})	30891.00 MPa (도.설 4.2.3.1)
철근 탄성계수 (E_{ps})	200000.00 MPa (도.설 4.2.3.2)

2) P.S 강선 (12.7mm 7연선)

(도.설 4.6.3.3)

극한강도 (f_{pu})		1900.0 MPa	
항복응력 (f_{py})		1600.0 MPa	
JACK에 의한 최대긴장응력	$0.90 \cdot f_{py} = 0.90 \times 1600 =$	1440.0 MPa	
PRESTRESS 도입직후	$0.83 \cdot f_{py} = 0.83 \times 1600 =$	1328.0 MPa	
설계하중 작용시(손실후 사용하중)	$0.80 \cdot f_{py} = 0.80 \times 1600 =$	1280.0 MPa	
탄성계수 (E_{ps})		200000.0 MPa	(도.설 4.2.3.2)
파상마찰계수 (k)		0.005 1/m	(도.설 4.6.3.4)
곡률마찰계수 (μ)		0.250 1/rad	(도.설 4.6.3.4)
건조수축률		0.0002 (28일 기준)	(도.설 2.1.7)
릴랙세이션 (γ)		5.0 %	(도.설 2.3.3)
정착장치의 활동량 (시점부)		6.0 mm	
정착장치의 활동량 (종점부)		6.0 mm	

3) SLAB 및 가로보 콘크리트

(도.설 4.5.2.1)

설계기준 강도 (f_{ck})	SLAB		27.00 MPa	
	가로보		27.00 MPa	
허용 휨 압축강도 (f_{ca})	SLAB	$0.4 \cdot f_{ck} = 0.40 \times 27 =$	10.80 MPa	
	가로보	$0.4 \cdot f_{ck} = 0.40 \times 27 =$	10.80 MPa	
바닥판 콘크리트 허용 휨 인장강도 (f_{ta})		$0.13 \sqrt{f_{ck}} = 0.13 \times \sqrt{27} =$	0.68 MPa	
탄성계수	SLAB (E_{sc})		27804.00 MPa	
	가로보 (E_{cs})		27804.00 MPa	

4) SLAB 및 가로보 철근

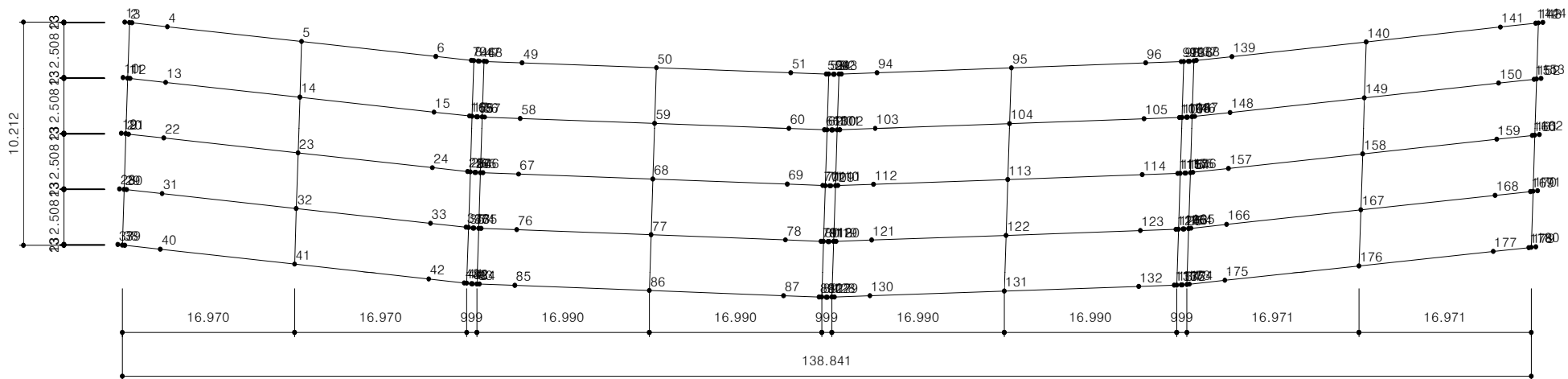
항복강도 (f_y)	SLAB		400.00 MPa	
	가로보		300.00 MPa	
탄성계수	SLAB (E_{ss})		200000.00 MPa	
	가로보 (E_{cs})		200000.00 MPa	

1.4 참고문헌

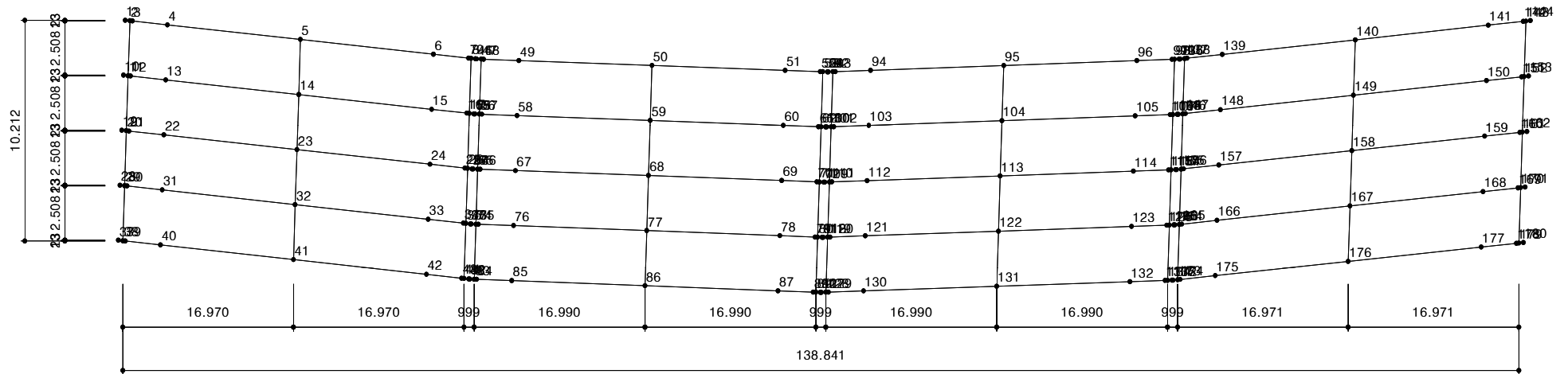
- 1) 도로교 설계 기준 (한국도로교통협회, 2010) (도.설.기)
- 2) 도로교 설계기준 해설편 (대한토목학회, 2008) (도.설.해)
- 3) 콘크리트 구조 설계 기준 (한국콘크리트학회, 2007) (콘.설)
- 4) 도로설계요령 (한국도로공사, 2009) (도.요)
- 5) 도로설계편람 (건설교통부, 2008) (도.편)

2. 모 델 링

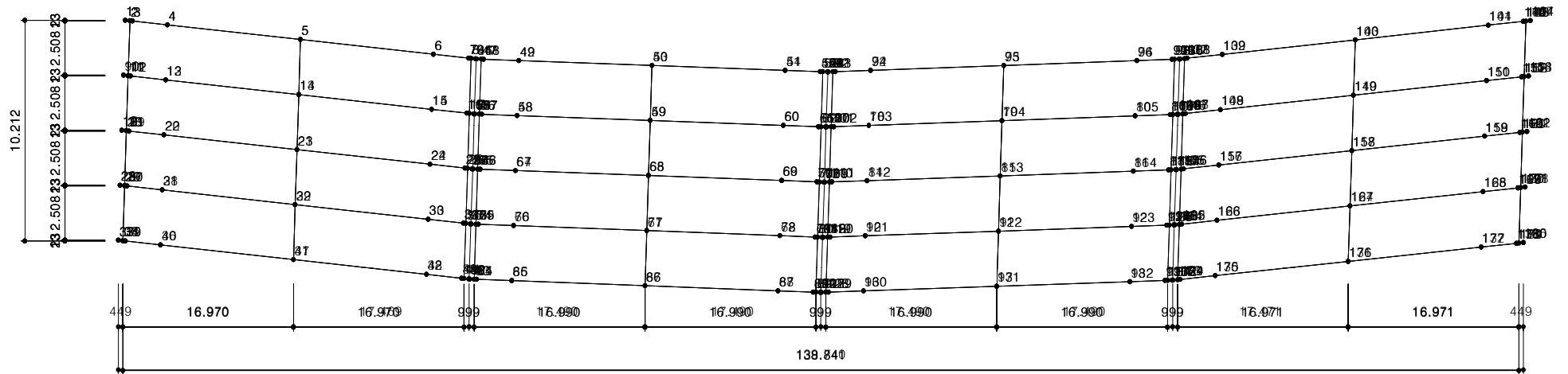
2.1 합성전 모델링



2.2 합성후 모델링

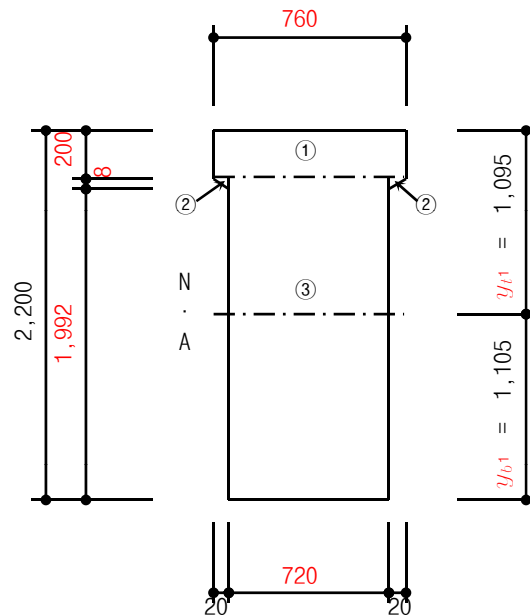


2.3 활하중 모델링



3. 단면 계수 산정 (격자해석)

1) Beam 단부 종단면



(단위:mm)

번 호	b	h	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
① (□)	760	200	152000	100	15200000	995	150449078560	506666667
② (△)	20	8	160	203	32427	892	127368627	569
③ (□)	720	2000	1440000	1200	1728000000	-105	15910733236	480000000000
계			1592160		1743232427		166487180423	480506667236

$$y_{t1} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{1743232426.67}{1592160.00} = 1094.885 \text{ mm}$$

$$y_{b1} = 1094.89 - 2200.00 = -1105.115 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \sum (I_o + A \times y'^2) = 480506667235.56 + 166487180422.83 = 646993847658.383 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t1} = \frac{I_{33}}{y_{t1}} = \frac{646993847658.38}{1094.89} = 590923911.654 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b1} = \frac{I_{33}}{y_{b1}} = \frac{646993847658.38}{1105.11} = 585453972.834 \text{ mm}^3$$

$$r_1^2 = \frac{I_{33}}{A} = \frac{646993847658.38}{1592160.00} = 406362.330 \text{ mm}^2$$

(단위:mm)

번 호	b	h	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
① (□)	760	200	152000	0	0	0	0	7316266667
② (△)	20	8	80	-367	-29333	367	10755556	1778
	20	8	80	367	29333	-367	10755556	1778
③ (□)	720	2000	1440000	0	0	0	0	622080000000
계			1592160		0		21511111	69524270222

$$x_{e1} = \frac{\sum A}{1592160.00} = 0.000 \text{ mm}$$

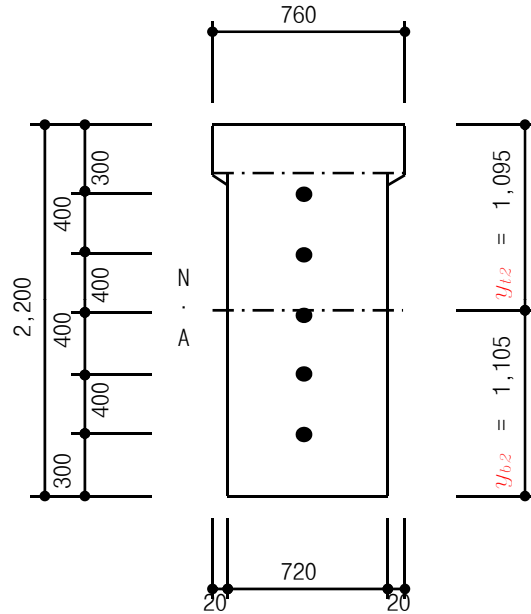
$$I_{22} = \sum (I_o + A \times x^2)$$

$$= 69524270222.22 + 21511111.11 = 69545781333.333 \text{ mm}^4$$

- 비틀림 상수

$$K = \sum (b \times t^3) / 3$$

$$= (2,000.0 \times 720.0^3 + 760.0 \times 200.0^3) / 3 = 25085866666.667 \text{ mm}^4$$



강선번호	X좌표	Y좌표
1	0.00	1900.00
2	0.00	1500.00
3	0.00	1100.00
4	0.00	700.00
5	0.00	300.00

※ SHEATH ϕ 66 (A = 3,421.2 mm²)

(단위 :mm)

번 호	수량	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
총단면		1592160	1095	1743232427	0	4913	646993847658
1번 SHEATH	1	-3421	300	-1026358	795	-2161353862	
2번 SHEATH	1	-3421	700	-2394836	395	-533331556	
3번 SHEATH	1	-3421	1100	-3763314	-5	-91457	
4번 SHEATH	1	-3421	1500	-5131792	-405	-561633566	
5번 SHEATH	1	-3421	1900	-6500269	-805	-2217957884	
계	5	1575054		1724415857		-5474363412	646993847658

$$y_{t2} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{1724415857.47}{1575054.03} = 1094.830 \text{ mm}$$

$$y_{b2} = 1094.83 - 2200.00 = -1105.170 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \sum (I_o + A \times y'^2) = 646993847658.38 + -5474363411.51 = 641519484246.873 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t2} = \frac{I_{33}}{y_{t2}} = \frac{641519484246.87}{1094.83} = 585953697.496 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b2} = \frac{I_{33}}{y_{b2}} = \frac{641519484246.87}{1105.17} = 580471134.538 \text{ mm}^3$$

$$e_{p2} = 1105.17 - 1100.00 = 5.170 \text{ mm}$$

$$Z_{p2} = \frac{I_{33}}{e_{p2}} = \frac{641519484246.87}{5.17} = 124076717473.435 \text{ mm}^3$$

※ SHEATH ϕ 66 (A = 3,421.2 mm²)

(단위 :mm)

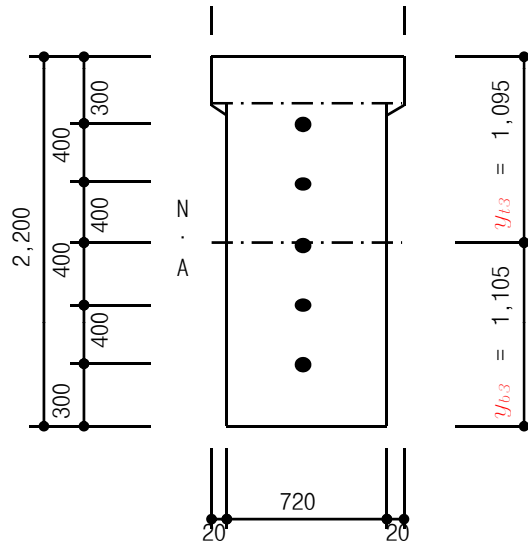
번 호	수량	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
-----	----	---	---	-----	----	-------------------	----------------

1번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
2번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
3번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
4번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
5번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
계	5	1575054		0		0	69545781333

$$x_{e2} = \frac{\sum (A \times x)}{\sum A} = \frac{0.00}{1575054.03} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \sum (I_o + A \times x'^2) = 69545781333.33 + 0.00 = 69545781333.333 \text{ mm}^4$$

3) Beam 단부 P.S 강연선 환산단면



※ 강연선 ϕ 12.7 $\times$ 12 ea = 98.71 $\times$ 12.00 = 1184.52 mm²
 $n_p = E_{pss} / E_{pc} = 200000.00 / 30891.00 = 6.47$
 강연선 환산단면적 = 1184.52 $\times$ 6.47 = 7669.03 mm²

(단위:mm)

번 호	수량	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
총단면		1575054	1095	1724415857	0	23783	641519484247
강 연 선	5	38345	1100	42179664	-5	976915	
계	5	1613399		1766595521		1000698	641519484247

$$y_{t3} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{1766595521.45}{1613399.18} = 1094.953 \text{ mm}$$

$$y_{b3} = 1094.95 - 2200.00 = -1105.047 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \sum (I_o + A \times y'^2) = 641519484246.87 + 1000698.31 = 641520484945.184 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t3} = \frac{I_{33}}{y_{t3}} = \frac{641520484945.18}{1094.95} = 585888852.270 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b3} = \frac{I_{33}}{y_{b3}} = \frac{641520484945.18}{1105.05} = 580536588.861 \text{ mm}^3$$

$$e_{p3} = 1105.05 - 1100.00 = 5.047 \text{ mm}$$

$$Z_{p3} = \frac{I_{33}}{e_{p3}} = \frac{641520484945.18}{5.05} = 127097599557.410 \text{ mm}^3$$

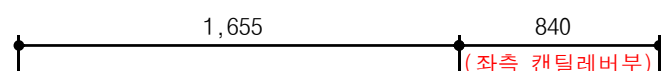
(단위:mm)

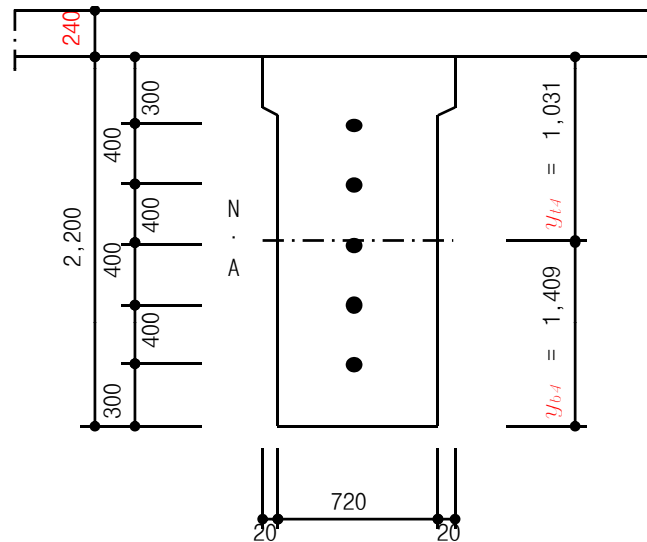
번 호	수량	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
총단면		1575054	0	0	0	0	69545781333
강 연 선	5	38345	0	0	0	0	

$x_{e3} = \frac{\sum (A \times x)}{\sum A} = \frac{0.00}{1613399.18}$ $I_{22} = \sum (I_o + A \times x^2)$ $= 69545781333.33 + 0.00$	$= 0.000 \text{ mm}$ $= 69545781333.333 \text{ mm}^4$
--	---

4) Beam 단부 슬래브 환산단면

(1) 외측 BEAM (G1 : 비대칭)





- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 배치 간격 : 2.55 m
- 캔틸레버 길이 : 1.22 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (도.설 4.2.2.6)

$$\text{복부+돌출길이 } b_f = 1220 + 360 = 1580.17 \text{ mm}$$

$$\text{환산계수 } n_c = 27804 / 30891 = 0.90$$

- 유효폭 산정

$$\textcircled{1} \quad 6t + b_f = 6 \times 240 + 1580 = 3020.17 \text{ mm}$$

$$\textcircled{2} \quad l/12 + b_f = 34000 / 12 + 1580 = 4413.50 \text{ mm}$$

$$\textcircled{3} \quad l/2 + b_f = 1830 / 2 + 1580 = 2495.16 \text{ mm}$$

} 중 작은값 사용

$$\text{환산 유효폭 } B = 2495 \times 0.90 = 2245.81 \text{ mm}$$

$$A_{slab} = 2246 \times 240 = 538994.84 \text{ mm}^2$$

(단위 : mm)

번 호	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
PS강선 환산단면	1613399	1335	2153811324	-304	149343427738	641520484945
슬래브	538995	120	64679381	911	447036866802	2587175220
계	2152394		2218490704		596380294541	644107660166

$$y_{st} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{2218490704.46}{2152394.01} =$$

1030.708 mm : 바닥판 상단에서 도심
축까지의 거리

$$y_{t4} = 1030.71 - 240.00 =$$

790.708 mm : 거더상단에서 도심까지

$$y_{b4} = 1030.71 - 2440.00 =$$

-1409.292 mm : 도심에서 거더하단까지

$$I_{33} = \sum (I_o + A \times y'^2)$$

$$= 644107660165.57 + 596380294540.73 = 1240487954706.290 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1240487954706.29}{1030.71} =$$

1203529428.182 mm³

$$Z_{t4} = \frac{I_{33}}{y_{t4}} = \frac{1240487954706.29}{790.71} =$$

1568831028.001 mm³

$$I_{33} = 1240487954706.29$$

$$e_{p4} = 1409.29 - 1100.00 = 309.292 \text{ mm}$$

$$Z_{p4} = \frac{I_{33}}{e_{p4}} = \frac{1240487954706.29}{309.29} = 4010739916.933 \text{ mm}^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	A·x	x ²	A·x ²	I _o
PS강선 환산단면	1613399	0	0	0	0	69545781333
슬래브	538995	0	0	0	0	226542707854
계	2152394		0		0	296088489187

$$x_{e4} = \frac{\sum (A \times x)}{\sum A} = \frac{0.00}{2152394.01} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \sum (I_o + A \times x^2) = 296088489187.39 + 0.00 = 296088489187.391 \text{ mm}^4$$

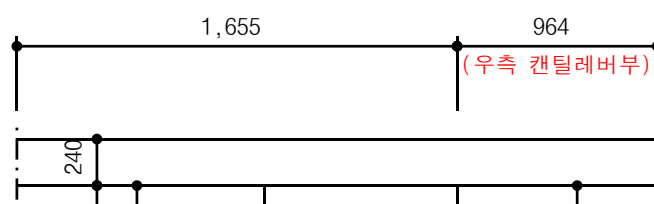
- 비틀림 상수

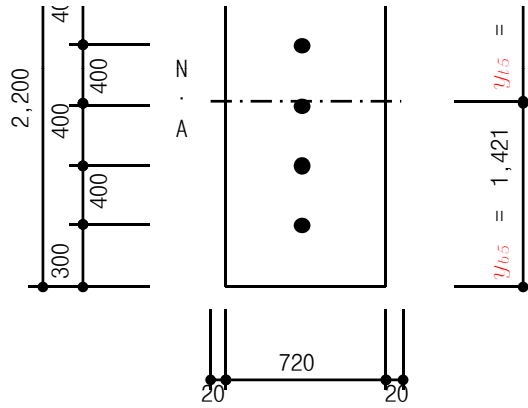
$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 250858666666.67 + (2,245.8 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 262356354730.667 \text{ mm}^4$$

(2) 외측 BEAM (G5 : 비대칭)





- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 배치 간격 : 2.55 m
- 캔틸레버 길이 : 1.34 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (도.설 4.2.2.6)

$$\text{복부+돌출길이 } b_f = 1344 + 360 = 1704.35 \text{ mm}$$

$$\text{환산계수 } n_c = 27804 / 30891 = 0.90$$

- 유효폭 산정

$$\textcircled{1} \quad 6t + b_f = 6 \times 240 + 1704 = 3144.35 \text{ mm}$$

$$\textcircled{2} \quad l/12 + b_f = 34000 / 12 + 1704 = 4537.69 \text{ mm}$$

$$\textcircled{3} \quad l/2 + b_f = 1830 / 2 + 1704 = 2619.34 \text{ mm}$$

} 중 작은값 사용

$$\text{환산 유효폭 } B = 2619 \times 0.90 = 2357.59 \text{ mm}$$

$$A_{slab} = 2358 \times 240 = 565820.61 \text{ mm}^2$$

(단위 : mm)

번 호	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
PS강선 환산단면	1613399	1335	2153811324	-315	160552070479	641520484945
슬래브	565821	120	67898473	899	457803365352	2715938917
계	2179220		2221709797		618355435832	644236423862

$$y_{st} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{2221709796.87}{2179219.78} = 1019.498 \text{ mm}$$

: 바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리

$$y_{t5} = 1019.50 - 240.00 = 779.498 \text{ mm}$$

: 거더상단에서 도심까지

$$y_{b5} = 1019.50 - 2440.00 = -1420.502 \text{ mm}$$

: 도심에서 거더하단까지

$$I_{33} = \sum (I_o + A \times y'^2)$$

$$= 644236423862.12 + 618355435831.76 = 1262591859693.880 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1262591859693.88}{1019.50} = 1238444897.084 \text{ mm}^3$$

$$Z_{t5} = \frac{I_{33}}{y_{t5}} = \frac{1262591859693.88}{779.50} = 1619750362.858 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b5} = \frac{I_{33}}{y_{b5}} = \frac{1262591859693.88}{1420.50} = 888834855.791 \text{ mm}^3$$

$$e_{p5} = 1420.50 - 1100.00 = 320.502 \text{ mm}$$

$$I_{22} = 1262591859693.88$$

(단위:mm)

번 호	A	x	A·x	x ²	A·x ²	I _o
PS강선 환산단면	1613399	0	0	0	0	69545781333
슬래브	565821	0	0	0	0	262079199125
계	2179220		0		0	331624980458

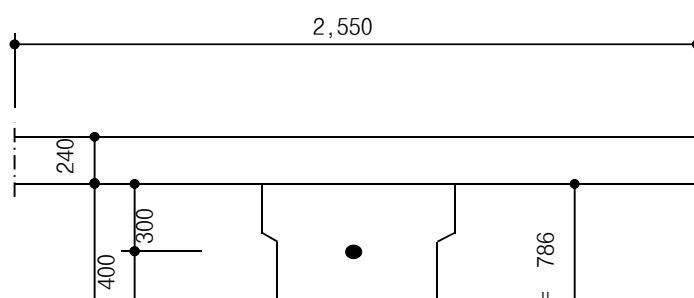
$$x_{e5} = \frac{\sum (A \times x)}{\sum A} = \frac{0.00}{2179219.78} = 0.000 \text{ mm}$$

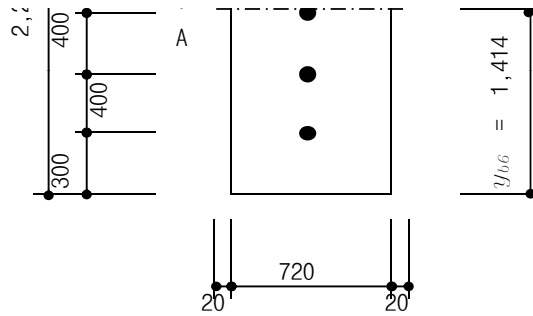
$$I_{22} = \sum (I_o + A \times x^2) \\ = 331624980458.37 + 0.00 = 331624980458.374 \text{ mm}^4$$

- 비틀림 상수

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c \\ = 25085866666.67 + (2,357.6 \times 240.0^3) / 3 / 0.900 \\ = 262928594602.667 \text{ mm}^4$$

(3) 내측 BEAM (G2 : 대칭)





- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m

- PSC BEAM 좌측 배치 간격 : 2.55 m

- PSC BEAM 우측 배치 간격 : 2.55 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (도.설 4.2.2.6)

$$\text{복부+돌출길이 } b_f = 2550 + 360 = 2910.00 \text{ mm}$$

$$\text{환산계수 } n_c = 27804 / 30891 = 0.90$$

- 유효폭 산정

$$\textcircled{1} 12t + b_w = 12 \times 240 + 720 = 3600.00 \text{ mm}$$

$$\textcircled{2} l_n = 2550 = 2550.00 \text{ mm}$$

$$\textcircled{3} \text{거더경간}/4 = 34000 / 4 = 8500.00 \text{ mm}$$

$$\text{환산 유효폭 } B = 2550 \times 0.90 = 2295.17 \text{ mm}$$

$$A_{slab} = 2295 \times 240 = 550841.60 \text{ mm}^2$$

(단위:mm)

번 호	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
PS강선 환산단면	1613399	1335	2153811324	-309	154277563579	641520484945
슬래브	550842	120	66100993	906	451874535534	2644039701
계	2164241		2219912316		606152099113	644164524646

$$y_{st} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{2219912316.47}{2164240.78} =$$

1025.723 mm : 바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리

$$y_{t6} = 1025.72 - 240.00 =$$

785.723 mm : 거더상단에서 도심까지

$$y_{b6} = 1025.72 - 2440.00 =$$

-1414.277 mm : 도심에서 거더하단까지

$$I_{33} = \sum (I_o + A \times y'^2)$$

$$= 644164524646.07 + 606152099112.80 = 1250316623758.870 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1250316623758.87}{1025.72} =$$

1218960860.192 mm³

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1250316623758.87}{785.72} =$$

1591293697.688 mm³

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1250316623758.87}{1414.28} =$$

884067928.743 mm³

$$e_{p6} = 1414.28 - 1100.00 =$$

314.277 mm

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1250316623758.87}{314.28} =$$

3978394976.859 mm³

(단위:mm)

PS강선 환산단면	1613399	0	0	0	0	69545781333
슬래브	550842	0	0	0	0	241811234427
계	2164241		0		0	311357015760

$$x_{e6} = \frac{\sum (A \times x)}{\sum A} = \frac{0.00}{2164240.78} = 0.000 \text{ mm}$$

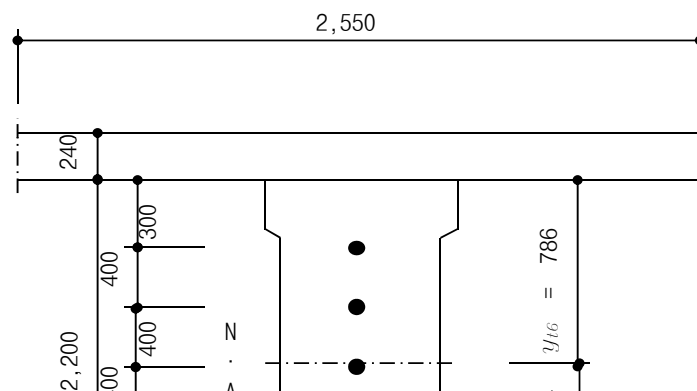
$$I_{22} = \sum (I_o + A \times x'^2) = 311357015760.34 + 0.00 = 311357015760.342 \text{ mm}^4$$

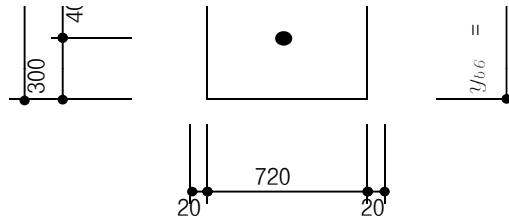
$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 250858666666.67 + (2,295.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 262609066666.667 \text{ mm}^4$$

(4) 내측 BEAM (G3 : 대칭)





- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 좌측 배치 간격 : 2.55 m
- PSC BEAM 우측 배치 간격 : 2.55 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (도.설 4.2.2.6)

$$\text{복부+돌출길이 } b_f = 2550 + 360 = 2910.00 \text{ mm}$$

$$\text{환산계수 } n_c = 27804 / 30891 = 0.90$$

- 유효폭 산정

$$\textcircled{1} 12t + b_w = 12 \times 240 + 720 = 3600.00 \text{ mm}$$

$$\textcircled{2} l_n = 2550 = 2550.00 \text{ mm}$$

$$\textcircled{3} \text{ 거더경간}/4 = 34000 / 4 = 8500.00 \text{ mm}$$

$$\text{환산 유효폭 } B = 2550 \times 0.90 = 2295.17 \text{ mm}$$

$$A_{slab} = 2295 \times 240 = 550841.60 \text{ mm}^2$$

(단위 : mm)

번 호	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
PS강선 환산단면	1613399	1335	2153811324	-309	154277563579	641520484945
슬래브	550842	120	66100993	906	451874535534	2644039701
계	2164241		2219912316		606152099113	644164524646

$$y_{st} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{2219912316.47}{2164240.78} = 1025.723 \text{ mm}$$

바닥판 상단에서 도심
축까지의 거리

$$y_{t6} = 1025.72 - 240.00 = 785.723 \text{ mm}$$

거더상단에서 도심까지

$$y_{b6} = 1025.72 - 2440.00 = -1414.277 \text{ mm}$$

도심에서 거더하단까지

$$I_{33} = \sum (I_o + A \times y'^2)$$

$$= 644164524646.07 + 606152099112.80 = 1250316623758.870 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1250316623758.87}{1025.72} = 1218960860.192 \text{ mm}^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1250316623758.87}{785.72} = 1591293697.688 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1250316623758.87}{1414.28} = 884067928.743 \text{ mm}^3$$

$$e_{p6} = 1414.28 - 1100.00 = 314.277 \text{ mm}$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1250316623758.87}{314.28} = 3978394976.859 \text{ mm}^3$$

(단위 : mm)

번 호	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
PS강선 환산단면	1613399	0	0	0	0	69545781333

계	2164241		0		0	311357015760
---	---------	--	---	--	---	--------------

$$x_{e6} = \frac{\sum (A \times x)}{\sum A} = \frac{0.00}{2164240.78} = 0.000 \text{ mm}$$

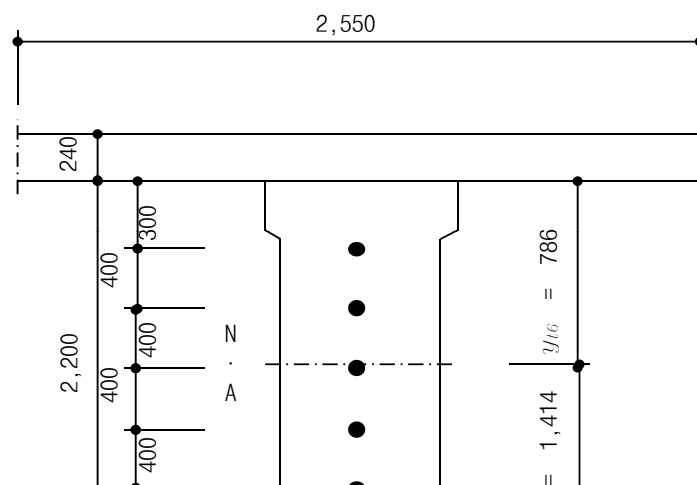
$$I_{22} = \sum (I_o + A \times x^2) = 311357015760.34 + 0.00 = 311357015760.342 \text{ mm}^4$$

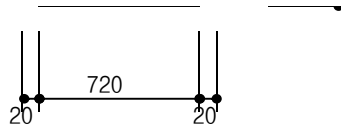
$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 25085866666.67 + (2,295.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 26260906666.667 \text{ mm}^4$$

(5) 내측 BEAM (G4 : 대칭)





- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 좌측 배치 간격 : 2.55 m
- PSC BEAM 우측 배치 간격 : 2.55 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (도.설 4.2.2.6)

$$\text{복부+돌출길이 } b_f = 2550 + 360 = 2910.00 \text{ mm}$$

$$\text{환산계수 } n_c = 27804 / 30891 = 0.90$$

- 유효폭 산정

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad 12t + b_{fw} &= 12 \times 240 + 720 = 3600.00 \text{ mm} \\ \textcircled{2} \quad l_n &= 2550 = 2550.00 \text{ mm} \\ \textcircled{3} \quad \text{거더경간}/4 &= 34000 / 4 = 8500.00 \text{ mm} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \textcircled{1} \quad 12t + b_{fw} &= 12 \times 240 + 720 = 3600.00 \text{ mm} \\ \textcircled{2} \quad l_n &= 2550 = 2550.00 \text{ mm} \\ \textcircled{3} \quad \text{거더경간}/4 &= 34000 / 4 = 8500.00 \text{ mm} \end{aligned}} \right\} \text{중 작은값 사용}$$

$$\text{환산 유효폭 } B = 2550 \times 0.90 = 2295.17 \text{ mm}$$

$$A_{slab} = 2295 \times 240 = 550841.60 \text{ mm}^2$$

(단위 : mm)

번 호	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
PS강선 환산단면	1613399	1335	2153811324	-309	154277563579	641520484945
슬래브	550842	120	66100993	906	451874535534	2644039701
계	2164241		2219912316		606152099113	644164524646

$$y_{st} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{2219912316.47}{2164240.78} = 1025.723 \text{ mm} : \text{바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리}$$

$$y_{t6} = 1025.72 - 240.00 = 785.723 \text{ mm} : \text{거더상단에서 도심까지}$$

$$y_{b6} = 1025.72 - 2440.00 = -1414.277 \text{ mm} : \text{도심에서 거더하단까지}$$

$$\begin{aligned} I_{33} &= \sum (I_o + A \times y'^2) \\ &= 644164524646.07 + 606152099112.80 = 1250316623758.870 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1250316623758.87}{1025.72} = 1218960860.192 \text{ mm}^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1250316623758.87}{785.72} = 1591293697.688 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1250316623758.87}{1414.28} = 884067928.743 \text{ mm}^3$$

$$e_{p6} = 1414.28 - 1100.00 = 314.277 \text{ mm}$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1250316623758.87}{314.28} = 3978394976.859 \text{ mm}^3$$

(단위 : mm)

번 호	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
PS강선 환산단면	1613399	0	0	0	0	69545781333
슬래브	550842	0	0	0	0	241811234427
계	2164241		0		0	311357015760

$$\begin{aligned}
 \omega_{e6} &= \frac{\Sigma A}{2164240.78} = 0.000 \text{ mm} \\
 I_{22} &= \Sigma (I_o + A \times x^2) \\
 &= 311357015760.34 + 0.00 = 311357015760.342 \text{ mm}^4 \\
 K_s &= K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c \\
 &= 250858666666.67 + (2,295.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900 \\
 &= 262609066666.667 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

5) 단면제원 정리

(단위:mm)

구 분	순 단 면	P.S 강연선 환산 단면적	바닥판 환산		
			외측 BEAM (G1)	외측 BEAM (G5)	내측 BEAM (G2)
A	1575054.03	1613399.18	2152394.01	2179219.78	2164240.78
y_{st}			1030.71	1019.50	1025.72
y_t	1094.83	1094.95	790.71	779.50	785.72
y_b	-1105.17	-1105.05	-1409.29	-1420.50	-1414.28
I_{33}	641519484246.87	641520484945.18	1240487954706.29	1262591859693.88	1250316623758.87
I_{22}	69545781333.33	69545781333.33	296088489187.39	331624980458.37	311357015760.34
Z_{st}			1203529428.18	1238444897.08	1218960860.19
Z_t	585953697.50	585888852.27	1568831028.00	1619750362.86	1591293697.69
Z_b	580471134.54	580536588.86	880220957.18	888834855.79	884067928.74
e_p	5.17	5.05	309.29	320.50	314.28
Z_p	124076717473.44	127097599557.41	4010739916.93	3939417254.85	3978394976.86
K	250858666666.67	250858666666.67	262356354730.67	262928594602.67	262609066666.67

(단위:mm)

구 분	바닥판 환산				
	내측 BEAM (G3)	내측 BEAM (G4)			
A	2164240.78	2164240.78			
y_{st}	1025.72	1025.72			
y_t	785.72	785.72			
y_b	-1414.28	-1414.28			
I_{33}	1250316623758.87	1250316623758.87			
I_{22}	311357015760.34	311357015760.34			
Z_{st}	1218960860.19	1218960860.19			
Z_t	1591293697.69	1591293697.69			
Z_b	884067928.74	884067928.74			
e_p	314.28	314.28			
Z_p	3978394976.86	3978394976.86			
K	262609066666.67	262609066666.67			

y_{st} : 바닥판 상면 ~ 도심축 (mm)

y_t : 거더 상면 ~ 도심축 (mm)

y_b : 도심축 ~ 거더 하면 (mm)

I_{33} : 단면 2차 모멘트 (mm⁴)

I_{22} : 단면 2차 모멘트 (mm⁴)

Z_t : 거더 상면에 대한 단면계수 (mm³)

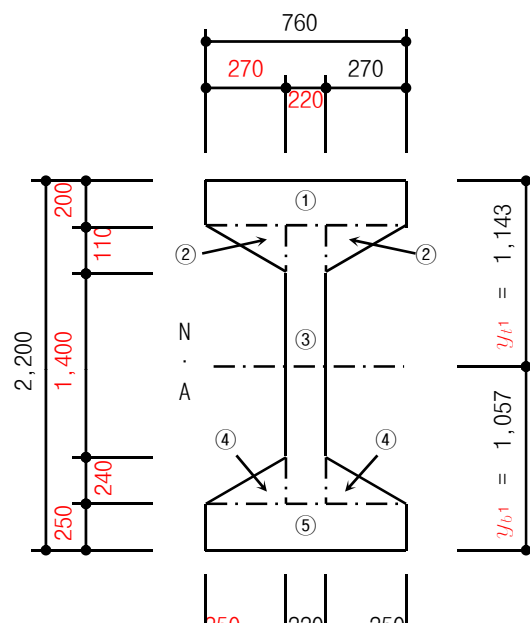
Z_b : 거더 하면에 대한 단면계수 (mm³)

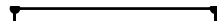
e_p : 도심축 ~ PS 강연선 도심 (mm)

Z_p : 강선 위치에 대한 단면계수 (mm³)

K : 비틀림 상수 (mm⁴)

6) Beam 중앙부 총단면





(단위:mm)

번 호	b	h	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
① (□)	760	200	152000	100	15200000	1043	165253189528	506666667
② (△)	270	110	29700	237	7029000	906	24379816544	19965000
③ (□)	220	1750	385000	1075	413875000	68	1763785480	98255208333
④ (△)	250	240	60000	1870	112200000	-727	31739225417	192000000
⑤ (□)	720	250	180000	2075	373500000	-932	156458022292	937500000
계			806700		921804000		379594039262	99911340000

$$y_{t1} = \frac{\Sigma (A \times y)}{\Sigma A} = \frac{921804000.00}{806700.00} = 1142.685 \text{ mm}$$

$$y_{b1} = 1142.69 - 2200.00 = -1057.315 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \Sigma (I_o + A \times y'^2) = 99911340000.00 + 379594039261.81 = 479505379261.807 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t1} = \frac{I_{33}}{y_{t1}} = \frac{479505379261.81}{1142.69} = 419630408.905 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b1} = \frac{I_{33}}{y_{b1}} = \frac{479505379261.81}{1057.31} = 453512326.189 \text{ mm}^3$$

$$r_1^2 = \frac{I_{33}}{A} = \frac{479505379261.81}{806700.00} = 594403.594 \text{ mm}^2$$

(단위:mm)

번 호	b	h	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
① (□)	760	200	152000	0	0	0	0	7316266667
② (△)	270	110	14850	-200	-2970000	200	594000000	60142500
	270	110	14850	200	2970000	-200	594000000	60142500
③ (□)	220	1750	385000	0	0	0	0	1552833333
④ (△)	250	240	30000	-193	-5800000	193	1121333333	104166667
	250	240	30000	193	5800000	-193	1121333333	104166667
⑤ (□)	720	250	180000	0	0	0	0	7776000000
계			806700		0		3430666667	16973718333

$$x_{e1} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{806700.00} = 0.000 \text{ mm}$$

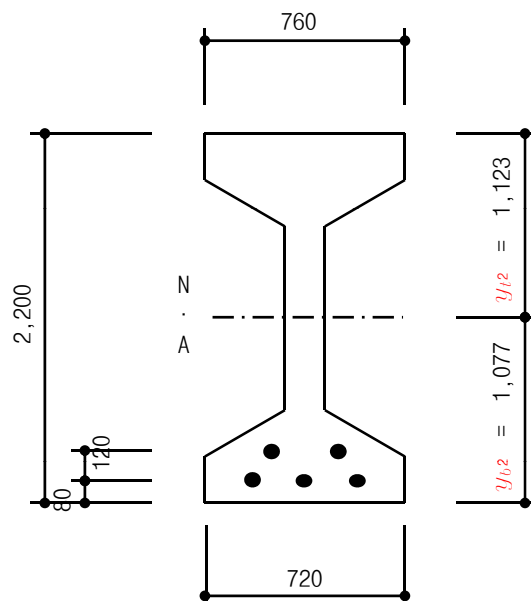
$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2) = 16973718333.33 + 3430666666.67 = 20404385000.000 \text{ mm}^4$$

- 비틀림 상수

$$K = \Sigma (b \times t^3) / 3$$

$$+ 720.0 \times 250.0^3) / 3 = 11988000000.000 \text{ mm}^4$$

7) Beam 중앙부 순단면



강선번호	X좌표	Y좌표
1	-55.00	200.00
2	55.00	200.00
3	0.00	80.00
4	-185.00	80.00
5	185.00	80.00

※ SHEATH ϕ 66 ($A = 3,421.2 \text{ mm}^2$)

(단위 : mm)

번호	수량	A	y	$A \cdot y$	y^2	$A \cdot y^2$	I_o
----	----	---	-----	-------------	-------	---------------	-------

1번 SHEATH	1	-3421	2000	-6842389	-877	-2634028324	
2번 SHEATH	1	-3421	2000	-6842389	-877	-2634028324	
3번 SHEATH	1	-3421	2120	-7252932	-997	-3403754294	
4번 SHEATH	1	-3421	2120	-7252932	-997	-3403754294	
5번 SHEATH	1	-3421	2120	-7252932	-997	-3403754294	
계	5	789594		886360426		-15152336100	479505379262

$$y_{t2} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{886360426.02}{789594.03} = 1122.552 \text{ mm}$$

$$y_{b2} = 1122.55 - 2200.00 = -1077.448 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \sum (I_o + A \times y'^2) = 479505379261.81 + -15152336100.46 = 464353043161.343 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t2} = \frac{I_{33}}{y_{t2}} = \frac{464353043161.34}{1122.55} = 413658348.231 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b2} = \frac{I_{33}}{y_{b2}} = \frac{464353043161.34}{1077.45} = 430974934.985 \text{ mm}^3$$

$$e_{p2} = 1077.45 - 128.00 = 949.448 \text{ mm}$$

$$Z_{p2} = \frac{I_{33}}{e_{p2}} = \frac{464353043161.34}{949.45} = 489076902.528 \text{ mm}^3$$

※ SHEATH ϕ 66 ($A = 3,421.2 \text{ mm}^2$)

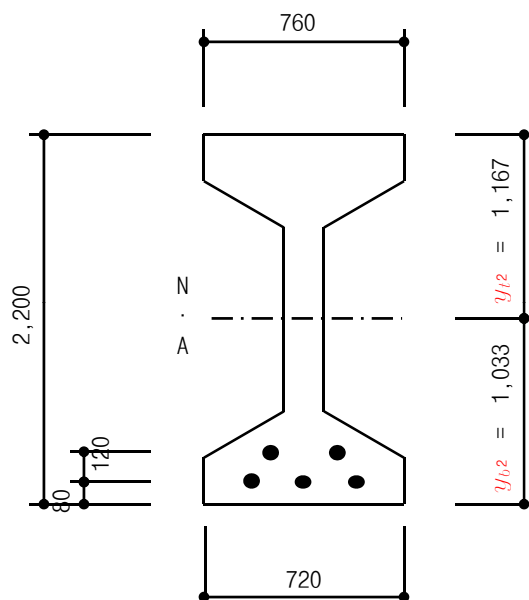
(단위 : mm)

번 호	수량	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
총단면		806700	0	0	0	0	20404385000
1번 SHEATH	1	-3421	-55	188166	55	-10349113	
2번 SHEATH	1	-3421	55	-188166	-55	-10349113	
3번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
4번 SHEATH	1	-3421	-185	632921	185	-117090378	
5번 SHEATH	1	-3421	185	-632921	-185	-117090378	
계	5	789594		0		-254878983	20404385000

$$x_{e2} = \frac{\sum (A \times x)}{\sum A} = \frac{0.00}{789594.03} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \sum (I_o + A \times x'^2) = 20404385000.00 + -254878982.78 = 20149506017.218 \text{ mm}^4$$

8) Beam 중앙부 P.S 강연선 환산단면



$$\begin{aligned}
 \text{※ 강연선 } \phi \ 12.7 \times 12 \text{ ea} &= 98.71 \times 12.00 = 1184.52 \text{ mm}^2 \\
 n_p &= E_{pss} / E_{pc} = 200000.00 / 30891.00 = 6.47 \\
 \text{강연선 환산단면적} &= 1184.52 \times 6.47 = 7669.03 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

(단위: mm)

총단면		789594	1123	886360426	44	1526757757	464353043161
강 연 선	5	38345	2072	79451149	-905	31438626176	
계	5	827939		965811575		32965383933	464353043161

$$y_{t3} = \frac{\Sigma (A \times y)}{\Sigma A} = \frac{965811574.90}{827939.18} = 1166.525 \text{ mm}$$

$$y_{b3} = 1166.52 - 2200.00 = -1033.475 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \Sigma (I_o + A \times y'^2)$$

$$= 464353043161.34 + 32965383933.49 = 497318427094.829 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t3} = \frac{I_{33}}{y_{t3}} = \frac{497318427094.83}{1166.52} = 426324782.157 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b3} = \frac{I_{33}}{y_{b3}} = \frac{497318427094.83}{1033.48} = 481209827.208 \text{ mm}^3$$

$$e_{p3} = 1033.48 - 128.00 = 905.475 \text{ mm}$$

$$Z_{p3} = \frac{I_{33}}{e_{p3}} = \frac{497318427094.83}{905.48} = 549234724.213 \text{ mm}^3$$

(단위 :mm)

번 호	수량	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
총단면		789594	0	0	0	0	20149506017
강 연 선	5	38345	0	0	0	0	
계	5	827939		0		0	20149506017

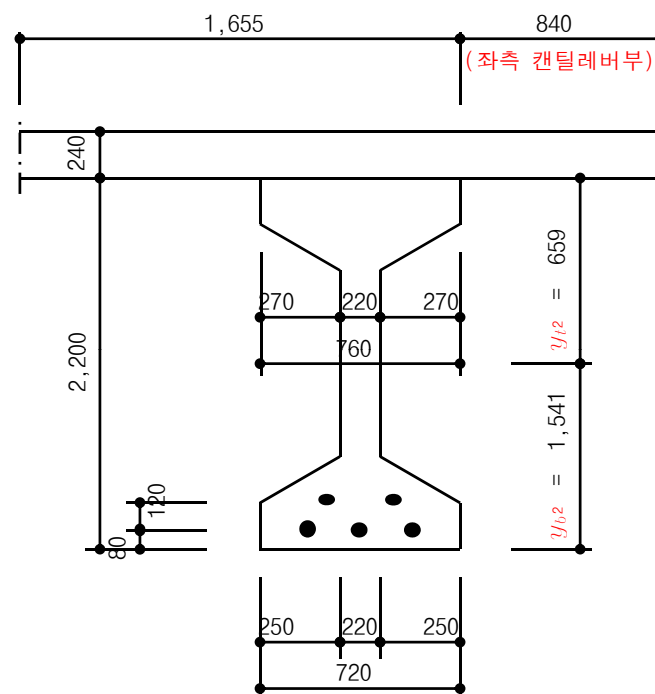
$$x_{e3} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{827939.18} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$$

$$= 20149506017.22 + 0.00 = 20149506017.218 \text{ mm}^4$$

9) Beam 중앙부 슬래브 환산단면

(1) 외측 BEAM (G1 : 비대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 배치 간격 : 2.55 m
- 캔틸레버 길이 : 1.22 m

$$\text{복부+돌출길이 } b_f = 1220 + 110 = 1330.17 \text{ mm}$$

$$\text{환산계수 } n_c = 27804 / 30891 = 0.90$$

- 유효폭 산정

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad 6t + b_f &= 6 \times 240 + 1330 = 2770.17 \text{ mm} \\ \textcircled{2} \quad l/12 + b_f &= 34000 / 12 + 1330 = 4163.50 \text{ mm} \\ \textcircled{3} \quad l/2 + b_f &= 2330 / 2 + 1330 = 2495.16 \text{ mm} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \textcircled{1} \\ \textcircled{2} \\ \textcircled{3} \end{aligned}} \right\} \text{중 작은값 사용}$$

$$\text{환산 유효폭 } B = 2495 \times 0.90 = 2245.81 \text{ mm}$$

$$A_{slab} = 2246 \times 240 = 538994.84 \text{ mm}^2$$

(단위:mm)

번 호	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516977	-507	213063404195	497318427095
슬래브	538995	120	64679381	779	327282428762	2587175220
계	1366934		1229196358		540345832957	499905602315

$$y_{st} = \frac{\Sigma (A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1229196357.90}{1366934.01} = 899.236 \text{ mm} : \text{바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리}$$

$$y_{t4} = 899.24 - 240.00 = 659.236 \text{ mm} : \text{거더상단에서 도심까지}$$

$$y_{b4} = 899.24 - 2440.00 = -1540.764 \text{ mm} : \text{도심에서 거더하단까지}$$

$$\begin{aligned} I_{33} &= \Sigma (I_o + A \times y'^2) \\ &= 499905602315.21 + 540345832957.10 = 1040251435272.320 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1040251435272.32}{899.24} = 1156816859.668 \text{ mm}^3$$

$$Z_{t4} = \frac{I_{33}}{y_{t4}} = \frac{1040251435272.32}{659.24} = 1577965008.378 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b4} = \frac{I_{33}}{y_{b4}} = \frac{1040251435272.32}{1540.76} = 675153025.332 \text{ mm}^3$$

$$e_{p4} = 1540.76 - 128.00 = 1412.764 \text{ mm}$$

$$Z_{p4} = \frac{I_{33}}{e_{p4}} = \frac{1040251435272.32}{1412.76} = 736323603.664 \text{ mm}^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
PS강선 환산단면	827939	0	0	0	0	20149506017
슬래브	538995	0	0	0	0	226542707854
계	1366934		0		0	246692213871

$$x_{e4} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1366934.01} = 0.000 \text{ mm}$$

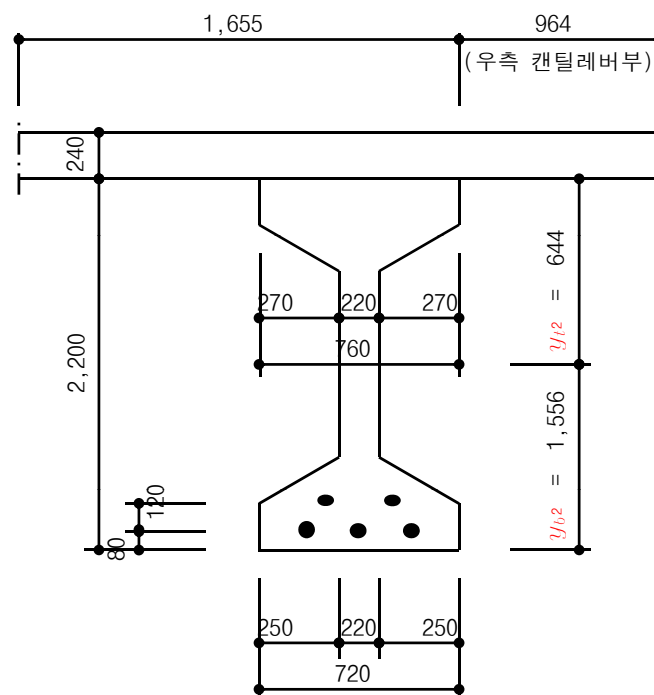
$$\begin{aligned} I_{22} &= \Sigma (I_o + A \times x'^2) \\ &= 246692213871.28 + 0.00 = 246692213871.276 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

- 비틀림 상수

$$K_c = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_s$$

$$= 23485688064.000 \text{ mm}^4$$

(2) 외측 BEAM (G5 : 비대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 배치 간격 : 2.55 m
- 캔틸레버 길이 : 1.34 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (도.설 4.2.2.6)

$$\begin{aligned} \text{복부+돌출길이 } b_f &= 1344 + 110 = 1454.35 \text{ mm} \\ \text{화사계수 } n_c &= 27804 / 30891 = 0.90 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
① \quad 6t + b_f &= 6 \times 240 + 1454 = 2894.35 \text{ mm} \\
② \quad l/12 + b_f &= 34000 / 12 + 1454 = 4287.69 \text{ mm} \\
③ \quad l/2 + b_f &= 2330 / 2 + 1454 = 2619.34 \text{ mm}
\end{aligned}
\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{중 작은값 사용}$$

$$\begin{aligned}
\text{환산 유효폭 } B &= 2619 \times 0.90 = 2357.59 \text{ mm} \\
A_{slab} &= 2358 \times 240 = 565820.61 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

(단위:mm)

번 호	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516977	-522	225848086092	497318427095
슬래브	565821	120	67898473	764	330473079276	2715938917
계	1393760		1232415450		556321165368	500034366012

$$y_{st} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{1232415450.32}{1393759.78} = 884.238 \text{ mm} : \text{바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리}$$

$$y_{t4} = 884.24 - 240.00 = 644.238 \text{ mm} : \text{거더상단에서 도심까지}$$

$$y_{b4} = 884.24 - 2440.00 = -1555.762 \text{ mm} : \text{도심에서 거더하단까지}$$

$$\begin{aligned}
I_{33} &= \sum (I_o + A \times y'^2) \\
&= 500034366011.77 + 556321165368.35 = 1056355531380.110 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1056355531380.11}{884.24} = 1194650600.718 \text{ mm}^3$$

$$Z_{t4} = \frac{I_{33}}{y_{t4}} = \frac{1056355531380.11}{644.24} = 1639697488.343 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b4} = \frac{I_{33}}{y_{b4}} = \frac{1056355531380.11}{1555.76} = 678995613.183 \text{ mm}^3$$

$$e_{p4} = 1555.76 - 128.00 = 1427.762 \text{ mm}$$

$$Z_{p4} = \frac{I_{33}}{e_{p4}} = \frac{1056355531380.11}{1427.76} = 739868113.104 \text{ mm}^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
PS강선 환산단면	827939	0	0	0	0	20149506017
슬래브	565821	0	0	0	0	262079199125
계	1393760		0		0	282228705142

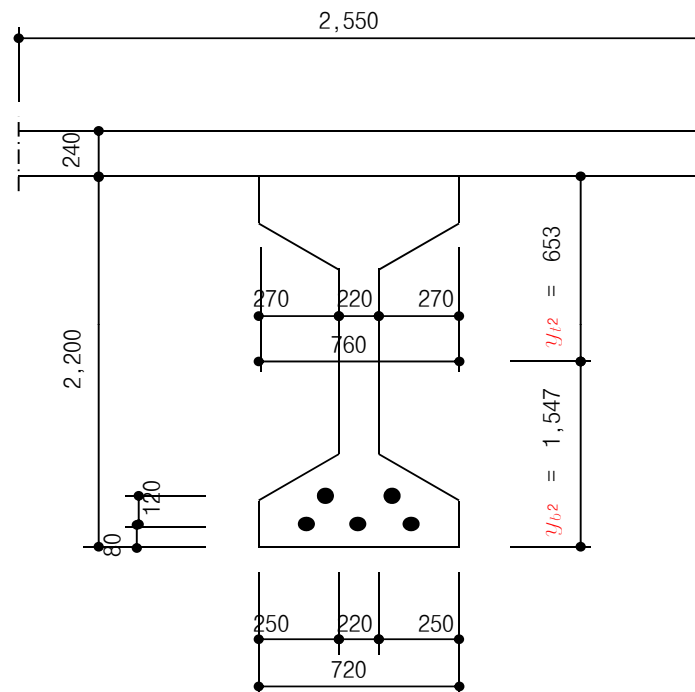
$$x_{e4} = \frac{\sum (A \times x)}{\sum A} = \frac{0.00}{1393759.78} = 0.000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
I_{22} &= \sum (I_o + A \times x'^2) \\
&= 282228705142.26 + 0.00 = 282228705142.259 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

- 비틀림 상수

$$\begin{aligned}
K_s &= K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c \\
&= 11988000000.00 + (2,357.6 \times 240.0^3) / 3 / 0.900 \\
&= 24057927936.000 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

(3) 내측 BEAM (G2 : 대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 좌측 배치 간격 : 2.55 m
- PSC BEAM 우측 배치 간격 : 2.55 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (도.설 4.2.2.6)

$$\text{복부+돌출길이 } b_f = 2550 + 110 = 2660.00 \text{ mm}$$

$$\text{환산계수 } n_c = 27804 / 30891 = 0.90$$

- 유효폭 산정

$$\textcircled{1} \quad 12t + b_{fw} = 12 \times 240 + 220 = 3100.00 \text{ mm}$$

$$\textcircled{2} \quad l_n = 2550 = 2550.00 \text{ mm}$$

중 작은값 사용

$$\begin{aligned} \text{환산 유효폭 } B &= 2550 \times 0.90 = 2295.17 \text{ mm} \\ A_{slab} &= 2295 \times 240 = 550841.60 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

(단위:mm)

번 호	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516977	-514	218724674151	497318427095
슬래브	550842	120	66100993	773	328752812591	2644039701
계	1378781		1230617970		547477486743	499962466796

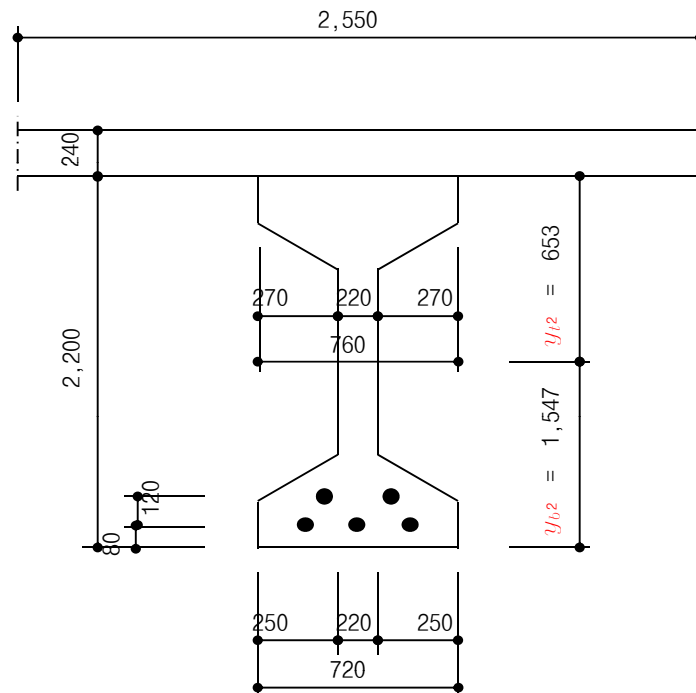
$$\begin{aligned} y_{st} &= \frac{\Sigma (A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1230617969.92}{1378780.78} = 892.541 \text{ mm} : \text{바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리} \\ y_{t6} &= 892.54 - 240.00 = 652.541 \text{ mm} : \text{거더상단에서 도심까지} \\ y_{b6} &= 892.54 - 2440.00 = -1547.459 \text{ mm} : \text{도심에서 거더하단까지} \\ I_{33} &= \Sigma (I_o + A \times y'^2) \\ &= 499962466795.71 + 547477486742.72 = 1047439953538.430 \text{ mm}^4 \\ Z_{st} &= \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1047439953538.43}{892.54} = 1173548666.556 \text{ mm}^3 \\ Z_{t6} &= \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1047439953538.43}{652.54} = 1605171825.170 \text{ mm}^3 \\ Z_{b6} &= \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1047439953538.43}{1547.46} = 676877224.843 \text{ mm}^3 \\ e_{p6} &= 1547.46 - 128.00 = 1419.459 \text{ mm} \\ Z_{p6} &= \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1047439953538.43}{1419.46} = 737914751.633 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

(단위:mm)

번 호	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
PS강선 환산단면	827939	0	0	0	0	20149506017
슬래브	550842	0	0	0	0	241811234427
계	1378781		0		0	261960740444

$$\begin{aligned} x_{e6} &= \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1378780.78} = 0.000 \text{ mm} \\ I_{22} &= \Sigma (I_o + A \times x'^2) \\ &= 261960740444.23 + 0.00 = 261960740444.227 \text{ mm}^4 \\ K_s &= K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c \\ &= 11988000000.00 + (2,295.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900 \\ &= 23738400000.000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

(4) 내측 BEAM (G3 : 대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 좌측 배치 간격 : 2.55 m
- PSC BEAM 우측 배치 간격 : 2.55 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 $b_1 = 2550 + 110 = 2660.00 \text{ mm}$

$$\text{환산계수 } n_c = 27804 / 30891 = 0.90$$

- 유효폭 산정

$$\textcircled{1} \quad 12t + b_w = 12 \times 240 + 220 = 3100.00 \text{ mm}$$

$$\textcircled{2} \quad l_n = 2550 = 2550.00 \text{ mm}$$

$$\textcircled{3} \text{ 거더경간}/4 = 34000 / 4 = 8500.00 \text{ mm}$$

$$\text{환산 유효폭 } B = 2550 \times 0.90 = 2295.17 \text{ mm}$$

중 작은값 사용

(단위:mm)

번 호	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516977	-514	218724674151	497318427095
슬래브	550842	120	66100993	773	328752812591	2644039701
계	1378781		1230617970		547477486743	499962466796

$$y_{st} = \frac{\Sigma (A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1230617969.92}{1378780.78} = 892.541 \text{ mm} : \text{바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리}$$

$$y_{t6} = 892.54 - 240.00 = 652.541 \text{ mm} : \text{거더상단에서 도심까지}$$

$$y_{b6} = 892.54 - 2440.00 = -1547.459 \text{ mm} : \text{도심에서 거더하단까지}$$

$$I_{33} = \Sigma (I_o + A \times y'^2) = 499962466795.71 + 547477486742.72 = 1047439953538.430 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1047439953538.43}{892.54} = 1173548666.556 \text{ mm}^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1047439953538.43}{652.54} = 1605171825.170 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1047439953538.43}{1547.46} = 676877224.843 \text{ mm}^3$$

$$e_{p6} = 1547.46 - 128.00 = 1419.459 \text{ mm}$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1047439953538.43}{1419.46} = 737914751.633 \text{ mm}^3$$

(단위:mm)

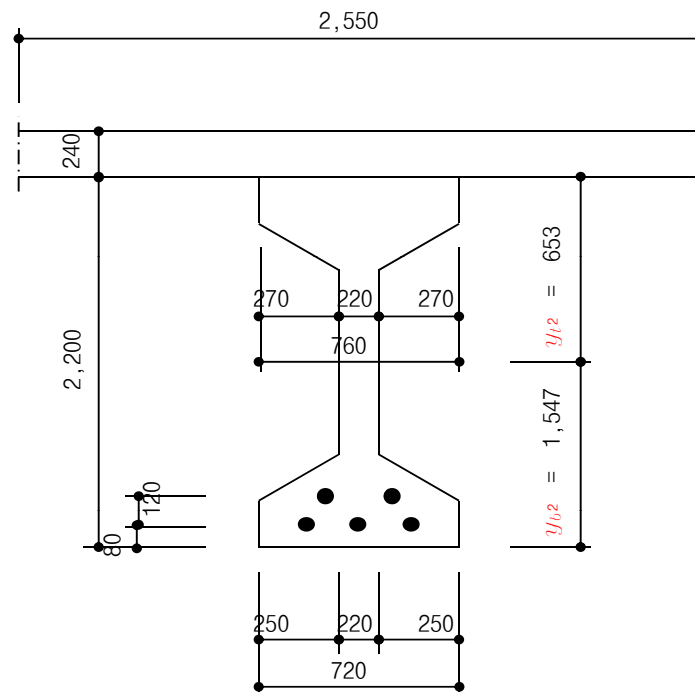
번 호	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
PS강선 환산단면	827939	0	0	0	0	20149506017
슬래브	550842	0	0	0	0	241811234427
계	1378781		0		0	261960740444

$$x_{e6} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1378780.78} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2) = 261960740444.23 + 0.00 = 261960740444.227 \text{ mm}^4$$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c = 11988000000.00 + (2,295.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900 = 23738400000.000 \text{ mm}^4$$

(5) 내측 BEAM (G4 : 대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m

- PSC BEAM 좌측 배치 간격 : 2.55 m

- PSC BEAM 우측 배치 간격 : 2.55 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (도.설 4.2.2.6)

$$\text{복부+돌출길이 } b_f = 2550 + 110 = 2660.00 \text{ mm}$$

$$\text{환산계수 } n_c = 27804 / 30891 = 0.90$$

- 유효폭 산정

$$\text{① } 12t + b_w = 12 \times 240 + 220 = 3100.00 \text{ mm}$$

$$\text{② } l_n = 2550 = 2550.00 \text{ mm}$$

$$\text{③ } \text{거더경간}/4 = 34000 / 4 = 8500.00 \text{ mm}$$

$$\text{환산 유효폭 } B = 2550 \times 0.90 = 2295.17 \text{ mm}$$

$$A_{slab} = 2295 \times 240 = 550841.60 \text{ mm}^2$$

} 중 작은값 사용

(단위 : mm)

PS강선 환산단면	827939	1407	1164516977	-514	218724674151	497318427095
슬래브	550842	120	66100993	773	328752812591	2644039701
계	1378781		1230617970		547477486743	499962466796

$$y_{st} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{1230617969.92}{1378780.78} = 892.541 \text{ mm} : \text{바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리}$$

$$y_{t6} = 892.54 - 240.00 = 652.541 \text{ mm} : \text{거더상단에서 도심까지}$$

$$y_{b6} = 892.54 - 2440.00 = -1547.459 \text{ mm} : \text{도심에서 거더하단까지}$$

$$I_{33} = \sum (I_o + A \times y'^2)$$

$$= 499962466795.71 + 547477486742.72 = 1047439953538.430 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1047439953538.43}{892.54} = 1173548666.556 \text{ mm}^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1047439953538.43}{652.54} = 1605171825.170 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1047439953538.43}{1547.46} = 676877224.843 \text{ mm}^3$$

$$e_{p6} = 1547.46 - 128.00 = 1419.459 \text{ mm}$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1047439953538.43}{1419.46} = 737914751.633 \text{ mm}^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
PS강선 환산단면	827939	0	0	0	0	20149506017
슬래브	550842	0	0	0	0	241811234427
계	1378781		0		0	261960740444

$$x_{e6} = \frac{\sum (A \times x)}{\sum A} = \frac{0.00}{1378780.78} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \sum (I_o + A \times x'^2)$$

$$= 261960740444.23 + 0.00 = 261960740444.227 \text{ mm}^4$$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 11988000000.00 + (2,295.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 23738400000.000 \text{ mm}^4$$

10) 단면제원 정리

(단위:mm)

구 분	순 단 면	P.S 강연선 환산 단면적	바닥판 환산		
			외측 BEAM (G1)	외측 BEAM (G5)	내측 BEAM (G2)
A	789594.03	827939.18	1366934.01	1393759.78	1378780.78
y _{st}			899.24	884.24	892.54
y _t	1122.55	1166.52	659.24	644.24	652.54
y _b	-1077.45	-1033.48	-1540.76	-1555.76	-1547.46

I_{22}	20149506017.22	20149506017.22	246692213871.28	282228705142.26	261960740444.23
Z_{st}			1156816859.67	1194650600.72	1173548666.56
Z_t	413658348.23	426324782.16	1577965008.38	1639697488.34	1605171825.17
Z_b	430974934.98	481209827.21	675153025.33	678995613.18	676877224.84
e_p	949.45	905.48	1412.76	1427.76	1419.46
Z_p	489076902.53	549234724.21	736323603.66	739868113.10	737914751.63
K	11988000000.00	11988000000.00	23485688064.00	24057927936.00	23738400000.00

(단위:mm)

구 분	바닥판 환산				
	내측 BEAM (G3)	내측 BEAM (G4)			
A	1378780.78	1378780.78			
y_{st}	892.54	892.54			
y_t	652.54	652.54			
y_b	-1547.46	-1547.46			
I_{33}	1047439953538.43	1047439953538.43			
I_{22}	261960740444.23	261960740444.23			
Z_{st}	1173548666.56	1173548666.56			
Z_t	1605171825.17	1605171825.17			
Z_b	676877224.84	676877224.84			
e_p	1419.46	1419.46			
Z_p	737914751.63	737914751.63			
K	23738400000.00	23738400000.00			

A : 단 면 적 (mm^2)

y_{st} : 바닥판 상면 ~ 도심축 (mm)

y_t : 거더 상면 ~ 도심축 (mm)

y_b : 도심축 ~ 거더 하면 (mm)

I_{33} : 단면 2차 모멘트 (mm^4)

I_{22} : 단면 2차 모멘트 (mm^4)

Z_{st} : 바닥판 상면에 대한 단면계수 (mm^3)

Z_t : 거더 상면에 대한 단면계수 (mm^3)

Z_b : 거더 하면에 대한 단면계수 (mm^3)

e_p : 도심축 ~ PS 강연선 도심 (mm)

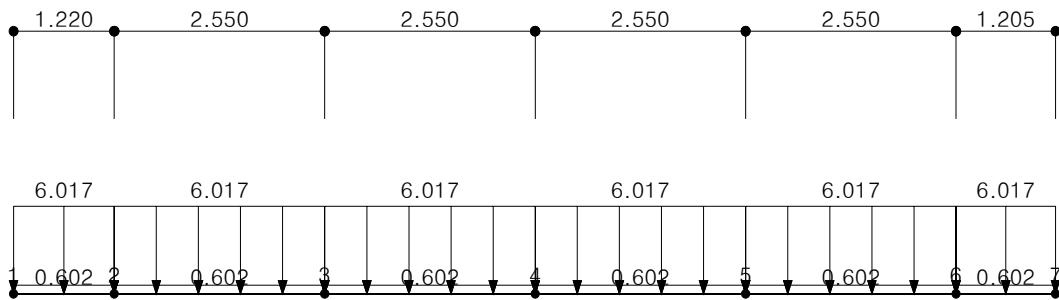
Z_p : 강선 위치에 대한 단면계수 (mm^3)

K : 비틀림 상수 (mm^4)

4. 하 중 산 정 (격자해석)

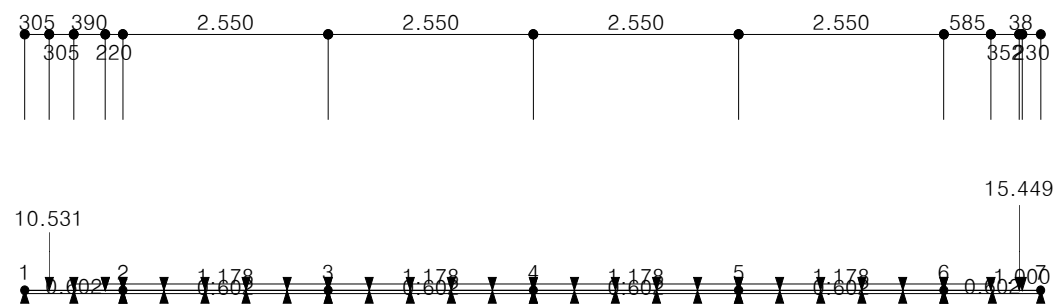
4.1 횡방향 하중분배

1) Beam 단부 총단면



- 슬래브자중 $W = 0.240 \times 25.000 \times 35.000 / 34.900 = 6.017 \text{ kN/m}^2$
- 슬래브 거푸집 중량 : 슬래브 중량의 10.0% 정도로 추정하여 추가 적용함
- 거푸집 중량 $W_s = 6.017 \times 0.100 = 0.602 \text{ kN/m}^2$

2) 합성후 고정하중

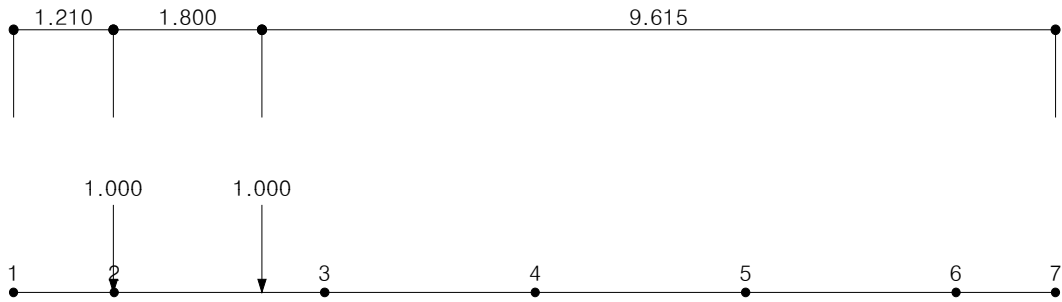


- 콘크리트 교면포장 $W_m = 0.050 \times 23.500 = 1.175 \text{ kN/m}^2$
- 거푸집 중량 $W = -0.602 = -0.602 \text{ kN/m}^2$
- 방호벽 자중 $P_1 = 10.531 \text{ kN/m}$
 $P_2 = 15.449 \text{ kN/m}$
- 방음벽 자중 $P_1 = 1.000 \text{ kN/m}$

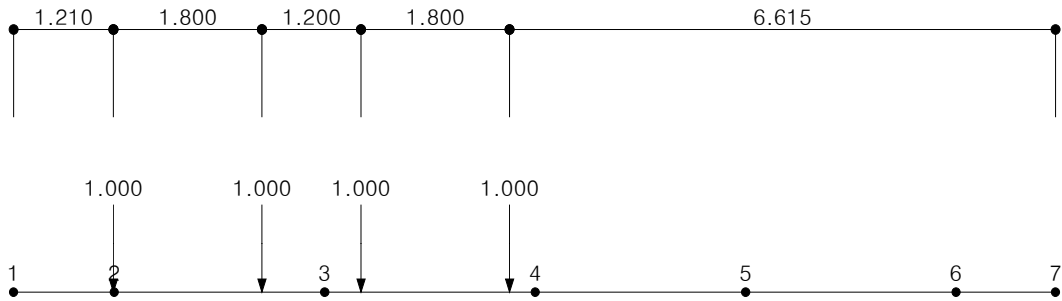
3) 활 하 중

- 연석간 교폭 $W_c = 11.395 \text{ m}$
 $\therefore$ 설계 차로수 $N = 3$ (도.설 2.1.3)
 $\therefore$ 설계 차로폭 $W = W_c / N = 11.395 / 3 = 3.798 \text{ m} > 3.6 \text{ m} \Rightarrow W = 3.600 \text{ m}$

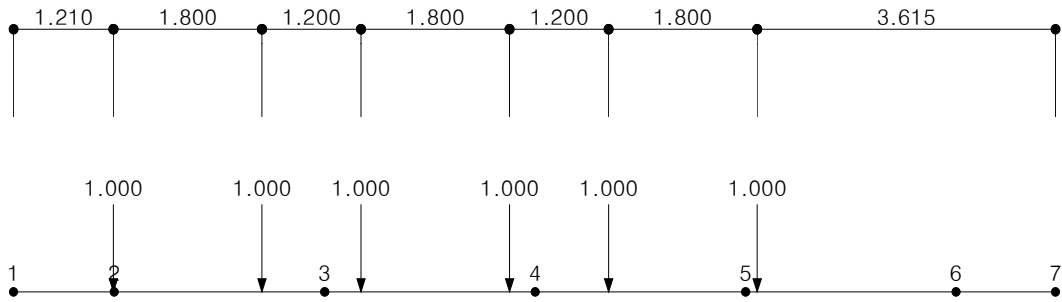
< 활하중 : DB(좌측기준) (1차선) >



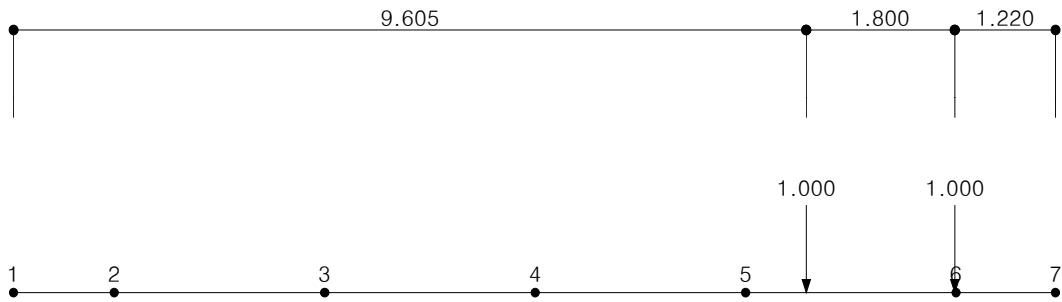
< 활하중 : DB(좌측기준) (2차선) >



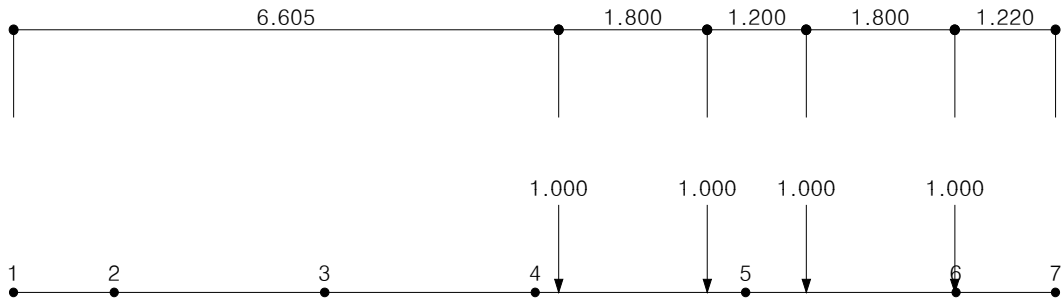
< 활하중 : DB(좌측기준) (3차선) >



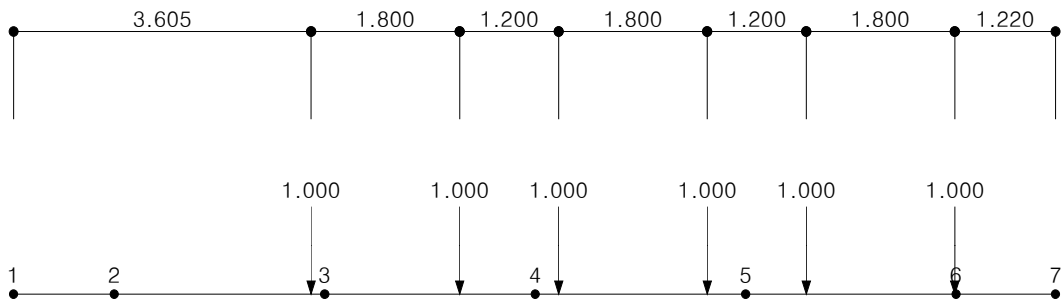
< 활하중 : DB(우측기준) (1차선) >



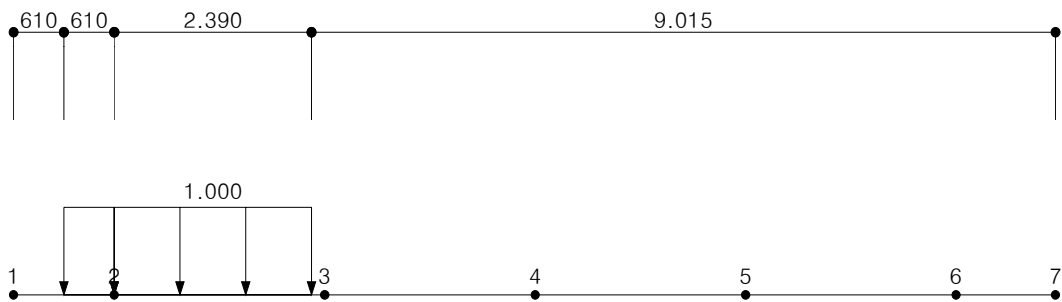
< 활하중 : DB(우측기준) (2차선) >



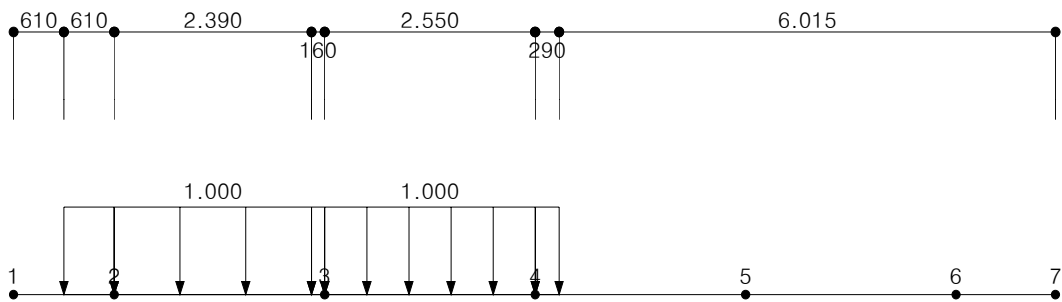
< 활하중 : DB(우측기준) (3차선) >



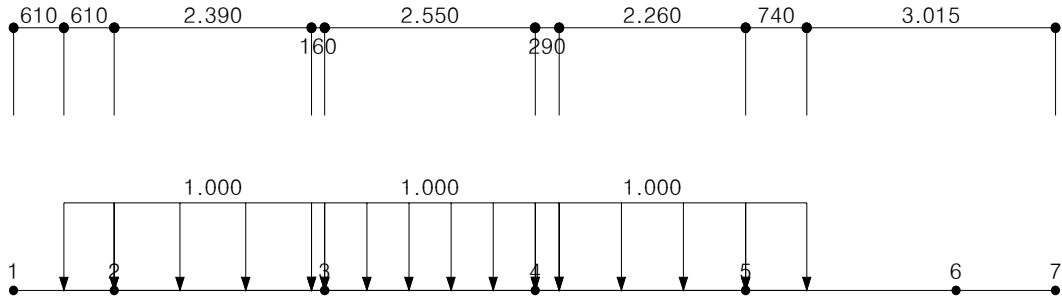
< 활하중 : DL(좌측기준) (1차선) >



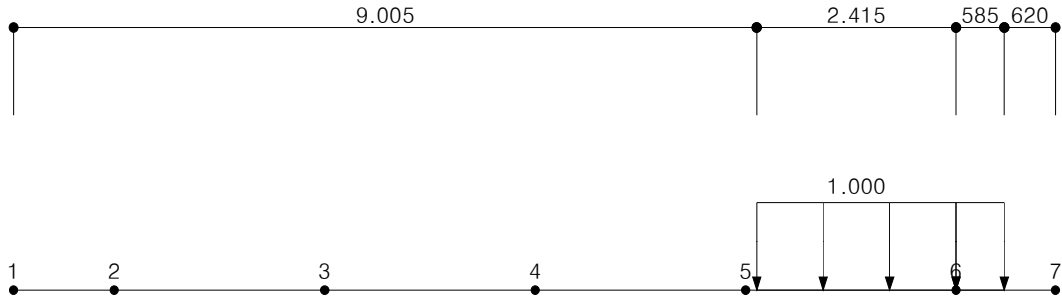
< 활하중 : DL(좌측기준) (2차선) >



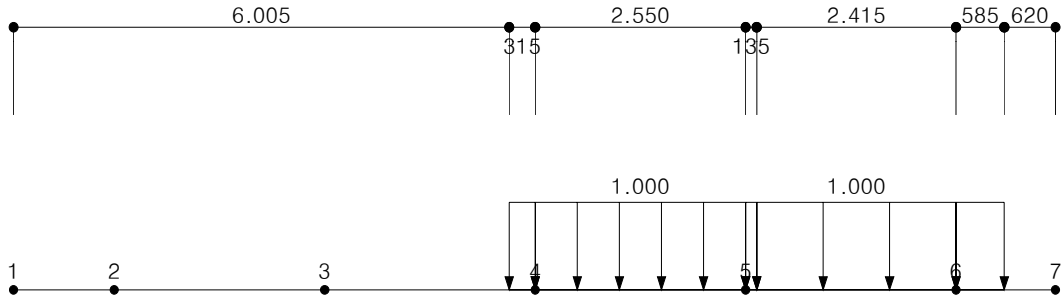
< 활하중 : DL(좌측기준) (3차선) >



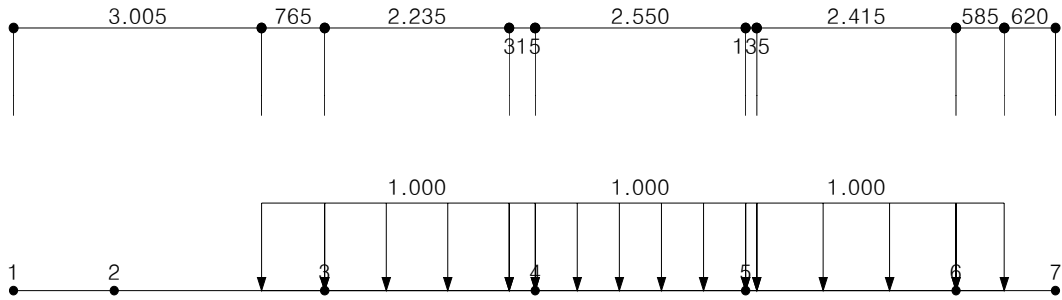
< 활하중 : DL(우측기준) (1차선) >



< 활하중 : DL(우측기준) (2차선) >



< 활하중 : DL(우측기준) (3차선) >



4) 활하중의 크기

▪ DB-24 (윤하중)

$$\text{전륜 하중 } P_f = 24.000 \text{ kN}$$

$$\text{후륜 하중 } P_r = 96.000 \text{ kN}$$

▪ DL-24 (차선하중)

$$W = 12.700 / 3.000 = 4.233 \text{ kN/m}$$

$$P_m = 108.000 / 3.000 = 36.000 \text{ kN}$$

$$P_s = 156.000 / 3.000 = 52.000 \text{ kN}$$

5) 충격계수

$$\text{지간장 (L)} = 34.000 + 34.000 + 34.000 + 34.000 \text{ m}$$

따라서, 내부 지점 및 지간내에 재하되는 하중에 대한 충격계수는 아래와 같다.

다만, 탱크케도하중과 탱크 트레일러 하중에는 일률적으로 충격계수를 0.15로 적용 한다.

◁ 제1 지간

$$i = \frac{15}{40 + 34.000} = 0.203 < 0.3 \Rightarrow 0.203$$

∴ 계산된 충격계수 중 가장 큰 0.203 를 적용함.

6) 풍 하 중 (도.설 2.1.11)

다음의 계산은 활하중 비재하시의 값으로 활하중 재하시에는 산정된 값의 1/2을 적용한다.

▪ 우측 방음벽 (외측 ⇒ 내측 풍하중 작용시)

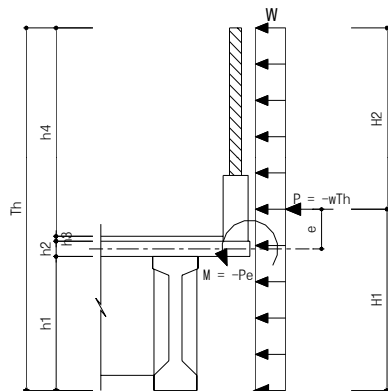
$$\text{교량 폭원 (B)} = 12.625 \text{ m}$$

$$\text{교량 총높이 (D)} = \text{거더높이} + \text{SLAB두께} + \text{방음벽높이(포장두께 포함)}$$

$$= 2.200 + 0.240 + 2.000 = 4.440 \text{ m}$$

$$B / D = 12.625 / 4.440 = 2.843$$

$$1 \leq B / D < 8 \text{ 이므로 } P = [4 - 0.2 (B / D)] D = 15.235 \text{ kN/m} \geq 6.000 \text{ kN/m}$$



$$h1 = 2.200 \text{ m} \quad w = 3.431 \text{ kN/m}$$

$$h2 = 0.240 \text{ m} \quad P = -15.235 \text{ kN}$$

$$h3 = 0.050 \text{ m} \quad M = 1.524 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$h4 = 1.950 \text{ m}$$

$$Th = 4.440 \text{ m}$$

$$H1 = 2.220 \text{ m}$$

$$H2 = 2.220 \text{ m}$$

$$\sim -0.100 \sim$$

LOAD CASE	G1			G2			G3		
	P	M	H	P	M	H	P	M	H
LLWIND	-0.798	0.000	0.000	4.841	0.000	0.000	0.250	0.000	15.235
LOAD CASE	G4			G5					
	P	M	H	P	M	H			
LLWIND	-5.856	0.000	0.000	1.563	0.000	0.000			

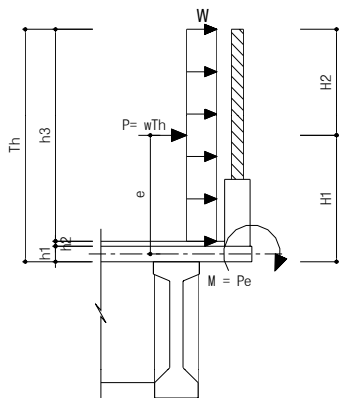
▪ 우측 방음벽 (내측 ⇒ 외측 풍하중 작용시)

교량 폭원 (B) = 12.625 m

교량 총높이 (D) = 방음벽높이(포장두께 미포함) = 1.950 m

$B / D = 12.625 / 1.950 = 6.474$

$1 \leq B / D < 8$ 이므로 $P = [4 - 0.2 (B / D)] D = 5.275 \text{ kN/m} < 6.000 \text{ kN/m}$



$h1 = 0.240 \text{ m}$ $w = 2.679 \text{ kN/m}$

$h2 = 0.050 \text{ m}$ $P = 6.000 \text{ kN}$

$h3 = 1.950 \text{ m}$ $M = 6.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$Th = 2.240 \text{ m}$

$H1 = 1.120 \text{ m}$

$H2 = 1.120 \text{ m}$

$e = 1.000 \text{ m}$

LOAD CASE	G1			G2			G3		
	P	M	H	P	M	H	P	M	H
LLWIND	-0.798	0.000	0.000	4.841	0.000	0.000	0.250	0.000	15.235
LOAD CASE	G4			G5					
	P	M	H	P	M	H			
LLWIND	-5.856	0.000	0.000	1.563	0.000	0.000			

4.2 BEAM별 작용 하중

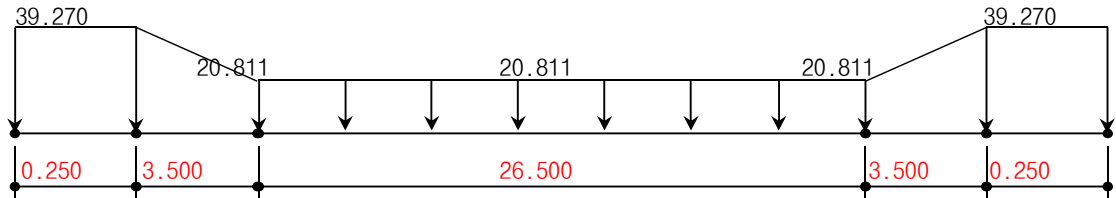
1) 고정하중

- 빔 본체 중량 및 가로보 중량

▪ PSC BEAM 본체 중량

$$\text{단부구간} : 1.575 \times 23.500 + (17.507 + 59.195) / 34.000 = 39.270 \text{ kN/m}$$

$$\text{일반구간} : 0.790 \times 23.500 + (17.507 + 59.195) / 34.000 = 20.811 \text{ kN/m}$$



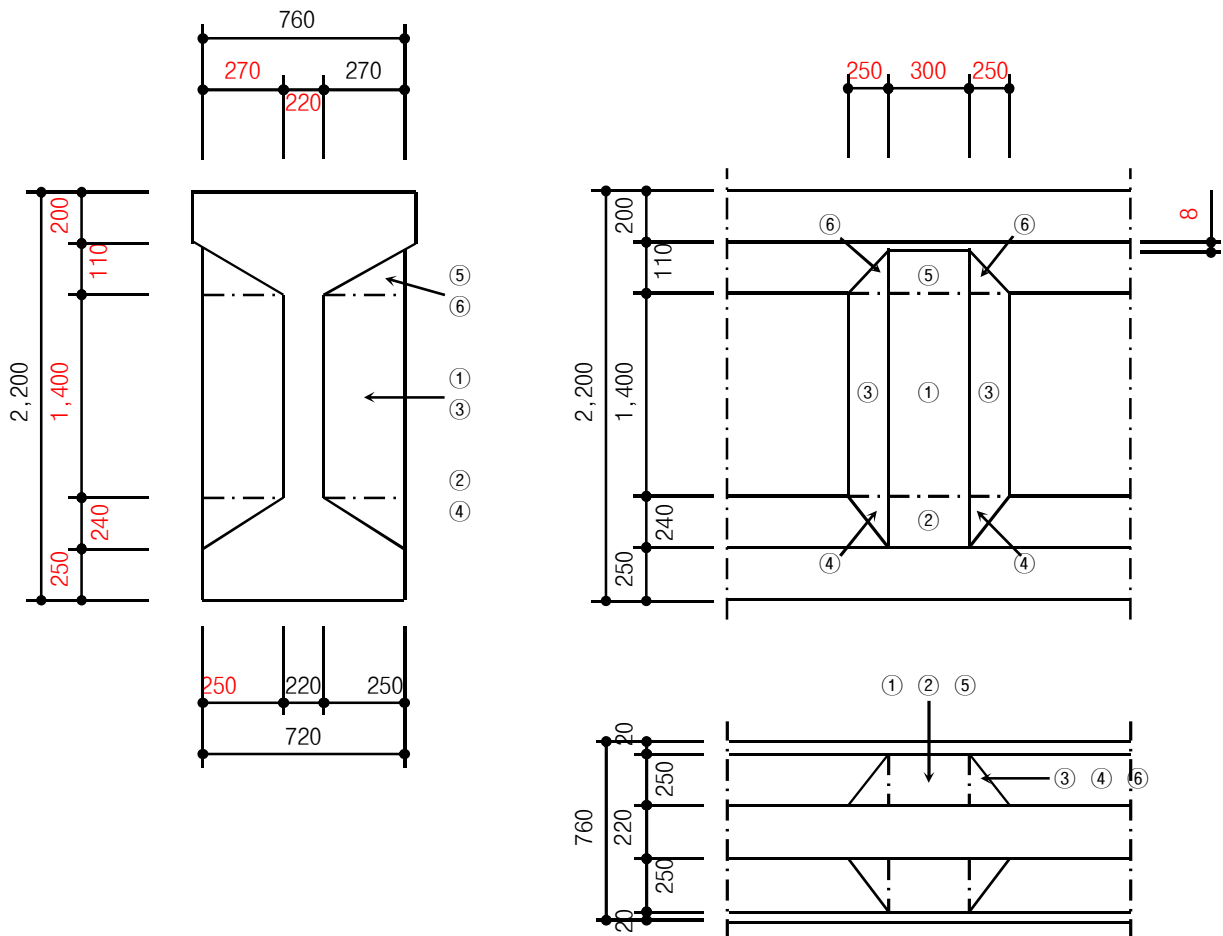
$$\text{PSC BEAM 본체 중량} : 781.421 / 34.000 = 22.983 \text{ kN/m}$$

$$\text{단부 가로보} : 0.400 \times 0.700 \times 25.000 = 7.000 \text{ kN/m}$$

$$\text{일반부 가로보} : 0.300 \times 1.950 \times 25.000 = 14.625 \text{ kN/m}$$

$$\text{중간지점부 가로보} : 0.900 / 2 \times 1.950 \times 25.000 = 21.938 \text{ kN/m}$$

- 가로보 부근 PSC BEAM 콘크리트 BLOCK 중량



$$\begin{aligned}
① & 0.300 \times 1.400 \times 0.250 \times 2 \text{ ea} = 0.210 \\
② & 0.250 \times 0.240 / 2 \times 0.300 \times 2 \text{ ea} = 0.018 \\
③ & 0.250 \times 0.250 / 2 \times 1.400 \times 4 \text{ ea} = 0.175 \\
④ & 0.250 \times 0.250 / 2 \times 0.240 / 3 \times 4 \text{ ea} = 0.010 \\
⑤ & 0.250 \times 0.300 \times 0.102 / 2 \times 2 \text{ ea} = 0.008 \\
⑥ & 0.250 \times 0.250 / 2 \times 0.102 / 3 \times 4 \text{ ea} = 0.004 \\
\hline
& \Sigma A = 0.425 \text{ m}^3
\end{aligned}$$

▪ 가로보 본체 연결 현치부

$$0.425 \times 25.000 = 10.623 \text{ kN}$$

(단위 :kN/m)

구 분	합성전 고정하중		합 성 후 고정하중	구 분	합성전 고정하중		합 성 후 고정하중
	슬래브 자중	Beam 자중			슬래브 자중	Beam 자중	
G1	17.186	22.983	15.854	G2	15.992	22.983	-4.818
G3	17.297	22.983	5.401	G4	16.062	22.983	-8.217
G5	17.027	22.983	24.590				

※ 합성후 고정하중은 포장 및 방호벽 하중, 거푸집 하중 공제 등

▪ Beam 연결부

(단위 :kN)

구 분			슬 래 브			Beam		
			적용 길이	단위 하중	적용 하중	적용 길이	적용 면적	적용 하중
P1	G1	시점	0.050	17.186	0.859	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.186	0.859	0.050	1.575	1.969
	G2	시점	0.050	15.992	0.800	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	15.992	0.800	0.050	1.575	1.969
	G3	시점	0.050	17.297	0.865	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.297	0.865	0.050	1.575	1.969
	G4	시점	0.050	16.062	0.803	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	16.062	0.803	0.050	1.575	1.969
	G5	시점	0.050	17.027	0.851	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.027	0.851	0.050	1.575	1.969
P2	G1	시점	0.050	17.186	0.859	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.186	0.859	0.050	1.575	1.969
	G2	시점	0.050	15.992	0.800	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	15.992	0.800	0.050	1.575	1.969
	G3	시점	0.050	17.297	0.865	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.297	0.865	0.050	1.575	1.969
	G4	시점	0.050	16.062	0.803	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	16.062	0.803	0.050	1.575	1.969
	G5	시점	0.050	17.027	0.851	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.027	0.851	0.050	1.575	1.969
P3	G1	시점	0.050	17.186	0.859	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.186	0.859	0.050	1.575	1.969
	G2	시점	0.050	15.992	0.800	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	15.992	0.800	0.050	1.575	1.969
	G3	시점	0.050	17.297	0.865	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.297	0.865	0.050	1.575	1.969
	G4	시점	0.050	16.062	0.803	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	16.062	0.803	0.050	1.575	1.969
	G5	시점	0.050	17.027	0.851	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.027	0.851	0.050	1.575	1.969

※ 합성전 Beam과 Beam 사이에는 강성이 없는 걸로 가정하고, 하중은 집중하중 형태로 적용합니다.

2) 활 하 중

※ 단위 하중 작용에 의한 횡방향 분배율

< DB 하중 >

(단위 : kN/m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5
DBL-1	1.208	0.910	-0.149	0.037	-0.006
DBL-2	1.133	1.933	1.001	-0.079	0.013
DBL-3	1.152	1.817	1.745	1.301	-0.014
DBR-1	-0.006	0.037	-0.151	0.933	1.187
DBR-2	0.013	-0.077	1.015	1.938	1.111
DBR-3	-0.011	1.316	1.741	1.823	1.130

※ (-) 하중의 경우는 작용하지 않습니다.

< DL 하중 >

(단위 : kN/m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5
DLL-1	1.805	1.381	-0.235	0.058	-0.010
DLL-2	1.684	2.920	1.504	-0.130	0.022
DLL-3	1.713	2.745	2.606	1.972	-0.036
DLR-1	-0.010	0.059	-0.238	1.416	1.774
DLR-2	0.021	-0.127	1.526	2.928	1.652
DLR-3	-0.031	1.996	2.599	2.755	1.681

※ (-) 하중의 경우는 작용하지 않습니다.

4.3 CASE별 하중 및 재하 방법

1) CASE 1 : 합성전 고정하중

- 바닥판 자중
- 거푸집 중량 포함
- Beam 자중
- 가로보 자중
- 가로보 부근 콘크리트 BLOCK 중량

2) CASE 2 : 합성후 고정하중

- 합성후 단면에 대하여 Beam별 하중 재하
- 거푸집 중량 제외

3) CASE 3 : 활하중 및 풍하중

- **DB-24 하중** (표준 트럭하중을 연행하중으로 작용하며, 바퀴 간격은 전륜하중에 경우는 4.2m 후륜 하중에 경우에는 4.2~9.0m로 작용함)
- **DL-24 하중** (차선하중은 Sap Bridge에서 작용하였으며, Ps 및 Pm 하중은 재하 구간내에서 검토 단면에 최대 단면력을 발생시키는 위치에 작용함)

4) CASE 4 : 지점침하

- 합성후 단면에 대하여 각 지점 위치별 **10** mm 의 부등침하를 조합하여 적용

5. 격자 해석결과

1) G1 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	406.546	287.765	196.095	395.560	21.538	71.202	1367.937
모 멘 트	3317.316	2404.462	620.855	2441.607	156.360	564.589	9427.008

2) G2 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	406.774	279.481	100.200	541.183	49.437	72.066	1424.422
모 멘 트	3320.730	2439.366	675.861	2194.027	135.756	568.588	9266.450

3) G3 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	406.906	287.906	102.836	474.420	11.054	72.270	1349.865
모 멘 트	3322.829	2390.193	447.059	1960.340	14.511	570.082	8697.758

4) G4 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	406.789	279.492	163.076	540.905	58.795	72.511	1492.170
모 멘 트	3321.131	2429.150	1071.667	2174.544	224.666	571.607	9680.433

5) G5 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	406.539	285.745	334.983	392.565	36.289	73.571	1511.548
모 멘 트	3317.467	2394.387	1125.795	2444.922	115.752	576.564	9917.011

6. Beam 검토

6.1 외력에 의한 응력 계산

바닥판 및 PSC BEAM $f = \frac{M}{Z}$

PS 강연선 $f = \frac{n \cdot M}{Z}$, $n = \frac{E_{pss}}{E_{pc}} = \frac{200000.00}{30891.00} = 6.47$

1) G1 응력 계산

구 분	모멘트 (kN · m)	단면계수 (m ³)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	PSC BEAM		PSC 강선 도심위치	
				상 연	하 연		
Beam 자 중	3317.316	0.4137		8.019			
		0.4310			-7.697		
		0.4891				-6.783	
합성 전 고정 하중	2404.462	0.4263		5.640			
		0.4812			-4.997		
		0.5492				-4.378	-28.344
합성 후 고정 하중	620.855	1.1568	0.537				
		1.5780		0.393			
		0.6752			-0.920		
		0.7363				-0.843	-5.459
활 하 중	2519.787	1.1568	2.178				
		1.5780		1.597			
		0.6752			-3.732		
		0.7363				-3.422	-22.156
지점 침하	564.589	1.1568	0.488				
		1.5780		0.358			
		0.6752			-0.836		
		0.7363				-0.767	-4.964
계	9427.008		3.203	16.008	-18.182	-16.193	-60.923

2) G2 응력 계산

구 분	모멘트 (kN · m)	단면계수 (m ³)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	PSC BEAM		PSC 강선 도심위치	
				상 연	하 연		
Beam 자 중	3320.730	0.4137		8.028			
		0.4310			-7.705		
		0.4891				-6.790	
합성 전 고정 하중	2439.366	0.4263		5.722			
		0.4812			-5.069		
		0.5492				-4.441	-28.755
합성 후 고정 하중	675.861	1.1735	0.576				
		1.6052		0.421			
		0.6769			-0.998		
		0.7379				-0.916	-5.930
활 하 중	2261.905	1.1735	1.927				
		1.6052		1.409			
		0.6769			-3.342		
		0.7379				-3.065	-19.846
지점 침하	568.588	1.1735	0.485				
		1.6052		0.354			
		0.6769			-0.840		
		0.7379				-0.771	-4.989
계	9266.450		2.988	15.934	-17.955	-15.983	-59.520

구 분	모멘트 (kN · m)	단면계수 (m ³)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	PSC BEAM		PSC 강선 도심위치	
				상 연	하 연		
Beam 자 중	3322.829	0.4137		8.033			
		0.4310			-7.710		
		0.4891				-6.794	
합성 전 고정 하중	2390.193	0.4263		5.607			
		0.4812			-4.967		
		0.5492				-4.352	-28.176
합성 후 고정 하중	447.059	1.1735	0.381				
		1.6052		0.279			
		0.6769			-0.660		
		0.7379				-0.606	-3.922
활 하 중	1967.596	1.1735	1.677				
		1.6052		1.226			
		0.6769			-2.907		
		0.7379				-2.666	-17.263
지점 침하	570.082	1.1735	0.486				
		1.6052		0.355			
		0.6769			-0.842		
		0.7379				-0.773	-5.002
계	8697.758		2.543	15.499	-17.087	-15.191	-54.363

구 분	모멘트 (kN · m)	단면계수 (m ³)	바닥판 상 연	PSC BEAM		PSC 강선 도심위치	응력 (MPa)
				상 연	하 연		
Beam 자 중	3321.131	0.4137		8.029			
		0.4310			-7.706		
		0.4891				-6.791	
합성 전 고정 하중	2429.150	0.4263		5.698			
		0.4812			-5.048		
		0.5492				-4.423	-28.635
합성 후 고정 하중	1071.667	1.1735	0.913				
		1.6052		0.668			
		0.6769			-1.583		
		0.7379				-1.452	-9.403
활 하 중	2286.877	1.1735	1.949				
		1.6052		1.425			
		0.6769			-3.379		
		0.7379				-3.099	-20.065
지점 침하	571.607	1.1735	0.487				
		1.6052		0.356			
		0.6769			-0.844		
		0.7379				-0.775	-5.015
계	9680.433		3.349	16.175	-18.560	-16.539	-63.118

5) G5 응력 계산

			콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)	
--	--	--	--------------------	--

			상 연	상 연	하 연	도심위치	(MPa)
Beam 자 중	3317.467	0.4137		8.020			
		0.4310			-7.698		
		0.4891				-6.783	
합성 전 고정 하중	2394.387	0.4263		5.616			
		0.4812			-4.976		
		0.5492				-4.359	-28.225
합성 후 고정 하중	1125.795	1.1947	0.942				
		1.6397		0.687			
		0.6790			-1.658		
		0.7399				-1.522	-9.852
활 하 중	2502.798	1.1947	2.095				
		1.6397		1.526			
		0.6790			-3.686		
		0.7399				-3.383	-21.901
지점 침하	576.564	1.1947	0.483				
		1.6397		0.352			
		0.6790			-0.849		
		0.7399				-0.779	-5.045
계	9917.011		3.520	16.201	-18.867	-16.826	-65.023

6.2 프리스트레스에 의한 응력 계산

1) 단면내에서의 긴장재 위치 결정

(1) 수요 PS 각역선 개수의 약사

② PS 강연선의 소요 인장력 (P_t)

$$P_e = \frac{\Sigma f_t - f_{ct}}{1 + \frac{y_{b2}}{Y_c} e_{p2}} A_c$$

여기서, Σf_t : 외측 거더의 하연 휨 인장응력 (MPa)
 f_{ct} : 허용 휨인장응력 (MPa)
 A_c : 거더의 순단면적 (mm²)
 y_{b2} : 거더 순단면의 도심에서 하연까지의 거리 (mm)
 Y_c : 거더 순단면의 단면2차반경 (mm²)
 e_{p2} : 거더 순단면의 도심과 쉬스관 도심과의 거리 (mm)

$$P_e = ((18.867 - 1.414) \times 789594.028) / (1 + 1077.448 / 588090.875 \times 949.448) = 5030.283 \text{ kN}$$

$$Y_c = 464353043161.343 / 789594.028 = 588090.875 \text{ mm}^2$$

$$P_t = 5030.283 / 0.80 = 6287.854 \text{ kN}$$

③ 강연선 1set의 인장력 (P_t')

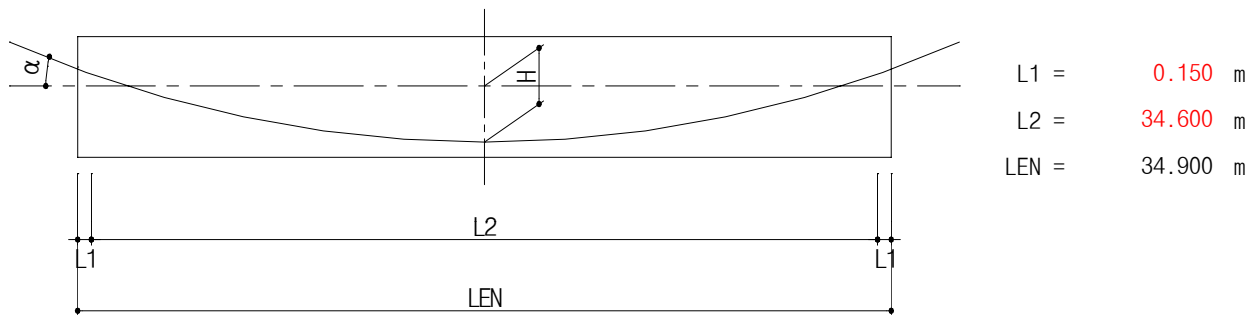
$$P_t' = 0.8 \times f_{py} \times A_p = 0.8 \times 1600.00 \times 1184.520 = 1516.186 \text{ kN}$$

④ 소요 PS 강연선 set 개수 (n)

$$n = P_t / P_t' = 6287.854 / 1516.186 = 4.147 \text{ ea}$$

∴ PS 강연선 5set 필요

(2) PS 강연선의 배치



(3) PS 강연선을 포물선 형상으로 배치

(단위 : m)

NO	H _{end}	H _{middle}	H	l	a	α (rad)	L
1	1.900	0.200	1.700	34.600	0.0057	0.1941	34.821

3	1.100	0.080	1.020	34.600	0.0034	0.1174	34.680
4	0.700	0.080	0.620	34.600	0.0021	0.0716	34.630
5	0.300	0.080	0.220	34.600	0.0007	0.0254	34.604
계				173.000		0.5576	173.465
평 균				34.600		0.1115	34.693

(4) 거더 중심으로부터 거리에 따른 거더 하단에서 강연선까지의 높이 산출

$$y = a \cdot x^2 + 0.20 \quad (\text{강연선 ①②})$$

$$y = a \cdot x^2 + 0.08 \quad (\text{강연선 ③④⑤})$$

(단위 : m)

NO	0.0000	3.0000	6.0000	9.0000	12.0000	15.0000	17.3000
1	0.200	0.251	0.404	0.660	1.018	1.478	1.900
2	0.200	0.239	0.356	0.552	0.825	1.177	1.500
3	0.080	0.111	0.203	0.356	0.571	0.847	1.100
4	0.080	0.099	0.155	0.248	0.378	0.546	0.700
5	0.080	0.087	0.106	0.140	0.186	0.245	0.300

(5) 긴장재의 긴장(Jacking)응력 가정

강연선 번 호	긴장 순서	강연선 단면적 (mm ²)	강연선 가닥수 (Strand)	긴장력 (N)	긴장응력 (MPa)
1	1	98.71	12	1611000.0	1360.0
2	2	98.71	12	1572000.0	1327.1
3	3	98.71	12	1537000.0	1297.6
4	4	98.71	12	1497000.0	1263.8
5	5	98.71	12	1457000.0	1230.0
평 균				1534800.0	1295.7

$$f_{pt1} = (0.90 \times f_{py}) \times 0.90 = 1440.00 \times 0.90 = 1295.71 \text{ MPa} : \text{가정치}$$

(6) 프리스트레스의 즉시 손실 및 긴장재의 초기응력 결정

① PS 강연선과 쉬스 사이의 마찰에 의한 손실량

$$\chi = L / 2 = 34.693 / 2 = 17.346 \text{ m} : \text{정착단에서 거더 중심까지의 강연선 평균길이}$$

$$\text{곡률 마찰계수 } \mu = 0.250 \text{ (1/rad)}$$

$$\text{파상 마찰계수 } \kappa = 0.005 \text{ (1/m)}$$

$$\therefore \Delta f_{pf} = f_{pt1} (1 - e^{-(kx + \mu \alpha)}) = 1295.715 \times (1 - e^{-0.1146}) = 140.310 \text{ MPa}$$

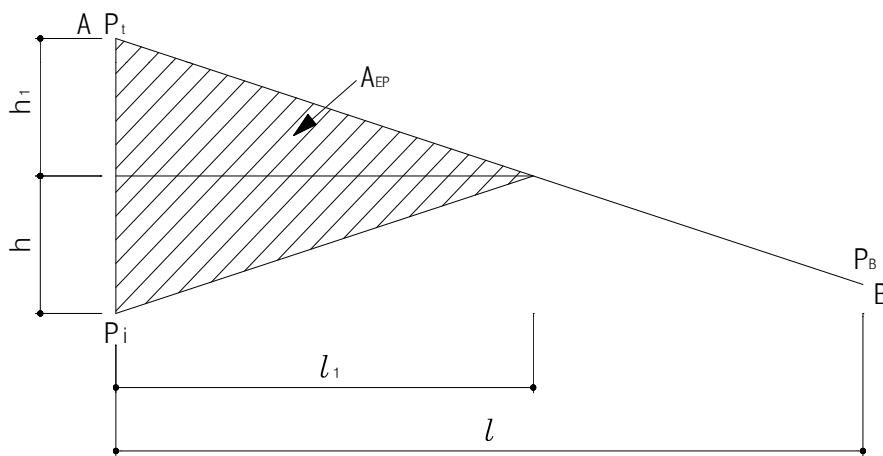
② 정착장치 활동량에 의한 손실량

- PS 강연선과 쉬스 사이에 마찰이 있는 경우

$$\Delta l = \frac{A_{EP}}{A_P \times E_{pss}}$$

여기서, Δl : PS 강재의 활동량 (mm) [6.000 mm]
 A_{EP} : 빗금친 부분의 면적
 A_P : PS 강재의 단면적 (mm²) [5,922.600 mm²]
 E_P : PS 강재의 탄성계수 (MPa) [200,000 MPa]

$$\therefore A_{EP} = \Delta l \times A_P \times E_P = 6.0 \times 5922.600 \times 200000.000 = 7107.120 \text{ kN.m}$$



- 마찰에 의한 손실은 직선으로 변한다고 가정한다.

$$l = 17.346 \text{ m}$$

$$P_t = 1295.715 \times 5922.600 / 10^3 = 7674.000 \text{ kN}$$

$$P_B = (1295.715 - 140.310) \times 5922.600 / 10^3 = 6843.000 \text{ kN}$$

$$\Delta P_B = P_t - P_B = 7674.000 - 6843.000 = 831.000 \text{ kN}$$

$$l_1 : h_1 = 17.346 : 831.000 \Rightarrow h_1 = l_1 \times 831.000 / 17.346$$

$$A_{EP} = l_1 \times h_1 \times 2ea / 2$$

$$7107.120 = 831.000 / 17.346 \times l_1^2$$

$$\therefore l_1 = \sqrt{(7107.120 \times 17.346 / 831.000)} = 12.180 \text{ m}$$

$$12.180 < 17.346 \text{ m}$$

∴ 정착 장치의 활동에 의한 손실이 중앙단면에는 영향을 미치지 않음

③ 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

$$f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \left(\frac{N-1}{N} f_{c'fg'} + f_{dog} \right)$$

여기서, E_{pss} : PS 강연선의 탄성계수 (200,000.0 MPa)
 E_{ci} : 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 압축강도 (27,032.9 MPa)
 f_{cir} : 프리스트레스 도입 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 회에 의해 발생

$f_{ctg'}$: 순단면에서 프리스트레스에 의한 PS 강연선 도심위치에서의 응력

f_{dog} : 거더 자중에 의한 PS 강연선 도심 위치에서의 응력

$$f_{pt} = f_{pt1} - f_{pf} - f_{ps} = 1295.715 - 140.310 = 1155.405 \text{ MPa}$$

$$P_t' = f_{pt} \times A_p \times N = 1155.405 \times 5922.600 = 6843.000 \text{ kN}$$

$$f_{ctg'} = \frac{P_t'}{A_c} + \frac{P_t' \times e_{p2}}{Z_{p2}} = \frac{6843.000}{789594.028} + \frac{6843.000 \times 949.448}{489076902.528} = 21.951 \text{ MPa(압축)}$$

$$f_{dog} = M_d / Z_{p2} = 3322.829 / 489076902.528 = -6.794 \text{ MPa(인장)}$$

(M_d : 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir} = \frac{N-1}{N} f_{ctg'} + f_{dog} = \frac{4}{5} \times 21.951 - 6.794 = 10.767 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.50 \times \frac{200000.000}{27032.900} \times 10.767 = 39.828 \text{ MPa}$$

④ PS 강연선의 초기 긴장응력

$$\begin{aligned} f_{pt} &= f_{pt1} - f_{pf} - f_{ps} - f_{pel} \\ &= 1295.715 - 140.310 - 0 - 39.828 = 1115.577 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(7) 프리스트레스의 시간적 손실 및 긴장재의 유효응력 결정

① 콘크리트 크리프에 의한 손실량

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

(f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS 강연선 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력)

$$P_t = 1115.577 \times 5922.600 = 6607.116 \text{ kN}$$

$$P = P_t \times e_{p2} = M_t$$

- 외측 거더 (G1) (M_d : G1 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir1} = \frac{6607.116}{789594.028} + \frac{6607.116 \times 949.448}{489076902.528} - \frac{3317.316}{489076902.528} = 14.411 \text{ MPa}$$

$$f_{cds} = 4.378 + 0.843 \text{ (휨 응력 참조)} = 5.221 \text{ MPa}$$

$$\therefore \Delta f_{pcr} = 12 \times 14.411 - 7 \times 5.221 = 136.389 \text{ MPa}$$

- 내측 거더 (G2) (M_d : G2 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir1} = \frac{6607.116}{789594.028} + \frac{6607.116 \times 949.448}{489076902.528} - \frac{3320.730}{489076902.528} = 14.404 \text{ MPa}$$

$$f_{cds} = 4.441 + 0.916 \text{ (휨 응력 참조)} = 5.357 \text{ MPa}$$

$$\therefore \Delta f_{pcr} = 12 \times 14.404 - 7 \times 5.357 = 135.351 \text{ MPa}$$

- 내측 거더 (G3) (M_d : G3 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir1} = \frac{6607.116}{789594.028} + \frac{6607.116 \times 949.448}{489076902.528} - \frac{3322.829}{489076902.528} = 14.400 \text{ MPa}$$

$$f_{cds} = 4.352 + 0.606 \text{ (휨 응력 참조)} = 4.958 \text{ MPa}$$

$$\therefore \Delta f_{pcr} = 12 \times 14.400 - 7 \times 4.958 = 138.097 \text{ MPa}$$

- 내측 거더 (G4) (M_d : G4 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir1} = \frac{6607.116}{789594.028} + \frac{6607.116 \times 949.448}{489076902.528} - \frac{3321.131}{489076902.528} = 14.404 \text{ MPa}$$

$$f_{cds} = 4.423 + 1.452 \text{ (휨 응력 참조)} = 5.875 \text{ MPa}$$

$$\therefore \Delta f_{pcr} = 12 \times 14.404 - 7 \times 5.875 = 131.717 \text{ MPa}$$

- 외측 거더 (G5) (M_d : G5 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir1} = \frac{6607.116}{789594.028} + \frac{6607.116 \times 949.448}{489076902.528} - \frac{3317.467}{489076902.528} = 14.411 \text{ MPa}$$

$$f_{cds} = 4.359 + 1.522 \text{ (휨 응력 참조)} = 5.881 \text{ MPa}$$

$$\therefore \Delta f_{pcr} = 12 \times 14.411 - 7 \times 5.881 = 131.765 \text{ MPa}$$

② 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

$$\therefore \Delta f_{psh} = 0.8 \times (119 - 1.05 \times H_r)$$

(H_r : 주위의 연평균 상대습도, 국내 평균 상대습도 = 70.00)

$$= 0.80 \times (119.00 - 1.05 \times 70.00) = 36.400 \text{ MPa}$$

③ PS 강연선의 릴랙세이션에 의한 손실량

- 저릴랙세이션 강연선 사용

$$\therefore \Delta f_{rr} = 35 - 0.07 \times \Delta f_{vf} - 0.1 \times \Delta f_{vcl} - 0.05 \times (\Delta f_{pcr} + \Delta f_{psh})$$

Δf_{pel} : 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

Δf_{pcr} : 콘크리트 크리프에 의한 손실량

Δf_{psh} : 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

▪ 외측 거더 (G1)

$$\begin{aligned} \therefore \Delta f_{pr} &= 35 - 0.07 \times 140.310 - 0.1 \times 39.828 \\ &\quad - 0.05 \times (136.389 + 36.400) = 12.556 \text{ MPa} \end{aligned}$$

▪ 내측 거더 (G2)

$$\begin{aligned} \therefore \Delta f_{pr} &= 35 - 0.07 \times 140.310 - 0.1 \times 39.828 \\ &\quad - 0.05 \times (135.351 + 36.400) = 12.608 \text{ MPa} \end{aligned}$$

▪ 내측 거더 (G3)

$$\begin{aligned} \therefore \Delta f_{pr} &= 35 - 0.07 \times 140.310 - 0.1 \times 39.828 \\ &\quad - 0.05 \times (138.097 + 36.400) = 12.471 \text{ MPa} \end{aligned}$$

▪ 내측 거더 (G4)

$$\begin{aligned} \therefore \Delta f_{pr} &= 35 - 0.07 \times 140.310 - 0.1 \times 39.828 \\ &\quad - 0.05 \times (131.717 + 36.400) = 12.790 \text{ MPa} \end{aligned}$$

▪ 외측 거더 (G5)

$$\begin{aligned} \therefore \Delta f_{pr} &= 35 - 0.07 \times 140.310 - 0.1 \times 39.828 \\ &\quad - 0.05 \times (131.765 + 36.400) = 12.787 \text{ MPa} \end{aligned}$$

④ PS 강연선의 유효응력

$$f_{pe} = f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$$

▪ 외측 거더 (G1)

- PS 강연선의 유효 인장응력

$$f_{pe} = 1115.577 - 136.389 - 36.400 - 12.556 = 930.232 \text{ MPa}$$

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{930.232}{1115.577} = 0.834$$

- PS 강연선의 유효 인장응력

$$f_{pe} = 1115.577 - 135.351 - 36.400 - 12.608 = 931.218 \text{ MPa}$$

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{931.218}{1115.577} = 0.835$$

▪ 내측 거더 (G3)

- PS 강연선의 유효 인장응력

$$f_{pe} = 1115.577 - 138.097 - 36.400 - 12.471 = 928.609 \text{ MPa}$$

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{928.609}{1115.577} = 0.832$$

▪ 내측 거더 (G4)

- PS 강연선의 유효 인장응력

$$f_{pe} = 1115.577 - 131.717 - 36.400 - 12.790 = 934.670 \text{ MPa}$$

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{934.670}{1115.577} = 0.838$$

▪ 외측 거더 (G5)

- PS 강연선의 유효 인장응력

$$f_{pe} = 1115.577 - 131.765 - 36.400 - 12.787 = 934.625 \text{ MPa}$$

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{934.625}{1115.577} = 0.838$$

(8) 긴장재의 신축량 계산

$$\Delta l = \frac{P_t + P_{t1}}{A_p \cdot E_{ps}} \times \text{강연선 길이}$$

$$P_{t1} = P_t \cdot e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}$$

강연선 번 호	긴장 순서	P_t (kN)	P_{t1} (kN)	강연선 길이 (L/2, m)	Δl (m)
1	1	1611.000	1406.757	17.411	0.22178
2	2	1572.000	1388.510	17.365	0.21700
3	3	1537.000	1368.600	17.340	0.21267

5	5	1457.000	1327.786	17.302	0.20338
---	---	----------	----------	--------	---------

(9) 프리스트레스의 영향을 고려한 재하단계별 응력계산

① 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

▪ 프리스트레스에 의한 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 P_t &= f_{pt} \times A_p \times N = 1115.577 \times 5922.600 / 10^3 = 6607.116 \text{ kN} \\
 f_{ct} \text{ (상면응력)} &= \frac{P_t}{A_c} - \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{t2}} = \frac{6607.116}{789594.028} - \frac{6607.116 \times 949.448}{413658348.231} = -6.797 \text{ MPa} \\
 f_{cb} \text{ (하면응력)} &= \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{b2}} = \frac{6607.116}{789594.028} + \frac{6607.116 \times 949.448}{430974934.985} = 22.923 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

▪ 거더 자중에 의한 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 f_{ct} \text{ (상면응력)} &= \frac{M_d}{Z_{t2}} = \frac{3322.829}{413658348.231} = 8.033 \text{ MPa} \\
 f_{cb} \text{ (하면응력)} &= \frac{M_d}{Z_{b2}} = \frac{3322.829}{430974934.985} = -7.710 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

∴ 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 f_{ct} \text{ (상면응력)} &= -6.797 + 8.033 = 1.236 \text{ MPa} \\
 f_{cb} \text{ (하면응력)} &= 22.923 + (-7.710) = 15.213 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

② 유효 프리스트레스

▪ 외측 거더 (G1)

$$\begin{aligned}
 f_{ct} \text{ (상면응력)} &= \eta \times f_{ct} = 0.834 \times -6.797 = -5.668 \text{ MPa} \\
 f_{cb} \text{ (하면응력)} &= \eta \times f_{cb} = 0.834 \times 22.923 = 19.115 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

▪ 내측 거더 (G2)

$$\begin{aligned}
 f_{ct} \text{ (상면응력)} &= \eta \times f_{ct} = 0.835 \times -6.797 = -5.674 \text{ MPa} \\
 f_{cb} \text{ (하면응력)} &= \eta \times f_{cb} = 0.835 \times 22.923 = 19.135 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

▪ 내측 거더 (G3)

$$f_{ct} \text{ (상면응력)} = \eta \times f_{ct} = 0.832 \times -6.797 = -5.658 \text{ MPa}$$

■ 내측 거더 (G4)

$$f_{ct} \text{ (상연응력)} = \eta \times f_{ct} = 0.838 \times -6.797 = -5.695 \text{ MPa}$$

$$f_{cb} \text{ (하연응력)} = \eta \times f_{cb} = 0.838 \times 22.923 = 19.206 \text{ MPa}$$

■ 외측 거더 (G5)

$$f_{ct} \text{ (상연응력)} = \eta \times f_{ct} = 0.838 \times -6.797 = -5.695 \text{ MPa}$$

$$f_{cb} \text{ (하연응력)} = \eta \times f_{cb} = 0.838 \times 22.923 = 19.205 \text{ MPa}$$

③ 설계하중 작용시의 휨응력

■ 외측 거더 (G1)

(단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	총하중 (고정하중, 활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.797	8.033	1.236	-5.668	16.008	10.340
	하연	22.923	-7.710	15.213	19.115	-18.182	0.933
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						3.203	3.203
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

■ 내측 거더 (G2)

(단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	총하중 (고정하중, 활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.797	8.033	1.236	-5.674	15.934	10.260
	하연	22.923	-7.710	15.213	19.135	-17.955	1.180
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						2.988	2.988
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장 (+) : 압축

■ 내측 거더 (G3)

(단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	총하중 (고정하중, 활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.797	8.033	1.236	-5.658	15.499	9.841
	하연	22.923	-7.710	15.213	19.081	-17.087	1.995
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						2.543	2.543
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

■ 내측 거더 (G4)

(단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	총하중 (고정하중, 활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.797	8.033	1.236	-5.695	16.175	10.480
	하연	22.923	-7.710	15.213	19.206	-18.560	0.646
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						3.349	3.349
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

■ 외측 거더 (G5)

(단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	총하중 (고정하중, 활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.797	8.033	1.236	-5.695	16.201	10.506
	하연	22.923	-7.710	15.213	19.205	-18.867	0.339
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						3.520	3.520
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

6.3 2차 응력 계산

1) 크리프 및 건조수축에 의한 단면력 계산

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

▪ 외측 거더 (G1)

$$N_c = -\frac{K'}{C^2 - BF} [P\{B(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - C \times e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \times y_1')] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF - C^2} [P\{C(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - F \times e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \times y_1')] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \times y_1')$$

$$m = \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30891.000}{27804.000} \times \frac{497318427094.829}{2587175220.383} = 213.567$$

$$B = 1 + m = 1 + 213.567 = 214.567$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.167 - 213.567 \times 0.120 = -24.461$$

$$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + m y_2^2 + m r_{c2}^2$$

$$= 1.167^2 + 0.601 + 213.567 \times$$

$$P = \left(\frac{1115.58 + 930.23}{2} \right) \times 5922.60 = 6058.253 \text{ kN}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{1 + \phi^\infty} = \frac{3.80}{1 + 3.80} = 0.792$$

$$K' = \frac{\phi_t}{1 + \phi^\infty} = \frac{2.40}{1 + 3.80} = 0.500$$

$$N_c = - \frac{0.500}{-24.461^2 - 214.567 \times 6.062} \times [6058.253 \times \{ 214.567 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + -24.461 \times 0.905 \} + 3317.316 \times (-24.461 - 214.567 \times 1.167)]$$

$$- \frac{0.792}{-24.461^2 - 214.567 \times 6.062} \times 2404.462 \times (-24.461 - 214.567 \times 1.167) = -1067.493 \text{ kN}$$

$$M_c = - \frac{0.500}{213.567 \times 6.062 - -24.461^2} \times [6058.253 \times \{ -24.461 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + 6.062 \times 0.905 \} + 3317.316 \times (6.062 - -24.461 \times 1.167)]$$

$$- \frac{0.792}{214.567 \times 6.062 - -24.461^2} \times 2404.462 \times (6.062 - -24.461 \times 1.167) = -151.582 \text{ kN.m}$$

▪ 내측 거더 (G2)

$$N_c = - \frac{K'}{C^2 - BF} [P\{B(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - C \times e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \times y_1')] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \times y_1')$$

$$M_c = - \frac{K'}{BF - C^2} [P\{C(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - F \times e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \times y_1')] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \times y_1')$$

$$m = \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30891.000}{27804.000} \times \frac{497318427094.829}{2644039700.884} = 208.974$$

$$B = 1 + m = 1 + 208.974 = 209.974$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.167 - 208.974 \times 0.120 = -23.910$$

$$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + m y_2^2 + m r_{c2}^2$$

$$= 1.167^2 + 0.601 + 208.974 \times 0.120^2 + 208.974 \times 0.005 = 5.974$$

$$P = \left(\frac{1115.58 + 931.22}{2} \right) \times 5922.60 = 6061.172 \text{ kN}$$

$$\phi^\infty = 3.80$$

$$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^\infty} = \frac{2.40}{1 + 3.80} = 0.500$$

$$N_c = - \frac{0.500}{-23.910^2 - 209.974 \times 5.974} \times [6061.172 \times \{ 209.974 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + -23.910 \times 0.905 \} + 3320.730 \times (-23.910 - 209.974 \times 1.167)] - \frac{0.792}{-23.910^2 - 209.974 \times 5.974} \times 2439.366 \times (-23.910 - 209.974 \times 1.167) = -1085.930 \text{ kN}$$

$$M_c = - \frac{0.500}{208.974 \times 5.974 - -23.910^2} \times [6061.172 \times \{ -23.910 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + 5.974 \times 0.905 \} + 3320.730 \times (5.974 - -23.910 \times 1.167)] - \frac{0.792}{209.974 \times 5.974 - -23.910^2} \times 2439.366 \times (5.974 - -23.910 \times 1.167) = -154.344 \text{ kN.m}$$

▪ 내측 거더 (G3)

$$N_c = -\frac{K'}{C^2 - BF} [P\{B(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - C \times e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \times y_1')] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF - C^2} [P\{C(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - F \times e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \times y_1')] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \times y_1')$$

$$m = \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30891.000 \times 497318427094.829}{27804.000 \times 2644039700.884} = 208.974$$

$$B = 1 + m = 1 + 208.974 = 209.974$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.167 - 208.974 \times 0.120 = -23.910$$

$$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + m y_2^2 + m r_{c2}^2 = 1.167^2 + 0.601 + 208.974 \times 0.120^2 + 208.974 \times 0.005 = 5.974$$

$$P = \left(\frac{1115.58 + 928.61}{2} \right) \times 5922.60 = 6053.448 \text{ kN}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \frac{3.80}{1 + 3.80} = 0.792$$

$$\begin{aligned}
N_c &= - \frac{0.500}{-23.910^2 - 209.974 \times 5.974} \times [6053.448 \times \{ 209.974 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + -23.910 \times 0.905 \} + 3322.829 \times (-23.910 - 209.974 \times 1.167)] \\
&\quad - \frac{0.792}{-23.910^2 - 209.974 \times 5.974} \times 2390.193 \times (-23.910 - 209.974 \times 1.167) = -1071.430 \text{ kN} \\
M_c &= - \frac{0.500}{208.974 \times 5.974 - -23.910^2} \times [6053.448 \times \{ -23.910 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + 5.974 \times 0.905 \} + 3322.829 \times (5.974 - -23.910 \times 1.167)] \\
&\quad - \frac{0.792}{209.974 \times 5.974 - -23.910^2} \times 2390.193 \times (5.974 - -23.910 \times 1.167) = -152.496 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

▪ 내측 거더 (G4)

$$\begin{aligned}
N_c &= - \frac{K'}{C^2 - BF} [P\{B(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - C \times e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \times y_1')] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \times y_1') \\
M_c &= - \frac{K'}{BF - C^2} [P\{C(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - F \times e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \times y_1')] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \times y_1') \\
m &= \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30891.000 \times 497318427094.829}{27804.000 \times 2644039700.884} = 208.974 \\
B &= 1 + m = 1 + 208.974 = 209.974 \\
C &= y_1' - m y_2 = 1.167 - 208.974 \times 0.120 = -23.910 \\
F &= y_1'^2 + r_{c1}^2 + m y_2^2 + m r_{c2}^2 \\
&= 1.167^2 + 0.601 + 208.974 \times 0.120^2 + 208.974 \times 0.005 = 5.974 \\
P &= \frac{(1115.58 + 934.67)}{2} \times 5922.60 = 6071.397 \text{ kN} \\
K &= \frac{\phi^\infty}{1 + \phi^\infty} = \frac{3.80}{1 + 3.80} = 0.792
\end{aligned}$$

2.40

$$\begin{aligned}
N_c &= - \frac{0.500}{-23.910^2 - 209.974 \times 5.974} \times [6071.397 \times \{ \\
&\quad 209.974 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + -23.910 \times \\
&\quad 0.905 \} + 3321.131 \times (-23.910 - 209.974 \times 1.167)] \\
&\quad - \frac{0.792}{-23.910^2 - 209.974 \times 5.974} \times 2429.150 \times (\\
&\quad -23.910 - 209.974 \times 1.167) = -1082.269 \text{ kN} \\
M_c &= - \frac{0.500}{208.974 \times 5.974 - -23.910^2} \times [6071.397 \times \{ \\
&\quad -23.910 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + 5.974 \times \\
&\quad 0.905 \} + 3321.131 \times (5.974 - -23.910 \times 1.167)] \\
&\quad - \frac{0.792}{209.974 \times 5.974 - -23.910^2} \times 2429.150 \times (\\
&\quad 5.974 - -23.910 \times 1.167) = -153.911 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

▪ 외측 거더 (G5)

$$N_c = -\frac{K'}{C^2 - BF} [P\{B(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - C \times e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \times y_1')] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF - C^2} [P\{C(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - F \times e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \times y_1')] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \times y_1')$$

$$m = \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30891.000 \times 497318427094.829}{27804.000 \times 2715938916.938} = 203.441$$

$$B = 1 + m = 1 + 203.441 = 204.441$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.167 - 203.441 \times 0.120 = -23.246$$

$$\begin{aligned}
F &= y_1'^2 + r_{c1}^2 + m y_2^2 + m r_{c2}^2 \\
&= 1.167^2 + 0.601 + 203.441 \times \\
&\quad 0.120^2 + 203.441 \times 0.005 = 5.868
\end{aligned}$$

$$P = \frac{(1115.58 + 934.62)}{2} \times 5922.60 = 6071.263 \text{ kN}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{1 + \phi^\infty} = \frac{3.80}{1 + 3.80} = 0.792$$

$$K' = \frac{\phi_t}{1 + \phi^\infty} = \frac{2.40}{1 + 3.80} = 0.500$$

$$\begin{aligned}
 &= - \frac{-23.246^2}{2} - \frac{204.441}{x} \times \frac{5.868}{x} \times 0.071.263 \times \frac{1}{x} \\
 &\quad 204.441 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + -23.246 \times \\
 &\quad 0.905 \} + 3317.467 \times (-23.246 - 204.441 \times 1.167) \\
 &\quad \times \frac{0.792}{-23.246^2 - 204.441 \times 5.868} \times 2394.387 \times (-23.246 - 204.441 \times 1.167) \\
 &\quad = -1079.281 \text{ kN} \\
 M_c &= - \frac{0.500}{203.441 \times 5.868 - -23.246^2} \times [6071.263 \times \{ \\
 &\quad -23.246 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + 5.868 \times \\
 &\quad 0.905 \} + 3317.467 \times (5.868 - -23.246 \times 1.167) \\
 &\quad \times \frac{0.792}{204.441 \times 5.868 - -23.246^2} \times 2394.387 \times (5.868 - -23.246 \times 1.167) \\
 &\quad = -154.079 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$$N_s = \varepsilon_s E_{cl} I_{cl} \frac{B}{BF - C^2} \frac{1}{1 + \phi^\infty}$$

$$M_s = \varepsilon_s E_{cl} I_{cl} \frac{C}{C^2 - BF} \frac{1}{1 + \phi^\infty}$$

■ 외측 거더 (G1)

$$\begin{aligned}
 N_s &= \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times 214.567}{214.567 \times 6.062 - -24.461^2} \times \frac{1}{1 + 3.80} \\
 &= 195.560 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_s &= \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times -24.461}{-24.461^2 - 214.567 \times 6.062} \times \frac{1}{1 + 3.80} \\
 &= 22.295 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

■ 내측 거더 (G2)

$$\begin{aligned}
 N_s &= \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times 209.974}{209.974 \times 5.974 - -23.910^2} \times \frac{1}{1 + 3.80} \\
 &= 196.896 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_s &= \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times -23.910}{-23.910^2 - 209.974 \times 5.974} \times \frac{1}{1 + 3.80}
 \end{aligned}$$

■ 내측 거더 (G3)

$$\begin{aligned}
 N_s &= \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times 209.974}{209.974 \times 5.974 - (-23.910)^2} \times \frac{1}{1 + 3.80} \\
 &= 196.896 \text{ kN} \\
 M_s &= \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times (-23.910)}{(-23.910)^2 - 209.974 \times 5.974} \times \frac{1}{1 + 3.80} \\
 &= 22.421 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

■ 내측 거더 (G4)

$$\begin{aligned}
 N_s &= \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times 209.974}{209.974 \times 5.974 - (-23.910)^2} \times \frac{1}{1 + 3.80} \\
 &= 196.896 \text{ kN} \\
 M_s &= \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times (-23.910)}{(-23.910)^2 - 209.974 \times 5.974} \times \frac{1}{1 + 3.80} \\
 &= 22.421 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

■ 외측 거더 (G5)

$$\begin{aligned}
 N_s &= \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times 204.441}{204.441 \times 5.868 - (-23.246)^2} \times \frac{1}{1 + 3.80} \\
 &= 198.531 \text{ kN} \\
 M_s &= \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times (-23.246)}{(-23.246)^2 - 204.441 \times 5.868} \times \frac{1}{1 + 3.80} \\
 &= 22.574 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

2) PSC 거더 및 바닥판의 상·하연 응력계산

(1) 크리프에 의한 응력계산

$$f_{c2}' = -\frac{N_c}{A_{c2}} - \frac{M_c - N_c y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 상연응력}$$

$$f_{c2} = -\frac{N_c}{A_{c2}} + \frac{M_c - N_c y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 하연응력}$$

$$f_{c1}' = \frac{N_c}{A_{c1}} + \frac{M_c + N_c y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1' \quad ; \text{ PSC 거더 상연응력}$$

$$f_{c1} = \frac{N_c}{A_{c1}} - \frac{M_c + N_c y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1' \quad ; \text{ PSC 거더 하연응력}$$

■ 외측 거더 (G1)

$$f_{c2}' = -\frac{-1067492.781}{538994.838} - \frac{-151582293.469 - (-1067492.781 \times 120.000)}{2587175220.383} \times 120.000 = 3.070 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-1067492.781}{538994.838} + \frac{-151582293.469 - (-1067492.781 \times 120.000)}{2587175220.383} \times 120.000 = 0.891 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-1067492.781}{827939.177} + \frac{-151582293.469 + (-1067492.781 \times 1166.525)}{497318427094.829} \times 1166.525 = -4.566 \text{ MPa}$$

$$-1067492.781 \quad -151582293.469 \quad + \quad -1067492.781 \quad \times \quad 1166.525$$

$$= -4.192 \text{ MPa}$$

■ 내측 거더 (G2)

$$f_{c2}' = - \frac{-1085930.028}{550841.604} - \frac{-154343854.440}{2644039700.884} - \frac{-1085930.028}{2644039700.884} \times 120.000 \times 120.000$$

$$= 3.062 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = - \frac{-1085930.028}{550841.604} + \frac{-154343854.440}{2644039700.884} - \frac{-1085930.028}{2644039700.884} \times 120.000 \times 120.000$$

$$= 0.881 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-1085930.028}{827939.177} + \frac{-154343854.440}{497318427094.829} + \frac{-1085930.028}{497318427094.829} \times 1166.525 \times 1166.525$$

$$= -4.645 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-1085930.028}{827939.177} - \frac{-154343854.440}{497318427094.829} + \frac{-1085930.028}{497318427094.829} \times 1166.525 \times -1033.475$$

$$= -4.265 \text{ MPa}$$

■ 내측 거더 (G3)

$$f_{c2}' = - \frac{-1071430.203}{550841.604} - \frac{-152496396.375}{2644039700.884} - \frac{-1071430.203}{2644039700.884} \times 120.000 \times 120.000$$

$$= 3.031 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = - \frac{-1071430.203}{550841.604} + \frac{-152496396.375}{2644039700.884} - \frac{-1071430.203}{2644039700.884} \times 120.000 \times 120.000$$

$$= 0.859 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-1071430.203}{827939.177} + \frac{-152496396.375}{497318427094.829} + \frac{-1071430.203}{497318427094.829} \times 1166.525 \times 1166.525$$

$$= -4.583 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-1071430.203}{827939.177} - \frac{-152496396.375}{497318427094.829} + \frac{-1071430.203}{497318427094.829} \times 1166.525 \times -1033.475$$

$$= -4.208 \text{ MPa}$$

■ 내측 거더 (G4)

$$f_{c2}' = - \frac{-1082269.432}{550841.604} - \frac{-153911219.245}{2644039700.884} - \frac{-1082269.432}{2644039700.884} \times 120.000 \times 120.000$$

$$= 3.056 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = - \frac{-1082269.432}{550841.604} + \frac{-153911219.245}{2644039700.884} - \frac{-1082269.432}{2644039700.884} \times 120.000 \times 120.000$$

$$= 0.874 \text{ MPa}$$

$$-1082269.432 \quad -153911219.245 \quad + \quad -1082269.432 \quad \times \quad 1166.525$$

$$\begin{aligned}
 f_{c1} &= \frac{-1082269.432}{827939.177} - \frac{-153911219.245 + -1082269.432 \times 1166.525}{497318427094.829} \times -1033.475 \\
 &= -4.630 \text{ MPa} \\
 &= -4.251 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

■ 외측 거더 (G5)

$$\begin{aligned}
 f_{c2}' &= - \frac{-1079281.240}{565820.608} - \frac{-154079400.038 - -1079281.240 \times 120.000}{2715938916.938} \times 120.000 \\
 &= 2.993 \text{ MPa} \\
 f_{c2} &= - \frac{-1079281.240}{565820.608} + \frac{-154079400.038 - -1079281.240 \times 120.000}{2715938916.938} \times 120.000 \\
 &= 0.822 \text{ MPa} \\
 f_{c1}' &= \frac{-1079281.240}{827939.177} + \frac{-154079400.038 + -1079281.240 \times 1166.525}{497318427094.829} \times 1166.525 \\
 &= -4.618 \text{ MPa} \\
 f_{c1} &= \frac{-1079281.240}{827939.177} - \frac{-154079400.038 + -1079281.240 \times 1166.525}{497318427094.829} \times -1033.475 \\
 &= -4.240 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 응력계산

$$f_{s2}' = -\frac{N_s}{A_{c2}} - \frac{M_s - N_s y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 상면응력}$$

$$f_{s2} = -\frac{N_s}{A_{c2}} + \frac{M_s - N_s y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 하면응력}$$

$$f_{s1}' = \frac{N_s}{A_{c1}} + \frac{M_s + N_s y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1' \quad ; \text{ PSC 거더 상면응력}$$

$$f_{s1} = \frac{N_s}{A_{c1}} - \frac{M_s + N_s y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1' \quad ; \text{ PSC 거더 하면응력}$$

■ 외측 거더 (G1)

$$f_{s2}' = -\frac{195559.892}{538994.838} - \frac{22294625.163}{2587175220.383} - \frac{195559.892}{2587175220.383} \times 120.000 \times 120.000 = -0.308 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{195559.89}{538994.84} + \frac{22294625.16}{2587175220.38} - \frac{195559.89}{2587175220.38} \times 120.00 \times 120.00 = -0.417 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{195559.89}{827939.18} + \frac{22294625.16}{497318427094.83} + \frac{195559.89}{497318427094.83} \times 1166.52 \times 1166.525 = 0.824 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{195559.89}{827939.18} - \frac{22294625.16}{497318427094.83} + \frac{195559.89}{497318427094.83} \times 1166.52 \times -1033.475 = 0.757 \text{ MPa}$$

■ 내측 거더 (G2)

$$\begin{aligned}
 f_{s2} &= - \frac{550841.604}{2644039700.884} \times 120.000 \\
 &= -0.303 \text{ MPa} \\
 f_{s2} &= - \frac{196896.24}{550841.60} + \frac{22421150.07 - 196896.24 \times 120.00}{2644039700.88} \times 120.000 \\
 &= -0.412 \text{ MPa} \\
 f_{s1}' &= \frac{196896.24}{827939.18} + \frac{22421150.07 + 196896.24 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.525 \\
 &= 0.829 \text{ MPa} \\
 f_{s1} &= \frac{196896.24}{827939.18} - \frac{22421150.07 + 196896.24 \times 1166.52}{497318427094.83} \times -1033.475 \\
 &= 0.762 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

■ 내측 거더 (G3)

$$\begin{aligned}
 f_{s2}' &= - \frac{196896.244}{550841.604} - \frac{22421150.068 - 196896.244 \times 120.000}{2644039700.884} \times 120.000 \\
 &= -0.303 \text{ MPa} \\
 f_{s2} &= - \frac{196896.24}{550841.60} + \frac{22421150.07 - 196896.24 \times 120.00}{2644039700.88} \times 120.000 \\
 &= -0.412 \text{ MPa} \\
 f_{s1}' &= \frac{196896.24}{827939.18} + \frac{22421150.07 + 196896.24 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.525 \\
 &= 0.829 \text{ MPa} \\
 f_{s1} &= \frac{196896.24}{827939.18} - \frac{22421150.07 + 196896.24 \times 1166.52}{497318427094.83} \times -1033.475 \\
 &= 0.762 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

■ 내측 거더 (G4)

$$\begin{aligned}
 f_{s2}' &= - \frac{196896.244}{550841.604} - \frac{22421150.068 - 196896.244 \times 120.000}{2644039700.884} \times 120.000 \\
 &= -0.303 \text{ MPa} \\
 f_{s2} &= - \frac{196896.24}{550841.60} + \frac{22421150.07 - 196896.24 \times 120.00}{2644039700.88} \times 120.000 \\
 &= -0.412 \text{ MPa} \\
 f_{s1}' &= \frac{196896.24}{827939.18} + \frac{22421150.07 + 196896.24 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.525 \\
 &= 0.829 \text{ MPa} \\
 &196896.24 \quad 22421150.07 \quad + \quad 196896.24 \quad \times \quad 1166.52
 \end{aligned}$$

$$= 0.762 \text{ MPa}$$

▪ 외측 거더 (G5)

$$f_{s2}' = - \frac{198530.882}{565820.608} - \frac{22574374.935}{2715938916.938} - \frac{198530.882}{2715938916.938} \times 120.000 \times 120.000$$

$$= -0.296 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = - \frac{198530.88}{565820.61} + \frac{22574374.93}{2715938916.94} - \frac{198530.88}{2715938916.94} \times 120.00 \times 120.000$$

$$= -0.406 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{198530.88}{827939.18} + \frac{22574374.93}{497318427094.83} + \frac{198530.88}{497318427094.83} \times 1166.52 \times 1166.525$$

$$= 0.836 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{198530.88}{827939.18} - \frac{22574374.93}{497318427094.83} + \frac{198530.88}{497318427094.83} \times 1166.52 \times -1033.475$$

$$= 0.768 \text{ MPa}$$

6.4 휨 극한 안전성 검토

1) 외력에 의한 극한 모멘트 계산

하 중 조 합

$$CASE\ 1 = 1.3x(\Sigma \text{고정하중}) + 2.15(\Sigma \text{활하중})$$

$$CASE\ 2 = 1.3x(\Sigma \text{고정하중}) + 1.3(\Sigma \text{풍하중})$$

$$CASE\ 3 = 1.3x(\Sigma \text{고정하중}) + 1.3(\Sigma \text{활하중}) + 0.65(\Sigma \text{풍하중})$$

$$CASE\ 4 = 1.3x(\Sigma \text{고정하중}) + 1.3(\Sigma \text{활하중}) + 1.3(\Sigma \text{지점침하})$$

$$CASE\ 5 = 1.25x(\Sigma \text{고정하중}) + 1.25(\Sigma \text{활하중}) + 0.625(\Sigma \text{풍하중}) + 1.25(\Sigma \text{지점침하})$$

(1) 외측 거더 (G1)

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	6342.6	2.150	2441.6					13494.878
CASE 2	1.300	6342.6			1.300	156.4			8448.690
CASE 3	1.300	6342.6	1.300	2441.6	0.650	156.4			11521.145
CASE 4	1.300	6342.6	1.300	2441.6			1.300	564.6	12153.477
CASE 5	1.250	6342.6	1.250	2441.6	0.625	156.4	1.250	564.6	11783.760

(2) 내측 거더 (G2)

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	6436.0	2.150	2194.0					13083.903
CASE 2	1.300	6436.0			1.300	135.8			8543.228
CASE 3	1.300	6436.0	1.300	2194.0	0.650	135.8			11307.221
CASE 4	1.300	6436.0	1.300	2194.0			1.300	568.6	11958.144
CASE 5	1.250	6436.0	1.250	2194.0	0.625	135.8	1.250	568.6	11583.063

(3) 내측 거더 (G3)

(단위 : kN.m)

CASE	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	합 계
CASE 1	1.300	6160.1	2.150	1960.3					12222.836
CASE 2	1.300	6160.1			1.300	14.5			8026.969
CASE 3	1.300	6160.1	1.300	1960.3	0.650	14.5			10565.979
CASE 4	1.300	6160.1	1.300	1960.3			1.300	570.1	11297.653
CASE 5	1.250	6160.1	1.250	1960.3	0.625	14.5	1.250	570.1	10872.198

(4) 내측 거더 (G4)

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	6821.9	2.150	2174.5					13543.802
CASE 2	1.300	6821.9			1.300	224.7			9160.599
CASE 3	1.300	6821.9	1.300	2174.5	0.650	224.7			11841.473
CASE 4	1.300	6821.9	1.300	2174.5			1.300	571.6	12438.529
CASE 5	1.250	6821.9	1.250	2174.5	0.625	224.7	1.250	571.6	12100.541

(5) 외측 거더 (G5)

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	6837.6	2.150	2444.9					14145.526
CASE 2	1.300	6837.6			1.300	115.8			9039.421
CASE 3	1.300	6837.6	1.300	2444.9	0.650	115.8			12142.581
CASE 4	1.300	6837.6	1.300	2444.9			1.300	576.6	12816.875
CASE 5	1.250	6837.6	1.250	2444.9	0.625	115.8	1.250	576.6	12396.263

2) 설계단면의 휨 저항강도 계산

■ 관련 제 원

$$\begin{aligned}
 f_{pu} &= 1900.0 \text{ MPa} && : \text{PSC 강선 극한 강도} \\
 E_{pss} &= 200000.0 \\
 f_{ck} &= 27.0 \\
 b_1 &= 220.0 \text{ mm} && : \text{PSC Beam 복부 두께} \\
 d &= 2200.0 + 240.0 - 128.0 && = 2312.000 \text{ mm} \\
 A_p &= 5.0 \times 1184.520 && = 5922.600 \text{ mm}^2 \\
 f_{ps} &= 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900.000 \text{ (가정치)} && = 1767.000 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

(1) 외측 거더 (G1)

$$\begin{aligned}
 B &= 2495.158 \text{ mm} \\
 f_{pe} &= 930.232 \text{ MPa} && : \text{PS 강연선의 유효 인장응력} \\
 \frac{f_{pe}}{f_{pu}} &= \frac{930.232}{1900.000} = 0.490 < 0.500 \\
 A_p \cdot f_{ps} &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B \text{ 에서} \\
 x &= \frac{5922.600 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2495.158} = 0.215 \text{ m} \\
 a &= 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.215 = 0.183 \text{ m} \\
 a &= 0.183 \text{ m} < 0.240 \text{ m} \therefore \text{직사각형 부재로 취급} \\
 \epsilon_p &= (d - x) / x \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{pe} \\
 \text{여기서, } \epsilon_{cu} &: \text{콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)} \\
 \epsilon_{pe} &= \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{930.232}{200000.000} = 0.005 \\
 \epsilon_p &= 2.312 - 0.215 / 0.215 \times 0.003 + 0.005 = 0.034 \\
 \epsilon_p &= 0.034 > 0.015 \\
 \therefore f_{ps} &= 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900.0 = 1767.0 \text{ MPa 로 사용함.}
 \end{aligned}$$

■ 극한 저항모멘트

$$= 0.85 \times \left\{ 0.0059 \times 1767000.000 \times \left(2.312 - \frac{0.183}{2} \right) \right\} = 19753.436 \text{ kN.m}$$

$$\Phi M_n = 19753.436 \text{ kN.m} > M_u = 13494.878 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

(2) 내측 거더 (G2)

$$B = 2550.000 \text{ mm}$$

$$f_{pe} = 931.218 \text{ MPa} \quad : \text{PS 강연선의 유효 인장응력}$$

$$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{931.218}{1900.000} = 0.490 < 0.500$$

$$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B \quad \text{에서}$$

$$x = \frac{5922.600 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2550.000} = 0.210 \text{ m}$$

$$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.210 = 0.179 \text{ m}$$

$$a = 0.179 \text{ m} < 0.240 \text{ m} \therefore \text{직사각형 부재로 취급}$$

$$\epsilon_p = (d - x) / x \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{pe}$$

여기서, ϵ_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형을 (= 0.003)

$$\epsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{931.218}{200000.000} = 0.005$$

$$\epsilon_p = 2.312 - 0.210 / 0.210 \times 0.003 + 0.005 = 0.035$$

$$\epsilon_p = 0.035 > 0.015$$

$$\therefore f_{ps} = 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900.0 = 1767.0 \text{ MPa 로 사용함.}$$

▪ 극한 저항모멘트

$$\Phi M_n = \Phi \{ A_p \times f_{ps} \times (d - a/2) \}$$

$$= 0.85 \times \left\{ 0.0059 \times 1767000.000 \times \left(2.312 - \frac{0.179}{2} \right) \right\} = 19770.918 \text{ kN.m}$$

$$\Phi M_n = 19770.918 \text{ kN.m} > M_u = 13083.903 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

(3) 내측 거더 (G3)

$$\begin{aligned}
 B &= 2550.000 \text{ mm} \\
 f_{pe} &= 928.609 \text{ MPa} \quad : \text{PS 강연선의 유효 인장응력} \\
 \frac{f_{pe}}{f_{pu}} &= \frac{928.609}{1900.000} = 0.489 < 0.500 \\
 A_p \cdot f_{ps} &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B \quad \text{에서} \\
 x &= \frac{5922.600}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2550.000} \times 1767.000 = 0.210 \text{ m} \\
 a &= 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.210 = 0.179 \text{ m} \\
 a &= 0.179 \text{ m} < 0.240 \text{ m} \quad \therefore \text{직사각형 부재로 취급} \\
 \epsilon_p &= (d - x) / x \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{pe} \\
 \text{여기서, } \epsilon_{cu} &: \text{콘크리트 압축연단에서의 최대변형을 (= 0.003)} \\
 \epsilon_{pe} &= \frac{f_{pe}}{E_{ps}} = \frac{928.609}{200000.000} = 0.005 \\
 \epsilon_p &= 2.312 - 0.210 / 0.210 \times 0.003 + 0.005 = 0.035 \\
 \epsilon_p &= 0.035 > 0.015 \\
 \therefore f_{ps} &= 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900.0 = 1767.0 \text{ MPa 로 사용함.}
 \end{aligned}$$

▪ 극한 저항모멘트

$$\begin{aligned}
 \Phi M_n &= \Phi \{ A_p \times f_{ps} \times (d - a/2) \} \\
 &= 0.85 \times \{ 0.0059 \times 1767000.000 \times (2.312 - 0.179 / 2) \} = 19770.918 \text{ kN.m} \\
 \Phi M_n &= 19770.918 \text{ kN.m} > M_u = 12222.836 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

(4) 내측 거더 (G4)

$$\begin{aligned}
 B &= 2550.000 \text{ mm} \\
 f_{pe} &= 934.670 \text{ MPa} \quad : \text{PS 강연선의 유효 인장응력} \\
 \frac{f_{pe}}{f_{pu}} &= \frac{934.670}{1900.000} = 0.492 < 0.500 \\
 A_p \cdot f_{ps} &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B \quad \text{에서} \\
 x &= \frac{5922.600 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2550.000} = 0.210 \text{ m} \\
 a &= 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.210 = 0.179 \text{ m} \\
 a &= 0.179 \text{ m} < 0.240 \text{ m} \quad \therefore \text{직사각형 부재로 취급} \\
 \epsilon_p &= (d - x) / x \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{pe} \\
 \text{여기서, } \epsilon_{cu} &: \text{콘크리트 압축연단에서의 최대변형율} \quad (= 0.003) \\
 \epsilon_{pe} &= \frac{f_{pe}}{E_{ps}} = \frac{934.670}{200000.000} = 0.005 \\
 \epsilon_p &= 2.312 - 0.210 / 0.210 \times 0.003 + 0.005 = 0.035 \\
 \epsilon_p &= 0.035 > 0.015 \\
 \therefore f_{ps} &= 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900.0 = 1767.0 \text{ MPa 로 사용함.}
 \end{aligned}$$

▪ 극한 저항모멘트

$$\begin{aligned}
 \Phi M_n &= \Phi \{ A_p \times f_{ps} \times (d - a/2) \} \\
 &= 0.85 \times \{ 0.0059 \times 1767000.000 \times (2.312 - 0.179 / 2) \} = 19770.918 \text{ kN.m} \\
 \Phi M_n &= 19770.918 \text{ kN.m} > M_u = 13543.802 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

(5) 외측 거더 (G5)

$$\begin{aligned}
 B &= 2619.342 \text{ mm} \\
 f_{pe} &= 934.625 \text{ MPa} \quad : \text{PS 강연선의 유효 인장응력} \\
 \frac{f_{pe}}{f_{pu}} &= \frac{934.625}{1900.000} = 0.492 < 0.500 \\
 A_p \cdot f_{ps} &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B \quad \text{에서} \\
 x &= \frac{5922.600 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2619.342} = 0.205 \text{ m} \\
 a &= 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.205 = 0.174 \text{ m} \\
 a &= 0.174 \text{ m} < 0.240 \text{ m} \quad \therefore \text{직사각형 부재로 취급} \\
 \epsilon_p &= (d - x) / x \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{pe} \\
 \text{여기서, } \epsilon_{cu} &: \text{콘크리트 압축연단에서의 최대변형률} \quad (= 0.003) \\
 \epsilon_{pe} &= \frac{f_{pe}}{E_{ps}} = \frac{934.625}{200000.000} = 0.005 \\
 \epsilon_p &= 2.312 - 0.205 / 0.205 \times 0.003 + 0.005 = 0.036 \\
 \epsilon_p &= 0.036 > 0.015 \\
 \therefore f_{ps} &= 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900.0 = 1767.0 \text{ MPa 로 사용함.}
 \end{aligned}$$

▪ 극한 저항모멘트

$$\begin{aligned}
 \Phi M_n &= \Phi \{ A_p \times f_{ps} \times (d - a/2) \} \\
 &= 0.85 \times \{ 0.0059 \times 1767000.000 \times (2.312 - 0.174 / 2) \} = 19791.973 \text{ kN.m} \\
 \Phi M_n &= 19791.973 \text{ kN.m} > M_u = 14145.526 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

3) 균열모멘트 계산

$$\begin{aligned}
 f_{\text{외력}} + f_{pe} + f_{cr}^{-1} &= -0.63 \sqrt{f_{ck}} \\
 \text{여기서, } f_{\text{외력}} &: [\text{고정하중 및 활하중에 의한 응력 계산}] \text{ 참조} \\
 f_{pe} &: \text{유효프리스트레스에 의한 응력} \\
 f_{cr}^{-1} &: \text{균열이 발생되기 위한 추가적인 응력} \\
 M_{cr}^{-1} &: \text{균열이 발생되기 위한 추가적인 모멘트}
 \end{aligned}$$

(1) 외측 거더 (G1)

$$\begin{aligned}
 f_{\text{외력}} + f_{pe} + f_{cr}^{-1} &= -18.182 + 19.115 - M_{cr}^{-1} / 675153025.332 \\
 &= -0.63 \sqrt{40.000} = -3.984
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{cr} &= 9427.008 + 3319.970 = 12746.978 \text{ kN.m} \\
\Phi M_n &= 19,753.44 \text{ kN.m} > 1.2M_{cr} = 15,296.37 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
\end{aligned}$$

(2) 내측 거더 (G2)

$$\begin{aligned}
f_{\text{외력}} + f_{pe} + f_{cr}^{-1} &= -17.955 + 19.135 - M_{cr}^{-1} / 676877224.843 \\
&= -0.63 \sqrt{40.000} = -3.984 \\
M_{cr}^{-1} &= (1.180 + 3.984) \times 676877224.843 = 3496.040 \text{ kN.m} \\
M_{cr} &= 9266.450 + 3496.040 = 12762.490 \text{ kN.m} \\
\Phi M_n &= 19,770.92 \text{ kN.m} > 1.2M_{cr} = 15,314.99 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
\end{aligned}$$

(3) 내측 거더 (G3)

$$\begin{aligned}
f_{\text{외력}} + f_{pe} + f_{cr}^{-1} &= -17.087 + 19.081 - M_{cr}^{-1} / 676877224.843 \\
&= -0.63 \sqrt{40.000} = -3.984 \\
M_{cr}^{-1} &= (1.995 + 3.984) \times 676877224.843 = 4047.249 \text{ kN.m} \\
M_{cr} &= 8697.758 + 4047.249 = 12745.008 \text{ kN.m} \\
\Phi M_n &= 19,770.92 \text{ kN.m} > 1.2M_{cr} = 15,294.01 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
\end{aligned}$$

(4) 내측 거더 (G4)

$$\begin{aligned}
f_{\text{외력}} + f_{pe} + f_{cr}^{-1} &= -18.560 + 19.206 - M_{cr}^{-1} / 676877224.843 \\
&= -0.63 \sqrt{40.000} = -3.984 \\
M_{cr}^{-1} &= (0.646 + 3.984) \times 676877224.843 = 3134.004 \text{ kN.m} \\
M_{cr} &= 9680.433 + 3134.004 = 12814.437 \text{ kN.m} \\
\Phi M_n &= 19,770.92 \text{ kN.m} > 1.2M_{cr} = 15,377.32 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
\end{aligned}$$

(5) 외측 거더 (G5)

$$\begin{aligned}
f_{\text{외력}} + f_{pe} + f_{cr}^{-1} &= -18.867 + 19.205 - M_{cr}^{-1} / 678995613.183 \\
&= -0.63 \sqrt{40.000} = -3.984 \\
M_{cr}^{-1} &= (0.339 + 3.984) \times 678995613.183 = 2935.299 \text{ kN.m} \\
M_{cr} &= 9917.011 + 2935.299 = 12852.310 \text{ kN.m} \\
\Phi M_n &= 19,791.97 \text{ kN.m} > 1.2M_{cr} = 15,422.77 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
\end{aligned}$$

6.5 전단설계 및 전단 연결재 산정

1) 외력에 의한 극한 전단력 계산

▪ 하 중 조 합

$$CASE\ 1 = 1.3x(\Sigma \text{고정하중}) + 2.15(\Sigma \text{활하중})$$

$$CASE\ 2 = 1.3x(\Sigma \text{고정하중}) + 1.3(\Sigma \text{풍하중})$$

$$CASE\ 3 = 1.3x(\Sigma \text{고정하중}) + 1.3(\Sigma \text{활하중}) + 0.65(\Sigma \text{풍하중})$$

$$CASE\ 4 = 1.3x(\Sigma \text{고정하중}) + 1.3(\Sigma \text{활하중}) + 1.3(\Sigma \text{지점침하})$$

$$CASE\ 5 = 1.25x(\Sigma \text{고정하중}) + 1.25(\Sigma \text{활하중}) + 0.625(\Sigma \text{풍하중}) + 1.25(\Sigma \text{지점침하})$$

(1) 외측 거더 (G1)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	890.4	2.150	395.6					2007.982
CASE 2	1.300	890.4			1.300	21.5			1185.526
CASE 3	1.300	890.4	1.300	395.6	0.650	21.5			1685.755
CASE 4	1.300	890.4	1.300	395.6			1.300	71.2	1764.318
CASE 5	1.250	890.4	1.250	395.6	0.625	21.5	1.250	71.2	1709.921

(2) 내측 거더 (G2)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	786.5	2.150	541.2					2185.934
CASE 2	1.300	786.5			1.300	49.4			1086.659
CASE 3	1.300	786.5	1.300	541.2	0.650	49.4			1758.063
CASE 4	1.300	786.5	1.300	541.2			1.300	72.1	1819.614
CASE 5	1.250	786.5	1.250	541.2	0.625	49.4	1.250	72.1	1780.527

(3) 내측 거더 (G3)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	797.6	2.150	474.4					2056.946
CASE 2	1.300	797.6			1.300	11.1			1051.314
CASE 3	1.300	797.6	1.300	474.4	0.650	11.1			1660.874
CASE 4	1.300	797.6	1.300	474.4			1.300	72.3	1747.640
CASE 5	1.250	797.6	1.250	474.4	0.625	11.1	1.250	72.3	1687.332

(4) 내측 거더 (G4)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	849.4	2.150	540.9					2267.109
CASE 2	1.300	849.4			1.300	58.8			1180.597
CASE 3	1.300	849.4	1.300	540.9	0.650	58.8			1845.557
CASE 4	1.300	849.4	1.300	540.9			1.300	72.5	1901.604
CASE 5	1.250	849.4	1.250	540.9	0.625	58.8	1.250	72.5	1865.212

(5) 외측 거더 (G5)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	1027.3	2.150	392.6					2179.464
CASE 2	1.300	1027.3			1.300	36.3			1382.624
CASE 3	1.300	1027.3	1.300	392.6	0.650	36.3			1869.371
CASE 4	1.300	1027.3	1.300	392.6			1.300	73.6	1941.425
CASE 5	1.250	1027.3	1.250	392.6	0.625	36.3	1.250	73.6	1889.435

2) 휨 전단균열이 발생할 때의 콘크리트의 공칭전단강도

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_{do} + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}} \quad M_{cr} = Z_b(0.5\sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_{do})$$

(1) 외측 거더 (G1)

① 지점부

$V_{ci} = \infty$: 단 지점부에서의 $M_{max} = 0$ 이므로

$$d = 2.200 - (1.900 + 1.500 + 1.100 + 0.700 + 0.300) / 5$$

$$d = 1.100 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.760 \text{ m} \quad \therefore d = 1.760 \text{ m 적용함.}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-275.467	-223.079	-82.746	-284.959	-5.401	-33.162	
모 멘 트	1222.937	956.167	416.602	1062.849	14.841	124.578	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	305.8	2.150	285.0					1010.235
CASE 2	1.300	305.8			1.300	5.4			404.595
CASE 3	1.300	305.8	1.300	285.0	0.650	5.4			771.531
CASE 4	1.300	305.8	1.300	285.0			1.300	33.2	811.130
CASE 5	1.250	305.8	1.250	285.0	0.625	5.4	1.250	33.2	783.308

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	1372.8	2.150	1062.8					4069.725
CASE 2	1.300	1372.8			1.300	14.8			1803.893
CASE 3	1.300	1372.8	1.300	1062.8	0.650	14.8			3175.950
CASE 4	1.300	1372.8	1.300	1062.8			1.300	124.6	3328.254
CASE 5	1.250	1372.8	1.250	1062.8	0.625	14.8	1.250	124.6	3209.520

$$f_{ck} = 40.000$$

$$b_w = 220.000 \text{ mm} : \text{거더 복부 두께}$$

$$d = 2.200 - (1.175 + 0.945 + 0.665 + 0.436 + 0.206) / 5$$

$$d = 1.515 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.760 \text{ m} \quad \therefore d = 1.760 \text{ m 적용함.}$$

$$d = 1.760 \text{ m}$$

$$V_{do} = 275.467 \text{ kN} : \text{Beam 자중에 의한 전단력}$$

$$M_{max} = 4069.725 \text{ kN}$$

$$M_{cr} = 0.481 \times (0.5 \times \sqrt{40.000} + 10640.21 - 2541.38) = 3898.758 \text{ kN.m}$$

$$f_{pe} = \frac{0.834 \times 6607.116}{827939.177} + \frac{5509.390 \times (1033.475 - 685.335)}{481209827.208} = 10.640 \text{ MPa}$$

$$V_{ci} = 0.050 \times \sqrt{40.000} \times 0.220 \times 1.760 + 275.467 + (1010.235 \times 3898.758) / 4069.725 = 1365.705 \text{ kN}$$

$$V_{ci} = 1365.705 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} b_w d = 342.841 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 1365.705 \text{ kN 적용함.}$$

(2) 내측 거더 (G2)

① 지점부

$V_{ci} = \infty$: 단 지점부에서의 $M_{max} = 0$ 이므로

$$d = 2.200 - (1.900 + 1.500 + 1.100 + 0.700 + 0.300) / 5$$

$$d = 1.100 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.760 \text{ m} \quad \therefore d = 1.760 \text{ m} \text{ 적용함.}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-275.472	-219.420	-16.562	-366.788	-18.419	-33.401	
모 멘 트	1222.916	935.339	34.724	1363.080	100.977	125.451	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	236.0	2.150	366.8					1095.371
CASE 2	1.300	236.0			1.300	18.4			330.722
CASE 3	1.300	236.0	1.300	366.8	0.650	18.4			795.574
CASE 4	1.300	236.0	1.300	366.8			1.300	33.4	827.023
CASE 5	1.250	236.0	1.250	366.8	0.625	18.4	1.250	33.4	806.727

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	970.1	2.150	1363.1					4191.706
CASE 2	1.300	970.1			1.300	101.0			1392.353
CASE 3	1.300	970.1	1.300	1363.1	0.650	101.0			3098.723
CASE 4	1.300	970.1	1.300	1363.1			1.300	125.5	3196.174
CASE 5	1.250	970.1	1.250	1363.1	0.625	101.0	1.250	125.5	3136.355

$$f_{ck} = 40.000$$

$$b_w = 220.000 \text{ mm} : \text{거더 복부 두께}$$

$$d = 2.200 - (1.175 + 0.945 + 0.665 + 0.436 + 0.206) / 5$$

$$d = 1.515 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.760 \text{ m} \quad \therefore d = 1.760 \text{ m} \text{ 적용함.}$$

$$d = 1.760 \text{ m}$$

$$V_{do} = 275.472 \text{ kN} : \text{Beam 자중에 의한 전단력}$$

$$V_i = 1095.371 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 4191.706 \text{ kN}$$

$$M_{cr} = 0.481 \times (0.5 \times \sqrt{40.000} + 10651.48 - 2541.34) = 3904.204 \text{ kN.m}$$

$$f_{pe} = \frac{0.835 \times 6607.116}{827939.177} + \frac{5515.229 \times (1033.475 - 685.335)}{481209827.208} = 10.651 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 & + (1095.371 \times 3904.204) / 4191.706 = 1418.158 \text{ kN} \\
 V_{ci} & = 1418.158 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} b_w d = 342.841 \text{ kN} \\
 \therefore V_{ci} & = 1418.158 \text{ kN 적용함.}
 \end{aligned}$$

① 지 점 부

$V_{ci} = \infty$: 단 지점부에서의 $M_{max} = 0$ 이므로

$$d = 2.200 - (1.900 + 1.500 + 1.100 + 0.700 + 0.300) / 5$$

$$d = 1.100 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.760 \text{ m} \quad \therefore d = 1.760 \text{ m} \text{ 적용함.}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-275.469	-222.755	-49.486	-318.648	-1.948	-33.489	
모 멘 트	1222.952	955.533	221.727	1185.223	13.427	125.777	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	272.2	2.150	318.6					1039.006
CASE 2	1.300	272.2			1.300	1.9			356.445
CASE 3	1.300	272.2	1.300	318.6	0.650	1.9			769.421
CASE 4	1.300	272.2	1.300	318.6			1.300	33.5	811.690
CASE 5	1.250	272.2	1.250	318.6	0.625	1.9	1.250	33.5	781.689

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	1177.3	2.150	1185.2					4078.668
CASE 2	1.300	1177.3			1.300	13.4			1547.893
CASE 3	1.300	1177.3	1.300	1185.2	0.650	13.4			3079.956
CASE 4	1.300	1177.3	1.300	1185.2			1.300	125.8	3234.738
CASE 5	1.250	1177.3	1.250	1185.2	0.625	13.4	1.250	125.8	3118.717

$$f_{ck} = 40.000$$

$$b_w = 220.000 \text{ mm} : \text{거더 복부 두께}$$

$$d = 2.200 - (1.175 + 0.945 + 0.665 + 0.436 + 0.206) / 5$$

$$d = 1.515 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.760 \text{ m} \quad \therefore d = 1.760 \text{ m} \text{ 적용함.}$$

$$d = 1.760 \text{ m}$$

$$V_{do} = 275.469 \text{ kN} : \text{Beam 자중에 의한 전단력}$$

$$V_i = 1039.006 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 4078.668 \text{ kN}$$

$$M_{cr} = 0.481 \times (0.5 \times \sqrt{40.000} + 10621.65 - 2541.41) = 3889.811 \text{ kN.m}$$

$$f_{pe} = \frac{0.832 \times 6607.116}{827939.177} + \frac{5499.780 \times (1033.475 - 685.335)}{481209827.208} = 10.622 \text{ MPa}$$

$$V_{ci} = 0.050 \times \sqrt{40.000} \times 0.220 \times 1.760 + 275.469 + (1039.006 \times 3889.811) / 4078.668 = 1388.809 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 1388.809 \text{ kN 적용함.}$$

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 전 부

$$d = 2.200 - (1.900 + 1.500 + 1.100 + 0.700 + 0.300) / 5$$

$$d = 1.100 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.760 \text{ m} \quad \therefore d = 1.760 \text{ m} \text{ 적용함.}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-275.471	-219.155	-23.576	-366.206	2.683	-33.578	
모 멘 트	1222.928	934.768	40.041	1361.092	-21.493	126.103	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	242.7	2.150	366.2					1102.894
CASE 2	1.300	242.7			1.300	-2.7			312.062
CASE 3	1.300	242.7	1.300	366.2	0.650	-2.7			789.874
CASE 4	1.300	242.7	1.300	366.2			1.300	33.6	835.269
CASE 5	1.250	242.7	1.250	366.2	0.625	-2.7	1.250	33.6	801.467

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	974.8	2.150	1361.1					4193.599
CASE 2	1.300	974.8			1.300	-21.5			1239.310
CASE 3	1.300	974.8	1.300	1361.1	0.650	-21.5			3022.700
CASE 4	1.300	974.8	1.300	1361.1			1.300	126.1	3200.604
CASE 5	1.250	974.8	1.250	1361.1	0.625	-21.5	1.250	126.1	3064.071

$$f_{ck} = 40.000$$

$$b_w = 220.000 \text{ mm} : \text{거더 복부 두께}$$

$$d = 2.200 - (1.175 + 0.945 + 0.665 + 0.436 + 0.206) / 5$$

$$d = 1.515 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.760 \text{ m} \quad \therefore d = 1.760 \text{ m} \text{ 적용함.}$$

$$d = 1.760 \text{ m}$$

$$V_{do} = 275.471 \text{ kN} : \text{Beam 자중에 의한 전단력}$$

$$V_i = 1102.894 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 4193.599 \text{ kN}$$

$$M_{cr} = 0.481 \times (0.5 \times \sqrt{40.000} + 10690.98 - 2541.36) = 3923.196 \text{ kN.m}$$

$$f_{pe} = \frac{0.838 \times 6607.116}{827939.177} + \frac{5535.677 \times (1033.475 - 685.335)}{481209827.208} = 10.691 \text{ MPa}$$

$$V_{ci} = 0.050 \times \sqrt{40.000} \times 0.220 \times 1.760 + 275.471 + (1102.894 \times 3923.196) / 4193.599 = 1429.694 \text{ kN}$$

$$V_{ci} = 1429.694 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} b_w d = 342.841 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 1429.694 \text{ kN} \text{ 적용함}$$

(5) 외측 거더 (G5)

① 지 점 부

$V_{ci} = \infty$: 단 지점부에서의 $M_{max} = 0$ 이므로

$$d = 2.200 - (1.900 + 1.500 + 1.100 + 0.700 + 0.300) / 5$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-275.473	-221.709	-144.784	-282.394	-15.119	-33.874	
모 멘 트	1222.938	950.155	705.130	1053.685	73.686	127.190	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	366.5	2.150	282.4					1083.588
CASE 2	1.300	366.5			1.300	15.1			496.096
CASE 3	1.300	366.5	1.300	282.4	0.650	15.1			853.380
CASE 4	1.300	366.5	1.300	282.4			1.300	33.9	887.589
CASE 5	1.250	366.5	1.250	282.4	0.625	15.1	1.250	33.9	862.900

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	1655.3	2.150	1053.7					4417.294
CASE 2	1.300	1655.3			1.300	73.7			2247.662
CASE 3	1.300	1655.3	1.300	1053.7	0.650	73.7			3569.557
CASE 4	1.300	1655.3	1.300	1053.7			1.300	127.2	3687.009
CASE 5	1.250	1655.3	1.250	1053.7	0.625	73.7	1.250	127.2	3591.254

$$f_{ck} = 40.000$$

$$b_w = 220.000 \text{ mm} : \text{거더 복부 두께}$$

$$d = 2.200 - (1.175 + 0.945 + 0.665 + 0.436 + 0.206) / 5$$

$$d = 1.515 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.760 \text{ m} \quad \therefore d = 1.760 \text{ m} \text{ 적용함.}$$

$$d = 1.760 \text{ m}$$

$$V_{do} = 275.473 \text{ kN} : \text{Beam 자중에 의한 전단력}$$

$$V_i = 1083.588 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 4417.294 \text{ kN}$$

$$M_{cr} = 0.481 \times (0.5 \times \sqrt{40.000} + 10690.46 - 2541.38) = 3922.937 \text{ kN.m}$$

$$f_{pe} = \frac{0.838 \times 6607.116}{827939.177} + \frac{5535.409 \times (1033.475 - 685.335)}{481209827.208} = 10.690 \text{ MPa}$$

$$V_{ci} = 0.050 \times \sqrt{40.000} \times 0.220 \times 1.760 + 275.473 + (1083.588 \times 3922.937) / 4417.294 = 1360.236 \text{ kN}$$

$$V_{ci} = 1360.236 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} b_w d = 342.841 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 1360.236 \text{ kN} \text{ 적용함.}$$

3) 복부전단균열이 발생할 때의 콘크리트의 공칭전단강도

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

(1) 외측 거더 (G1)

① 지점 부

$$f_{ck} = 40.000$$

$$b_w = 720.000 \text{ mm} : \text{거더 단부 복부 두께}$$

$$\begin{aligned}
P_e &= f_{pe} \times A_p = 0.834 \times 1115.577 \times 5922.600 = 5509.390 \text{ kN} \\
f_{pc} &= P_e \times A_c = 5509390.309 / 827939.177 = 6.654 \text{ MPa} \\
V_p &= P_e \times \sin \alpha = 5509390.309 \times \sin 0.1115 = 613.124 \text{ kN} \\
V_{cw} &= (0.29 \sqrt{40.000} + 0.30 \times 6.654) \times 720.000 \times \\
&\quad 1760.000 + 613.124 = 5467.036 \text{ kN}
\end{aligned}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부) $b_w = 220.000 \text{ mm}$: 거더 중앙부 복부 두께

N0	H_y	H	l'	a	α (rad)	L	비 고
1	1.197	0.997	26.500	0.0057	0.1494	26.600	
2	0.963	0.763	26.500	0.0043	0.1146	26.558	
3	0.678	0.598	26.500	0.0034	0.0901	26.536	
4	0.444	0.364	26.500	0.0021	0.0548	26.513	
5	0.209	0.129	26.500	0.0007	0.0195	26.502	
계			132.500		0.4284	132.709	
평 균			26.500		0.0857	26.542	

$$\begin{aligned}
P_e &= f_{pe} \times A_p = 0.834 \times 1115.577 \times 5922.600 = 5509.390 \text{ kN} \\
f_{pc} &= P_e \times A_c = 5509390.309 / 827939.177 = 6.654 \text{ MPa} \\
V_p &= P_e \times \sin \alpha = 5509390.309 \times \sin 0.0857 = 471.457 \text{ kN} \\
V_{cw} &= (0.29 \sqrt{40.000} + 0.30 \times 6.654) \times 220.000 \times \\
&\quad 1760.000 + 471.457 = 1954.597 \text{ kN}
\end{aligned}$$

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

$$\begin{aligned}
f_{ck} &= 40.000 \\
b_w &= 720.000 \text{ mm} : \text{거더 단부 복부 두께} \\
d &= 1760.000 \text{ mm} \\
P_e &= f_{pe} \times A_p = 0.835 \times 1115.577 \times 5922.600 = 5515.229 \text{ kN} \\
f_{pc} &= P_e \times A_c = 5515228.867 / 827939.177 = 6.661 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{40.000} + 0.30 \times 6.661) \times 720.000 \times 1760.000 + 613.773 = 5470.367 \text{ kN}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부) $b_w = 220.000 \text{ mm}$: 거더 중앙부 복부 두께

N0	H_y	H	l'	a	α (rad)	L	비 고
1	1.197	0.997	26.500	0.0057	0.1494	26.600	
2	0.963	0.763	26.500	0.0043	0.1146	26.558	
3	0.678	0.598	26.500	0.0034	0.0901	26.536	
4	0.444	0.364	26.500	0.0021	0.0548	26.513	
5	0.209	0.129	26.500	0.0007	0.0195	26.502	
계			132.500		0.4284	132.709	
평균			26.500		0.0857	26.542	

$$P_e = f_{pe} \times A_p = 0.835 \times 1115.577 \times 5922.600 = 5515.229 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_e \times A_c = 5515228.867 / 827939.177 = 6.661 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_e \times \sin \alpha = 5515228.867 \times \sin 0.0857 = 471.957 \text{ kN}$$

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{40.000} + 0.30 \times 6.661) \times 220.000 \times 1760.000 + 471.957 = 1955.916 \text{ kN}$$

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

$$f_{ck} = 40.000$$

$$b_w = 720.000 \text{ mm} : \text{거더 단부 복부 두께}$$

$$d = 1760.000 \text{ mm}$$

$$P_e = f_{pe} \times A_p = 0.832 \times 1115.577 \times 5922.600 = 5499.780 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_e \times A_c = 5499780.402 / 827939.177 = 6.643 \text{ MPa}$$

$$V_s = P_e \times \sin \alpha = 5499780.402 \times \sin 0.1115 = 612.054 \text{ kN}$$

$$1760.000 + 612.054 = 5461.554 \text{ kN}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부) $b_w = 220.000 \text{ mm}$: 거더 중앙부 복부 두께

N0	H_y	H	l'	a	α (rad)	L	비 고
1	1.197	0.997	26.500	0.0057	0.1494	26.600	
2	0.963	0.763	26.500	0.0043	0.1146	26.558	
3	0.678	0.598	26.500	0.0034	0.0901	26.536	
4	0.444	0.364	26.500	0.0021	0.0548	26.513	
5	0.209	0.129	26.500	0.0007	0.0195	26.502	
계			132.500		0.4284	132.709	
평 균			26.500		0.0857	26.542	

$$P_e = f_{pe} \times A_p = 0.832 \times 1115.577 \times 5922.600 = 5499.780 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_e \times A_c = 5499780.402 / 827939.177 = 6.643 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_e \times \sin \alpha = 5499780.402 \times \sin 0.0857 = 470.635 \text{ kN}$$

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{40.000} + 0.30 \times 6.643) \times 220.000 \times 1760.000 + 470.635 = 1952.426 \text{ kN}$$

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

$$f_{ck} = 40.000$$

$$b_w = 720.000 \text{ mm} : \text{거더 단부 복부 두께}$$

$$d = 1760.000 \text{ mm}$$

$$P_e = f_{pe} \times A_p = 0.838 \times 1115.577 \times 5922.600 = 5535.677 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_e \times A_c = 5535677.279 / 827939.177 = 6.686 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_e \times \sin \alpha = 5535677.279 \times \sin 0.1115 = 616.049 \text{ kN}$$

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{40.000} + 0.30 \times 6.686) \times 720.000 \times$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부) $b_w = 220.000$ mm : 거더 중앙부 복부 두께

N0	H_y	H	l'	a	α (rad)	L	비 고
1	1.197	0.997	26.500	0.0057	0.1494	26.600	
2	0.963	0.763	26.500	0.0043	0.1146	26.558	
3	0.678	0.598	26.500	0.0034	0.0901	26.536	
4	0.444	0.364	26.500	0.0021	0.0548	26.513	
5	0.209	0.129	26.500	0.0007	0.0195	26.502	
계			132.500		0.4284	132.709	
평 균			26.500		0.0857	26.542	

$$\begin{aligned}
 P_e &= f_{pe} \times A_p = 0.838 \times 1115.577 \times 5922.600 = 5535.677 \text{ kN} \\
 f_{pc} &= P_e \times A_c = 5535677.279 / 827939.177 = 6.686 \text{ MPa} \\
 V_p &= P_e \times \sin \alpha = 5535677.279 \times \sin 0.0857 = 473.706 \text{ kN} \\
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{40.000} + 0.30 \times 6.686) \times 220.000 \times \\
 &\quad 1760.000 + 473.706 = 1960.534 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(5) 외측 거더 (G5)

① 지 점 부

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 40.000 \\
 b_w &= 720.000 \text{ mm : 거더 단부 복부 두께} \\
 d &= 1760.000 \text{ mm} \\
 P_e &= f_{pe} \times A_p = 0.838 \times 1115.577 \times 5922.600 = 5535.409 \text{ kN} \\
 f_{pc} &= P_e \times A_c = 5535409.000 / 827939.177 = 6.686 \text{ MPa} \\
 V_p &= P_e \times \sin \alpha = 5535409.000 \times \sin 0.1115 = 616.019 \text{ kN} \\
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{40.000} + 0.30 \times 6.686) \times 720.000 \times \\
 &\quad 1760.000 + 616.019 = 5481.879 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부) $b_w = 220.000$ mm : 거더 중앙부 복부 두께

N0	H_y	H	l'	a	α (rad)	L	비 고
1	1.197	0.997	26.500	0.0057	0.1494	26.600	
2	0.963	0.763	26.500	0.0043	0.1146	26.558	
3	0.678	0.598	26.500	0.0034	0.0901	26.536	
4	0.444	0.364	26.500	0.0021	0.0548	26.513	
5	0.209	0.129	26.500	0.0007	0.0195	26.502	
계			132.500		0.4284	132.709	
평 균			26.500		0.0857	26.542	

$$\begin{aligned}
 P_e &= f_{pe} \times A_p = 0.838 \times 1115.577 \times 5922.600 = 5535.409 \text{ kN} \\
 f_{pc} &= P_e \times A_c = 5535409.000 / 827939.177 = 6.686 \text{ MPa} \\
 V_p &= P_e \times \sin \alpha = 5535409.000 \times \sin 0.0857 = 473.683 \text{ kN} \\
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{40.000} + 0.30 \times 6.686) \times 220.000 \times \\
 &\quad 1760.000 + 473.683 = 1960.474 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4) 콘크리트의 공칭전단강도 결정

(1) 외측 거더 (G1)

① 지 점 부

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = \infty, V_{cw} = 5,467.0] = 5467.036 \text{ kN}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = 1,365.7, V_{cw} = 1,954.6] = 1365.705 \text{ kN}$$

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = \infty, V_{cw} = 5,470.4] = 5470.367 \text{ kN}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = 1,418.2, V_{cw} = 1,955.9] = 1418.158 \text{ kN}$$

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = \infty, V_{cw} = 5,461.6] = 5461.554 \text{ kN}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = 1,388.8, V_{cw} = 1,952.4] = 1388.809 \text{ kN}$$

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = \infty, V_{cw} = 5,482.0] = 5482.032 \text{ kN}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = 1,429.7, V_{cw} = 1,960.5] = 1429.694 \text{ kN}$$

(5) 외측 거더 (G5)

① 지 점 부

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = \infty, V_{cw} = 5,481.9] = 5481.879 \text{ kN}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = 1,360.2, V_{cw} = 1,960.5] = 1360.236 \text{ kN}$$

5) 전단철근이 부담하여야 할 전단강도 (도.설 P332)

(1) 외측 거더 (G1)

① 지 점 부

$$\Phi V_c = 0.80 \times 5467.036 = 4373.629 \text{ kN} > V_u = 2007.982 \text{ kN}$$

$$1/2 \Phi V_c = 1/2 \times 4373.629 = 2186.815 \text{ kN} > V_u = 2007.982 \text{ kN}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1365.705 = 1092.564 \text{ kN} < V_u = 1368.341 \text{ kN}$$

$$\Phi V_s = V_u - \Phi V_c = 1368.341 - 1092.564 = 275.777 \text{ kN}$$

$$V_s = 344.721 \text{ kN} < 2/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1632.579 \text{ kN}$$

$$= 344.721 \text{ kN} < 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 816.289 \text{ kN}$$

$$\therefore V_s = 344.721 \text{ kN} \text{ 적용함 (전단철근 가격은 최대가격 사용)}$$

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.80 \times 5470.367 = 4376.294 \text{ kN} > V_u = 2185.934 \text{ kN} \\ 1/2\phi V_c &= 1/2 \times 4376.294 = 2188.147 \text{ kN} > V_u = 2185.934 \text{ kN}\end{aligned}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.80 \times 1418.158 = 1134.526 \text{ kN} < V_u = 1453.485 \text{ kN} \\ \phi V_s &= V_u - \phi V_c = 1453.485 - 1134.526 = 318.959 \text{ kN} \\ V_s &= 398.699 \text{ kN} < 2/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1632.579 \text{ kN} \\ &= 398.699 \text{ kN} < 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 816.289 \text{ kN} \\ \therefore V_s &= 398.699 \text{ kN 적용함} \quad (\text{전단철근 간격은 최대간격 사용})\end{aligned}$$

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.80 \times 5461.554 = 4369.244 \text{ kN} > V_u = 2056.946 \text{ kN} \\ 1/2\phi V_c &= 1/2 \times 4369.244 = 2184.622 \text{ kN} > V_u = 2056.946 \text{ kN}\end{aligned}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.80 \times 1388.809 = 1111.047 \text{ kN} < V_u = 1397.116 \text{ kN} \\ \phi V_s &= V_u - \phi V_c = 1397.116 - 1111.047 = 286.069 \text{ kN} \\ V_s &= 357.586 \text{ kN} < 2/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1632.579 \text{ kN} \\ &= 357.586 \text{ kN} < 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 816.289 \text{ kN} \\ \therefore V_s &= 357.586 \text{ kN 적용함} \quad (\text{전단철근 간격은 최대간격 사용})\end{aligned}$$

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.80 \times 5482.032 = 4385.626 \text{ kN} > V_u = 2267.109 \text{ kN} \\ 1/2\phi V_c &= 1/2 \times 4385.626 = 2192.813 \text{ kN} < V_u = 2267.109 \text{ kN} \\ \therefore 1/2\phi V_c &< V_u \text{ 이므로 최소 전단철근을 사용하여야 한다.}\end{aligned}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.80 \times 1429.694 = 1143.755 \text{ kN} < V_u = 1461.006 \text{ kN} \\ \phi V_s &= V_u - \phi V_c = 1461.006 - 1143.755 = 317.251 \text{ kN} \\ V_s &= 396.564 \text{ kN} < 2/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1632.579 \text{ kN} \\ &= 396.564 \text{ kN} < 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 816.289 \text{ kN} \\ \therefore V_s &= 396.564 \text{ kN 적용함} \quad (\text{전단철근 간격은 최대간격 사용})\end{aligned}$$

① 지 점 부

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.80 \times 5481.879 = 4385.503 \text{ kN} > V_u = 2179.464 \text{ kN} \\ 1/2\phi V_c &= 1/2 \times 4385.503 = 2192.752 \text{ kN} > V_u = 2179.464 \text{ kN}\end{aligned}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.80 \times 1360.236 = 1088.189 \text{ kN} < V_u = 1441.703 \text{ kN} \\ \phi V_s &= V_u - \phi V_c = 1441.703 - 1088.189 = 353.514 \text{ kN} \\ V_s &= 441.893 \text{ kN} < 2/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1632.579 \text{ kN} \\ &= 441.893 \text{ kN} < 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 816.289 \text{ kN} \\ \therefore V_s &= 441.893 \text{ kN} \text{ 적용함 (전단철근 간격은 최대간격 사용)}\end{aligned}$$

6) 스테럽의 배치간격 결정

$$\text{사용 전단 철근량} : D \ 16 \times 2 = 198.6 \times 2 = 397.2 \text{ mm}^2$$

$$\text{전단철근 간격 (s)} = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \quad \text{or} \quad \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_w}$$

(1) 외측 거더 (G1)

① 지 점 부

$$\begin{aligned}0.8 &= \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 720.00} = 472.86 \text{ mm} \\ 200.00 \text{ mm} &< 0.75 h = 825.00 \text{ mm} \\ \therefore s &= 472.86 \text{ mm} > 200.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K., } s = 200 \text{ mm 적용}\end{aligned}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{344721.37} = 608.38 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 608.38 \text{ mm} > 300.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K, } s = 300\text{mm 적용}$$

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 720.00} = 472.86 \text{ mm}$$

$$200.00 \text{ mm} < 0.75 h = 825.00 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 472.86 \text{ mm} > 200.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K, } s = 200\text{mm 적용}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{398699.16} = 526.01 \text{ mm}$$

$$300.00 \text{ mm} < 0.75 h = 1650.00 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 526.01 \text{ mm} > 300.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K, } s = 300\text{mm 적용}$$

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 720.00} = 472.86 \text{ mm}$$

$$200.00 \text{ mm} < 0.75 h = 825.00 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 472.86 \text{ mm} > 200.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K, } s = 200\text{mm 적용}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{357585.94} = 586.49 \text{ mm}$$

$$300.00 \text{ mm} < 0.75 h = 1650.00 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 586.49 \text{ mm} > 300.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K, } s = 300\text{mm 적용}$$

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

$$s = \frac{0.35 \times 720.00}{200.00 \text{ mm}} = 472.86 \text{ mm}$$

$$200.00 \text{ mm} < 0.75 h = 825.00 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 472.86 \text{ mm} > 200.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K, } s = 200\text{mm 적용}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{396563.99} = 528.85 \text{ mm}$$

$$300.00 \text{ mm} < 0.75 h = 1650.00 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 528.85 \text{ mm} > 300.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K, } s = 300\text{mm 적용}$$

(5) 외측 거더 (G5)

① 지점부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 720.00} = 472.86 \text{ mm}$$

$$200.00 \text{ mm} < 0.75 h = 825.00 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 472.86 \text{ mm} > 200.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K, } s = 200\text{mm 적용}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{441893.04} = 474.60 \text{ mm}$$

$$300.00 \text{ mm} < 0.75 h = 1650.00 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 474.60 \text{ mm} > 300.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K, } s = 300\text{mm 적용}$$

7) 전단연결재의 설계

(1) 외측 거더 (G1)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{196094.796}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.193 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{406329.578}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.399 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1067.493 - 195.560) \times 10^3}{760.000 \times 2495.158} = 0.460 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$V_t = \alpha \times \Delta T \times F \times A$$

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{832504.48}{760.00 \times 2495.16} = 0.439 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

$$\begin{aligned} \text{case1} &= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l \\ &= 1.30 \times 0.193 + 2.15 \times 0.399 \\ &= 1.108 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa} \\ \text{case2} &= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t) \\ &= 1.30 \times 0.193 + 1.30 \times 0.399 + 1.30 \times (0.460 + 0.439) \\ &= 1.937 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{사용 전단 철근량} : D \ 16 \times 2 = 198.6 \times 2 = 397.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{전단철근 간격 (s)} = \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00} = 447.970 \text{ mm}$$

(2) 내측 거더 (G2)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{100199.958}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.098 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{124918.479}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.123 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1085.930 - 196.896) \times 10^3}{760.000 \times 2550.000} = 0.459 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\begin{aligned} V_t &= \alpha \times \Delta T \times E \times A \\ &= 1.00\text{E-}05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2550.0 = 850.802 \text{ kN} \\ V_t &= 850802.40 \end{aligned}$$

⑤ 극한 응력의 산정

$$\begin{aligned}
 \text{case1} &= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l \\
 &= 1.30 \times 0.098 + 2.15 \times 0.123 \\
 &= 0.392 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa} \\
 \text{case2} &= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t) \\
 &= 1.30 \times 0.098 + 1.30 \times 0.123 + 1.30 \times \\
 &\quad (0.459 + 0.439) \\
 &= 1.454 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{사용 전단 철근량} &: D \ 16 \times 2 = 198.6 \times 2 = 397.200 \text{ mm}^2 \\
 \text{전단철근 간격 (s)} &= \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00} = 447.970 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

(3) 내측 거더 (G3)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{102836.064}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.101 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{108363.202}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.106 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1071.430 - 196.896) \times 10^3}{760.000 \times 2550.000} = 0.451 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\begin{aligned}
 V_t &= \alpha \times \Delta T \times E \times A \\
 &= 1.00\text{E-}05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2550.0 = 850.802 \text{ kN} \\
 \tau_t &= \frac{V_t}{a \times b} = \frac{850802.40}{760.00 \times 2550.00} = 0.439 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

⑤ 극한 응력의 산정

$$\begin{aligned} \text{case1} &= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l \\ &= 1.30 \times 0.101 + 2.15 \times 0.106 \\ &= 0.360 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{case2} &= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t) \\ &= 1.30 \times 0.101 + 1.30 \times 0.106 + 1.30 \times \\ &\quad (0.451 + 0.439) \\ &= 1.427 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{사용 전단 철근량} : D \ 16 \times 2 = 198.6 \times 2 = 397.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{전단철근 간격 (s)} = \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00} = 447.970 \text{ mm}$$

(4) 내측 거더 (G4)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{163075.751}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.160 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{192473.205}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.189 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1082.269 - 196.896) \times 10^3}{760.000 \times 2550.000} = 0.457 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\begin{aligned} V_t &= \alpha \times \Delta T \times E \times A \\ &= 1.00\text{E-}05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2550.0 = 850.802 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{850802.40}{760.00 \times 2550.00} = 0.439 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 \text{case1} &= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l \\
 &= 1.30 \times 0.160 + 2.15 \times 0.189 \\
 &= 0.615 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa} \\
 \text{case2} &= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t) \\
 &= 1.30 \times 0.160 + 1.30 \times 0.189 + 1.30 \times \\
 &\quad (0.457 + 0.439) \\
 &= 1.618 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\text{사용 전단 철근량} : D \ 16 \times 2 = 198.6 \times 2 = 397.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{전단철근 간격 (s)} = \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00} = 447.970 \text{ mm}$$

(5) 외측 거더 (G5)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{334983.318}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.329 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{353127.763}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.347 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1079.281 - 198.531) \times 10^3}{760.000 \times 2619.342} = 0.442 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\begin{aligned}
 V_t &= \alpha \times \Delta T \times E \times A \\
 &= 1.00E-05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2619.3 = 873.938 \text{ kN} \\
 \tau_t &= \frac{V_t}{a \times b} = \frac{873938.22}{760.00 \times 2619.34} = 0.439 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

⑤ 극한 응력의 사전

$$\begin{aligned}
&= 1.30 \times 0.329 + 2.15 \times 0.347 \\
&= 1.173 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa} \\
\text{case2} &= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t) \\
&= 1.30 \times 0.329 + 1.30 \times 0.347 + 1.30 \times \\
&\quad (0.442 + 0.439) \\
&= 2.024 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

사용 전단 철근량 : $D \ 16 \times 2 = 198.6 \times 2 = 397.200 \text{ mm}^2$

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00} = 447.970 \text{ mm}$

6.6 처짐 계산

1) 고정하중 및 활하중에 의한 처짐 계산

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E_{pc} \times I}$$

여기서, L : 전체 지간 = 34000.000 mm
 E_{pc} : 거더의 탄성계수 = 30891.000 MPa
 I : 단면 2차 모멘트 (순단면, PS강연선 환산단면 및 바닥판 환산단면)

[처짐 (δ)] (단위 :mm)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍 하 중	지점침하	
G1	24.707	19.500	1.696	8.245	0.366	11.928	66.259
G2	24.708	19.455	1.362	7.170	0.218	11.935	64.739
G3	24.708	19.427	1.471	6.135	0.000	11.943	63.684
G4	24.708	19.406	2.094	7.087	0.123	11.952	65.309
G5	24.708	19.400	3.260	8.097	0.351	11.960	67.601

2) 프리스트레스에 의한 처짐 계산

$$P_i = 1115.577 \times 5922.600 = 6607.116 \text{ kN}$$

$$\delta_p = -\frac{P_i \cdot e_1 \cdot L^2}{8 \cdot E \cdot I} - \frac{5 \cdot P_i \cdot e_2 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I}$$

$$6607116.067 \times (1077.448 - 1100.000) \times 34000.000^2$$

$$= \frac{5 \times 6607116.067 \times (1100.000 - 128.000) \times 34000.000^2}{48 \times 30891.000 \times 464353043161.343} = -52.411 \text{ mm}$$

3) 활하중 처짐 검토

▪ 허용처짐

$$\delta_{\alpha} = L / 800 = 34000.000 / 800.000 = 42.500 \text{ mm}$$

(1) 외측 거더 (G1)

$$\delta = 8.245 \text{ mm} < 42.500 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

(2) 내측 거더 (G2)

$$\delta = 7.170 \text{ mm} < 42.500 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

(3) 내측 거더 (G3)

$$\delta = 6.135 \text{ mm} < 42.500 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

(4) 내측 거더 (G4)

$$\delta = 7.087 \text{ mm} < 42.500 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

(5) 외측 거더 (G5)

$$\delta = 8.097 \text{ mm} < 42.500 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

4) 프리스트레스 도입시

(1) 외측 거더 (G1)

$$\delta_{s1} = 24.707 - 52.411 = -27.70 \text{ mm (상향)}$$

(2) 내측 거더 (G2)

$$\delta_{s1} = 24.708 - 52.411 = -27.70 \text{ mm (상향)}$$

(3) 내측 거더 (G3)

$$\delta_{s1} = 24.708 - 52.411 = -27.70 \text{ mm (상향)}$$

(4) 내측 거더 (G4)

$$\delta_{s1} = 24.708 - 52.411 = -27.70 \text{ mm (상향)}$$

(5) 외측 거더 (G5)

$$\delta_{s1} = 24.708 - 52.411 = -27.70 \text{ mm (상향)}$$

5) 바닥판 타설 후 (크리프, 건조수축의 영향 포함)

(1) 외측 거더 (G1)

$$\begin{aligned} \delta_{s2} &= 24.707 - 52.411 + 19.500 + (3.800 - 2.400) \times \\ & \quad (24.707 - 52.411) = -46.99 \text{ mm (상향)} \end{aligned}$$

(2) 내측 거더 (G2)

$$\delta_{s2} = 24.708 - 52.411 + 19.455 + (3.800 - 2.400) \times$$

(3) 내측 거더 (G3)

$$\delta_{s2} = 24.708 - 52.411 + 19.427 + (3.800 - 2.400) \times (24.708 - 52.411) = -47.06 \text{ mm (상향)}$$

(4) 내측 거더 (G4)

$$\delta_{s2} = 24.708 - 52.411 + 19.406 + (3.800 - 2.400) \times (24.708 - 52.411) = -47.08 \text{ mm (상향)}$$

(5) 외측 거더 (G5)

$$\delta_{s2} = 24.708 - 52.411 + 19.400 + (3.800 - 2.400) \times (24.708 - 52.411) = -47.09 \text{ mm (상향)}$$

6) 사용하중 작용시 (최종)

(1) 외측 거더 (G1)

$$\delta_{s3} = 24.707 - 0.834 \times 52.411 + 19.500 + 1.696 + (3.800 - 2.400) \times (24.707 - 52.411) + 2.400 \times (24.707 - 0.834 \times 52.411 + 19.500 + 1.696) + 8.245 + 0.183 + 11.928 = -10.95 \text{ mm (상향)}$$

(2) 내측 거더 (G2)

$$\delta_{s3} = 24.708 - 0.835 \times 52.411 + 19.455 + 1.362 + (3.800 - 2.400) \times (24.708 - 52.411) + 2.400 \times (24.708 - 0.835 \times 52.411 + 19.455 + 1.362) + 7.170 + 0.218 + 11.935 = -13.42 \text{ mm (상향)}$$

(3) 내측 거더 (G3)

$$\delta_{s3} = 24.708 - 0.832 \times 52.411 + 19.427 + 1.471 + (3.800 - 2.400) \times (24.708 - 52.411) + 2.400 \times (24.708 - 0.832 \times 52.411 + 19.427 + 1.471) + 6.135 + 0.000 + 11.943 = -13.98 \text{ mm (상향)}$$

(4) 내측 거더 (G4)

$$\delta_{s3} = 24.708 - 0.838 \times 52.411 + 19.406 + 2.094 + (3.800 - 2.400) \times (24.708 - 52.411) + 2.400 \times (24.708 - 0.838 \times 52.411 + 19.406 + 2.094) + 7.087 + 0.123 + 11.952 = -11.81 \text{ mm (상향)}$$

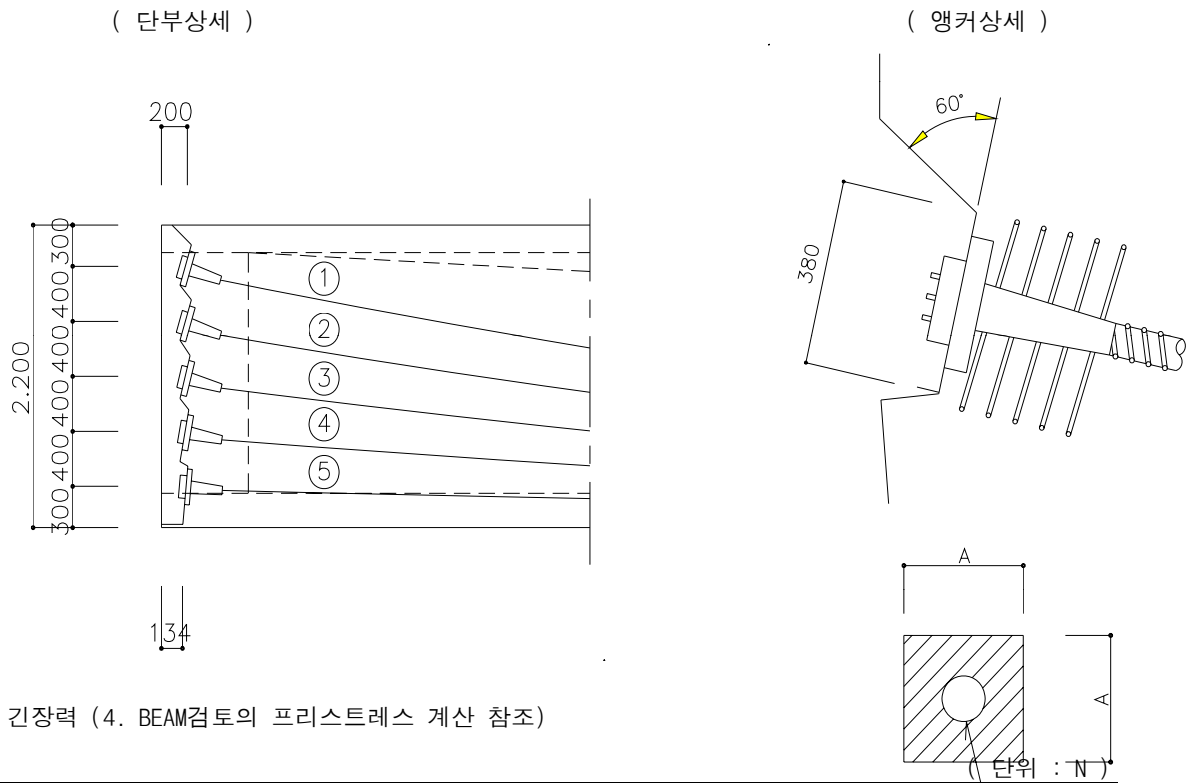
(5) 외측 거더 (G5)

$$\begin{aligned} \delta_{s3} &= 24.708 - 0.838 \times 52.411 + 19.400 + 3.260 + \\ & \quad (3.800 - 2.400) \times (24.708 - 52.411) \\ & \quad + 2.400 \times (24.708 - 0.838 \times 52.411 + 19.400 \\ & \quad + 3.260) + 8.097 + 0.351 + 11.960 = -6.62 \text{ mm (상 항)} \end{aligned}$$

7. 정착부 검토

- 1) 설계조건
- (1) 정착판 규격

280.000 mm × 280.00 mm = 78400.00 mm² (도로공사 표준도)



(2) 긴장력 (4. BEAM검토의 프리스트레스 계산 참조)

강선 번호	긴 장 력 (P_t)	초기 Prestress (P_i)	유효 Prestress (P_e)
1	1611000.000	1387029.448	1162102.697
2	1572000.000	1353451.454	1133969.857
3	1537000.000	1323317.357	1108722.436
4	1497000.000	1288878.388	1079868.242
5	1457000.000	1254439.420	1051014.047
계	7674000.000	6607116.067	5535677.279
평 균	1534800.000	1321423.213	1107135.456

- ① 초기 Prestress(P_i) = 긴장력(P_t) × 즉시 손실률
즉시 손실률 = 1321423.21 / 1534800.00 = 86.10%
- ② 유효 Prestress(P_e) = 초기 Prestress(P_i) × 유효계수
유효계수 : η = 0.838 (내·외측 거더 중 큰 값 적용)

2) 지압응력 검토

(1) 강선 ①번 검토

① 긴장재 정착 직후

㉠ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2\right)} \leq 1.1 f_{ci}$$

여기서, f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 압축강도 (= 32.000 MPa)
 A_b' : 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닳은꼴을 부재 단부에 가장 크게
 그렸을 때 그 도형의 면적
 (= 400 mm × 400 mm = 160000 mm²)
 A_b : 정착판의 면적 (= 78400 mm²)

$$f_{api} = 0.70 \times 32.00 \times \sqrt{(160000.00 / 78400.00 - 0.20)} = 30.392 \text{ MPa}$$

$$\therefore 30.392 \text{ MPa} < 35.200 \text{ MPa}$$

㉡ 실제로 작용하는 지압응력

$$f_{b1} = P_t (\text{긴장력}) / A_e (\text{정착판의 유효면적})$$

$$A_e = A_b - \pi \times D^2 / 4 = 78400.00 - \pi \times 150.00^2 / 4 = 60728.541 \text{ mm}^2$$

$$f_{b1} = 1611000.000 / 60728.541 = 26.528 \text{ MPa}$$

$$\therefore 26.53 \text{ MPa} < 30.39 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

② Prestress 손실 발생 후

㉠ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b}\right)} \leq 0.9 f_{ck}$$

여기서, f_{ck} : 프리스트레스 콘크리트 압축강도 (= 40.000 MPa)

$$f_{api} = 0.50 \times 40.00 \times \sqrt{(160000.00 / 78400.00)} = 28.571 \text{ MPa}$$

$$\therefore 28.571 \text{ MPa} < 36.000 \text{ MPa}$$

㉡ 실제로 작용하는 지압응력

$$f_{b1} = P_e (\text{유효 Prestress}) / A_e (\text{정착판의 유효면적})$$

$$A_e = A_b - \pi \times D^2 / 4 = 78400.00 - \pi \times 150.00^2 / 4 = 60728.541 \text{ mm}^2$$

$$f_{b1} = 1162102.70 / 60728.54 = 19.136 \text{ MPa}$$

$$\therefore 19.136 \text{ MPa} < 28.571 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

① 긴장재 정착 직후

㉠ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2\right)} \leq 1.1 f_{ci}$$

여기서, f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 압축강도 (= 32.000 MPa)
 A_b' : 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 뒀은꼴을 부재 단부에 가장 크게
 그렸을 때 그 도형의 면적
 (= 400 mm × 400 mm = 160000 mm²)
 A_b : 정착판의 면적 (= 78400 mm²)

$$f_{api} = 0.70 \times 32.00 \times \sqrt{(160000.00 / 78400.00 - 0.20)} = 30.392 \text{ MPa}$$

$$\therefore 30.392 \text{ MPa} < 35.200 \text{ MPa}$$

㉡ 실제로 작용하는 지압응력

$$f_{b1} = P_t (\text{긴장력}) / A_e (\text{정착판의 유효면적})$$

$$A_e = A_b - \pi \times D^2 / 4 = 78400.00 - \pi \times 150.00^2 / 4 = 60728.541 \text{ mm}^2$$

$$f_{b1} = 1572000.000 / 60728.541 = 25.886 \text{ MPa}$$

$$\therefore 25.89 \text{ MPa} < 30.39 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

② Prestress 손실 발생 후

㉠ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b}\right)} \leq 0.9 f_{ck}$$

여기서, f_{ck} : 프리스트레스 콘크리트 압축강도 (= 40.000 MPa)

$$f_{api} = 0.50 \times 40.00 \times \sqrt{(160000.00 / 78400.00)} = 28.571 \text{ MPa}$$

$$\therefore 28.571 \text{ MPa} < 36.000 \text{ MPa}$$

㉡ 실제로 작용하는 지압응력

$$f_{b1} = P_e (\text{유효 Prestress}) / A_e (\text{정착판의 유효면적})$$

$$A_e = A_b - \pi \times D^2 / 4 = 78400.00 - \pi \times 150.00^2 / 4 = 60728.541 \text{ mm}^2$$

$$f_{b1} = 1133969.86 / 60728.54 = 18.673 \text{ MPa}$$

$$\therefore 18.673 \text{ MPa} < 28.571 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

$$d_{burst} = 0.5(h - 2e) + 5e \sin \alpha$$

$$T_{spall} = 0.02 \times P_u$$

여기서, T_{burst} : 정착부에서의 파열력
 d_{burst} : 정착장치와 파열력의 도심 사이의 거리
 T_{spall} : 할렬력 (할렬력은 전체 계수 긴장력의 2% 이상 취해야 한다)
 a : 정착판의 일변길이 (mm) (280 × 280)
 P_u : 긴장재의 긴장력
 h : 정착단면의 치수 (mm)
 α : 부재의 도심선에 대한 긴장력의 경사각
 e : PS 강재의 도심의 편심량, 단면의 도심에 대한 정착장치 또는 정착장치 군의 편심 (항상 양의 값, mm)

※ 위 식을 적용하는 데 있어 만일 긴장재가 한 개 이상이라면 규정된 긴장 순서를 고려해야 한다.

① 정착부의 파열응력 검토 (높이 방향)

$$T_{burst} = 0.25 \times 7674.00 \times (1 - 1120.00 / 2200.00) + 0.50 \times 1534.80 \times \sin 0.1115 = 1027.211 \text{ kN}$$

$$d_{burst} = 0.50 \times (2200.00 - 2 \times 0.00) + 5 \times 0.00 \times \sin 0.1115 = 1100.000 \text{ mm}$$

$$e = \frac{2200.00}{2} - \frac{1 \times 400.00 + 2 \times 400.00 + 3 \times 400.00 + 4 \times 400.00 + 5 \times 300.00}{5} = 0.000 \text{ mm}$$

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

$$f_s = 0.60 \times 300.00 = 180.000 \text{ MPa}$$

$$A_{s(req)} = T_{burst} / f_s = 1027210.76 / 180.00 = 5706.726 \text{ mm}^2$$

∴ 보강철근은 단부로부터 1.10m 만큼 떨어진 구간내에 100mm 간격으로 배치함.

$$D 16 \text{ 사용시 필요갯수 } n = 5706.73 / 198.60 = 28.735 \text{ ea}$$

$$USE. A_s = 16 - 21 \text{ ea} - 12 \text{ layer} = 50047.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s(req)} = 5706.7 \text{ mm}^2 < USE. A_s = 50047.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

② 정착부의 파열응력 검토 (폭 방향)

$$T_{burst} = 0.25 \times 1611.00 \times (1 - 280.00 / 720.00) +$$

$$d_{burst} = 0.50 \times (720.00 - 2 \times 0.00) + 5 \times 0.00 = 360.000 \text{ mm}$$

$$e = 0.00 = 0.000 \text{ mm}$$

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

$$f_s = 0.60 \times 300.00 = 180.000 \text{ MPa}$$

$$A_{s(req)} = T_{burst} / f_s = 394112.58 / 180.00 = 2189.514 \text{ mm}^2$$

∴ 보강철근은 단부로부터 0.400m 만큼 떨어진 구간내에 100mm 간격으로 배치함.

$$D \ 16 \text{ 사용시 필요갯수 } n = 2189.51 / 198.60 = 11.000 \text{ ea}$$

$$USE. \ A_s = 16 - 4 \text{ ea} - 5 \text{ layer} = 3972.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s(req)} = 2189.5 \text{ mm}^2 < USE. \ A_s = 3972.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

(4) 도로교설계기준을 기초로한 정착부의 단부 할렬력에 대한 검토 (도.설 4.6.3.9 (6) ④ (아))

" 중심 간격이 단면 깊이의 0.4배 미만인 다중 정착구에서 할렬력은 어떠한 경우에도 할렬력을 전체 계수긴장력의 2%보다 작게 취해서는 안된다."

" 긴장재 전체의 도심이 단면의 핵 외부에 위치한다면 할렬력과 종방향 단부 인장력 둘 다 발생하게 된다."

① 단부 인장력에 대한 검토

$$e = 0.00 \text{ mm}$$

$$y_c = h / 6 = 2200.00 / 6 = 366.667 \text{ mm}$$

$$\therefore e = 0.00 \text{ mm} < y_c = 366.667 \text{ mm} \quad (\text{단부 인장력이 발생하지 않는다})$$

② 할렬력에 대한 검토

$$T_{spall} = 0.02 \times 7674.00 = 153.480 \text{ kN}$$

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

$$f_s = 0.60 \times 300.00 = 180.000 \text{ MPa}$$

$$A_{s(req)} = T_{spall} / f_s = 153480.00 / 180.00 = 852.667 \text{ mm}^2$$

$$D \ 16 \text{ 사용시 필요갯수 } n = 852.667 / 198.600 = 4.293 \text{ ea}$$

$$USE. \ A_s = 16 - 5 \text{ ea} - 1 \text{ layer} = 993.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s(req)} = 852.7 \text{ mm}^2 < USE. \ A_s = 993.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

8. 연속부 검토

8.1 합성에 의한 2차 응력

- 합성후 PSC Beam의 소성 변형이 바닥판에 의하여 구속되고 콘크리트의 타설시기(재령) 차이에 의한 건조수축 및 크리프가 달라지므로 내부 응력이 발생된다.
- 본 검토에서는 공사 진행 시기를 다음과 같이 시행하는 것으로 가정한다.
 - 바닥판 콘크리트의 타설은 PSC Beam 프리스트레스 도입 시점에서 90일 이내
 - 바닥판 콘크리트 타설후 동바리의 제거는 15일 이후

1) 크리프 및 건조수축 계수의 산정 (도.설 4.2.3.3, 도.설 4.2.3.4)

(1) 바닥판의 크리프 계수 ; $\Phi_s(t, t')$

$\phi(t, t') = \phi_0 \beta_c(t - t')$ 여기서, $\phi_0 = \phi_{RH} \beta(f_{cu}) \beta(t')$ $\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - 0.01RH}{0.10 \sqrt[3]{h}}$ $h = \frac{2A_c}{u}$ $\beta(f_{cu}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cu}}}$ $\beta(t') = \frac{1}{0.1 + (t')^{0.2}}$ $\beta_c(t - t') = \left(\frac{(t - t')}{\beta_H + (t - t')} \right)^{0.3}$ $\beta_H = 1.5[1 + (0.012RH)^{18}]h + 250 \leq 1,500 \text{ (일)}$	$A_c = 12625.0 \times 240.0$ $= 3030000.0 \text{ mm}^2$ $u = 12625.0 \times 2 + 240.0 \times 2$ $= 25730.0 \text{ mm}$ $RH = 70.0 \%$ $t = \infty$ $t' = 15 \text{ 일}$ $f_{cu} = 27.0 + 8$ $= 35.0 \text{ MPa}$
---	---

$$\begin{aligned} \Phi_s(t, t') &= 2.320 \times 1.000 = 2.320 \\ \Phi_0 &= 1.486 \times 2.840 \times 0.550 = 2.320 \\ \phi_{RH} &= 1 + (1 - 0.01 \times 70.00) / (0.10 \times \sqrt[3]{235.523}) = 1.486 \\ h &= 2 \times 3030000.00 / 25730.00 = 235.523 \text{ mm} \\ \beta(f_{cu}) &= 16.8 / \sqrt{35.000} = 2.840 \\ \beta(t') &= 1 / (0.10 + 15^{0.2}) = 0.550 \\ \beta_c(t - t') &= ((\infty - 15) / (619.000 + (\infty - 15)))^{0.3} = 1.000 \\ \beta_H &= 1.50 \times [1 + (0.012 \times 70.00)^{18}] \times 235.523 \\ &\quad + 250.000 = 619 \text{ 일} < 1500 \text{ 일} \end{aligned}$$

(2) PSC Beam 크리프 계수 ; $\Phi_p(t, t')$

$\phi(t, t') = \phi_0 \beta_c(t - t')$ 여기서, $\phi_0 = \phi_{RH} \beta(f_{cu}) \beta(t')$ $\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - 0.01RH}{0.10 \sqrt[3]{h}}$ $h = \frac{2A_c}{u}$ $\beta(f_{cu}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cu}}}$ $\beta(t') = \frac{1}{0.1 + (t')^{0.2}}$ $\beta_c(t - t') = \left(\frac{(t - t')}{\beta_H + (t - t')} \right)^{0.3}$ $\beta_H = 1.5[1 + (0.012RH)^{18}]h + 250 \leq 1,500 \text{ (일)}$	$A_c = 806700.0 \text{ mm}^2$ $u = 760.0 + 720.0 + (200.0 + 291.5 + 1400.0 + 346.6 + 250.0) \times 2 = 6456.2 \text{ mm}$ $RH = 70.0 \%$ $t = \infty$ $t' = 90 \text{ 일}$ $f_{cu} = 40.0 + 8 = 48.0 \text{ MPa}$
---	--

$$\begin{aligned} \Phi_p(t, t') &= 1.399 \times 1.000 = 1.399 \\ \Phi_0 &= 1.476 \times 2.425 \times 0.391 = 1.399 \\ \Phi_{RH} &= 1 + (1 - 0.01 \times 70.00) / (0.10 \times \sqrt[3]{249.899}) = 1.476 \\ h &= 2 \times 806700.00 / 6456.20 = 249.899 \text{ mm} \\ \beta(f_{cu}) &= 16.8 / \sqrt{48.000} = 2.425 \\ \beta(t') &= 1 / (0.10 + 90^{0.2}) = 0.391 \\ \beta_c(t - t') &= ((\infty - 90) / (641.000 + (\infty - 90)))^{0.3} = 1.000 \\ \beta_H &= 1.50 \times [1 + (0.012 \times 70.00)^{18}] \times 249.899 \\ &\quad + 250.000 = 641 \text{ 일} < 1500 \text{ 일} \end{aligned}$$

$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$ 여기서, $\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu})\beta_{RH}$ $\varepsilon_s(f_{cu}) = \left[160 + 10\beta_{sc} \left(9 - \frac{f_{cu}}{10} \right) \right] \times 10^{-6}$ $\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] & 40\% \leq RH < 99\% \\ 0.25 & RH \geq 99\% \end{cases}$ $\beta_s(t - t_s) = \sqrt{\frac{(t - t_s)}{0.035h^2 + (t - t_s)}}$ $\beta_{sc} = \begin{cases} 4:2\text{종 시멘트} \\ 5:1, 5\text{종 시멘트} \\ 6:3\text{종 시멘트} \end{cases}$	$A_c = 12625.0 \times 240.0$ $= 3030000.0 \text{ mm}^2$ $u = 12625.0 \times 2 + 240.0 \times 2$ $= 25730.0 \text{ mm}$ $\beta_{sc} = 5 \text{ (1, 5종 시멘트)}$ $RH = 70.0 \%$ $t = \infty$ $t_s = 1 \text{ 일}$ $f_{cu} = 27.0 + 8$ $= 35.0 \text{ MPa}$
--	--

$$\begin{aligned} \varepsilon_{shs}(t - t_s) &= -0.000443 \times 1.000 &= -0.000443 \\ \varepsilon_{sho} &= 0.000435 \times -1.018 &= -0.000443 \\ \varepsilon_s(f_{cu}) &= [160.0 + 10 \times 5 \times (9 - 35.000 / 10)] \times 10^{-6} &= 0.000435 \\ \beta_{RH} &= -1.55 \times [1 - (70 / 100)^3] &= -1.018 \\ \beta_s(t - t_s) &= \sqrt{((\infty - 1) / (0.035 \times 235.523^2 + (\infty - 1)))} &= 1.000 \\ h &= 2 \times 3030000.00 / 25730.00 &= 235.523 \text{ mm} \end{aligned}$$

(4) PSC Beam의 건조수축 계수 ; $\varepsilon_{shp}(t, t_s)$

$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$ 여기서, $\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu})\beta_{RH}$ $\varepsilon_s(f_{cu}) = \left[160 + 10\beta_{sc} \left(9 - \frac{f_{cu}}{10} \right) \right] \times 10^{-6}$ $\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] & 40\% \leq RH < 99\% \\ 0.25 & RH \geq 99\% \end{cases}$ $\beta_s(t - t_s) = \sqrt{\frac{(t - t_s)}{0.035h^2 + (t - t_s)}}$ $\beta_{sc} = \begin{cases} 4:2\text{종 시멘트} \\ 5:1, 5\text{종 시멘트} \\ 6:3\text{종 시멘트} \end{cases}$	$A_c = 806700.0 \text{ mm}^2$ $u = 760.0 + 720.0 + (200.0 + 291.5 + 1400.0 + 346.6 + 250.0) \times 2$ $= 6456.2 \text{ mm}$ $\beta_{sc} = 5 \text{ (1, 5종 시멘트)}$ $RH = 70.0 \%$ $t = \infty$ $t_s = 1 \text{ 일}$ $f_{cu} = 40.0 + 8$ $= 48.0 \text{ MPa}$
--	---

$$\varepsilon_{shs}(t - t_s) = -0.000377 \times 1.000 = -0.000377$$

$$\begin{aligned}\epsilon_s(f_{cu}) &= [160.0 + 10 \times 5 \times (9 - 48.000 / 10)] \times 10^{-6} = 0.000370 \\ \beta_{RH} &= -1.55 \times [1 - (70 / 100)^3] = -1.018 \\ \beta_s(t-t_s) &= \sqrt{((\infty - 1) / (0.035 \times 249.899^2 + (\infty - 1)))} = 1.000 \\ h &= 2 \times 806700.00 / 6456.20 = 249.899 \text{ mm}\end{aligned}$$

※ 크리프 및 건조수축계수의 정리

구 분	크리프 계수	건조수축 변형률
바 닥 판	2.320	-0.000443
PSC Beam	1.399	-0.000377

2) 2차 응력(크리프, 건조수축)에 의한 부재력 산정

(1) 크리프에 의한 부재력

▪ 3D 격자 해석에 의한 최대 부재력

구 분	단 위	고정하중 (M_D)			활 하 중 (M_L)	지 점 침 하 (M_{ST})	풍하중 (M_W)
		합 성 전	합 성 후	합 계			
G1	kN.m	4,784.323	918.973	5,703.296	2,278.191	1,357.070	104.105
G2	kN.m	4,790.211	335.565	5,125.776	2,268.515	1,371.990	193.359
G3	kN.m	4,801.975	572.410	5,374.385	2,024.237	1,375.021	47.332
G4	kN.m	4,753.886	519.737	5,273.623	2,255.192	1,377.685	158.503
G5	kN.m	4,802.636	1,668.604	6,471.240	2,294.874	1,394.308	187.702

▪ 프리스트레스의 계산

$M_{PS} = \frac{1.07}{10.00} \cdot w \cdot l^2$	P : 유효 인장력
$w = \frac{8 \times P \times a}{l^2}$	$0.9 \cdot f_{py}$: 유효 인장 응력
$P = 0.9 \cdot f_{py} \cdot A_p$	A_p : 강선 단면적 (= 5,922.600 mm ²)
	a : 지점~중간지점 강선의 y값 편차
	l : Beam 길이 (= 34.000 m)

구 분	P (kN)	l (m)	a (m)	w (kN/m)	M_{ps} (kN.m)	비 고
G1	5,509.390	34.000	0.972	37.060	4,583.989	
G2	5,515.229	34.000	0.972	37.099	4,588.847	
G3	5,499.780	34.000	0.972	36.995	4,575.993	
G4	5,535.677	34.000	0.972	37.237	4,605.861	
G5	5,535.409	34.000	0.972	37.235	4,605.637	

▪ 크리프에 의한 연속부에서의 부재력

$$\phi = \phi_c - \phi_o = 2.320 - 1.399 = 0.921$$

구 분	M_{ps}	M_d	Φ	M_{c2}	비 고
G1	4,583.989	5,703.296	0.921	-673.770	
G2	4,588.847	5,125.776	0.921	-323.206	
G3	4,575.993	5,374.385	0.921	-480.594	
G4	4,605.861	5,273.623	0.921	-401.961	
G5	4,605.637	6,471.240	0.921	-1,123.005	

(2) 건조수축에 의한 부재력

구 분	B_{SLAB} (mm)	H_{SLAB} (mm)	y_{st} (mm)	y_s (mm)	E_{c1} (MPa)	P_S (kN)	M_S (kN.m)
G1	2,495.158	240.000	899.236	779.236	27,804.064	-1,102.118	-858.810
G2	2,550.000	240.000	892.541	772.541	27,804.064	-1,126.342	-870.145
G3	2,550.000	240.000	892.541	772.541	27,804.064	-1,126.342	-870.145
G4	2,550.000	240.000	892.541	772.541	27,804.064	-1,126.342	-870.145
G5	2,619.342	240.000	884.238	764.238	27,804.064	-1,156.970	-884.201
계						-5,638.113	-4,353.445

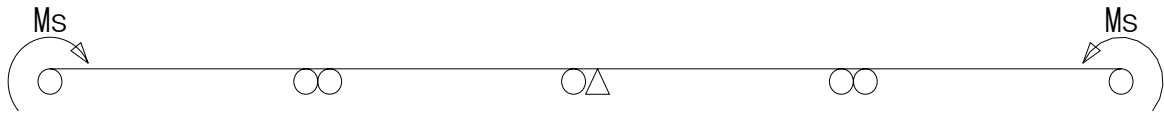
※ y_{st} : 바닥판 환산단면의 도심에서 바닥판 상면까지의 거리

y_s : 전체 단면의 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$$E_{c1} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{ck} + 8}$$

$$P_S = E_{c1} \times (\epsilon_{cs} - \epsilon_{cp}) \times A$$

$$M_S = P_S \times y_s$$



■ 프로그램의 해석결과 연속부에서의 건조수축에 의한 모멘트

- G1 건조수축에 의한 모멘트

$$M_{S2} = -237.791 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{절점 } 8)$$

- G2 건조수축에 의한 모멘트

$$M_{S2} = -241.547 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{절점 } 16)$$

- G3 건조수축에 의한 모멘트

$$M_{S2} = -239.668 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{절점 } 24)$$

- G4 건조수축에 의한 모멘트

$$M_{S2} = -237.721 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{절점 } 32)$$

- G5 건조수축에 의한 모멘트

$$M_{S2} = -241.848 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{절점 } 40)$$

9. 연속부 설계

- 연속부는 적어도 PSC거더의 저면폭(660mm) 만큼은 연속부에서 완전히 강결된 것으로 가정
- 연속부 설계시 고정하중은 합성후 고정하중을 거더에 재하하여 연속부 모멘트를 산정함

9.1 하중조건

▪ CASE 2 : 1.3D + 1.3L + 1.3CR + 1.3SH + 1.3ST + 0.65W

▪ CASE 3 : 1.0D + 1.0L + 1.0CR + 1.0SH + 1.0ST + 1.0W

1) 외측거더 G1에 대한 하중 조합 및 설계 모멘트

구 분	고정하중(D)	활 하 중(L)	크 리 프(CR)	건조수축(SH)	지점침하(ST)	풍하중(W)	M_u
CASE 1	918.973	2,278.191	673.770	-237.791	1,357.070	104.105	6,092.776
CASE 2	918.973	2,278.191	673.770	-237.791	1,357.070	104.105	6,554.945
CASE 3	918.973	2,278.191	673.770	-237.791	1,357.070	104.105	5,094.318

2) 내측거더 G2에 대한 하중 조합 및 설계 모멘트

구 분	고정하중(D)	활 하 중(L)	크 리 프(CR)	건조수축(SH)	지점침하(ST)	풍하중(W)	M_u
CASE 1	335.565	2,268.515	323.206	-241.547	1,371.990	193.359	5,313.542
CASE 2	335.565	2,268.515	323.206	-241.547	1,371.990	193.359	5,400.732
CASE 3	335.565	2,268.515	323.206	-241.547	1,371.990	193.359	4,251.089

3) 내측거더 G3에 대한 하중 조합 및 설계 모멘트

구 분	고정하중(D)	활 하 중(L)	크 리 프(CR)	건조수축(SH)	지점침하(ST)	풍하중(W)	M_u
CASE 1	572.410	2,024.237	480.594	-239.668	1,375.021	47.332	5,096.242
CASE 2	572.410	2,024.237	480.594	-239.668	1,375.021	47.332	5,507.138
CASE 3	572.410	2,024.237	480.594	-239.668	1,375.021	47.332	4,259.926

4) 내측거더 G4에 대한 하중 조합 및 설계 모멘트

구 분	고정하중(D)	활 하 중(L)	크 리 프(CR)	건조수축(SH)	지점침하(ST)	풍하중(W)	M_u
CASE 1	519.737	2,255.192	401.961	-237.721	1,377.685	158.503	5,524.321
CASE 2	519.737	2,255.192	401.961	-237.721	1,377.685	158.503	5,714.938
CASE 3	519.737	2,255.192	401.961	-237.721	1,377.685	158.503	4,475.358

5) 외측거더 G5에 대한 하중 조합 및 설계 모멘트

구 분	고정하중(D)	활 하 중(L)	크 리 프(CR)	건조수축(SH)	지점침하(ST)	풍하중(W)	M_u
CASE 1	1,668.604	2,294.874	1,123.005	-241.848	1,394.308	187.702	7,103.164
CASE 2	1,668.604	2,294.874	1,123.005	-241.848	1,394.308	187.702	8,232.632
CASE 3	1,668.604	2,294.874	1,123.005	-241.848	1,394.308	187.702	6,426.645

9.2 연속부 검토

1) G1 연속부 철근량 산정

$f_{ck} =$	27.00 MPa	$M_u =$	6,554.9 kN · m	$\phi =$	0.85 (Bending)
$f_{yk} =$	400.00 MPa	$V_u =$	- kN	$k_1 =$	0.85

$$b' = 720 \text{ mm (저면폭)} \quad d = 2,310 \text{ mm} \quad d_{cu} = 60 \text{ mm}, \quad d_{cl} = 40 \text{ mm}$$

[필요 철근량 산정]

$$\begin{aligned} \alpha &= A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b') = 0.0242 A_s \\ M_u &= \Phi \times A_s \times f_y \times (d - \alpha/2) = -4.1152 A_s^2 + 785,400 A_s = 6,554,945,097 \\ A_s &= 8,746.9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

[최소 철근량 산정] (콘.설.해 6.3.2)

$$\begin{aligned} A_{smin1} &= (0.25 \sqrt{f_{ck}} \times b' \times d) / f_y = 5,401.4 \text{ mm}^2 \\ A_{smin2} &= (1.4 \times b' \times d) / f_y = 5,821.2 \text{ mm}^2 \\ \hline Max &= 5,821.2 \text{ mm}^2 \\ A_{s2} &= A_s \times 4/3 = 11,662.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

[사용 철근량 검토]

$$\begin{aligned} Req'd A_s &= 8,746.9 \text{ mm}^2 < USE A_s = 15,454.0 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.} \\ H \text{ 22 @ 125 } &= 7,727.0 \text{ mm}^2 \quad (n = 20.0 \text{ EA}) \\ H \text{ 22 @ 125 } &= 7,727.0 \text{ mm}^2 \quad (n = 20.0 \text{ EA}) \\ \hline \text{합계} &= 15,454.0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

[설계모멘트 검토]

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \phi \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \times 13,123.241 = 11,154.8 \text{ kN.m} \\ M_n &= C \left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right) \\ &= 6,181,604 \times (2,310.00 - 374.10 / 2) = 13,123.2 \text{ kN.m} \\ C &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' = 0.85 \times 27.00 \times 374.10 \times 720.00 = 6,181,604 \text{ N} \\ a' &= \frac{f_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b'} = \frac{400.00 \times 15,454.0}{0.85 \times 27.00 \times 720.00} = 374.10 \text{ mm} \\ \Phi M_n &= 11,154.8 \text{ kN.m} > M_u = 6,554.9 \text{ kN.m} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

[사용 철근비 검토]

$$\begin{aligned} \rho_{min1} &= A_{smin1} / (b' \cdot d) = 5,401.400 / (2,495.16 \times 2,310.00) = 0.00094 \\ \rho_{min1} &= A_{smin2} / (b' \cdot d) = 5,821.200 / (2,495.16 \times 2,310.00) = 0.00101 \\ \hline \rho_{min2} &= A_{s2} / (b' \cdot d) = 11,662.493 / (2,495.16 \times 2,310.00) = 0.00202 \end{aligned}$$

$$\rho_b = 0.003 \cdot K_1 \cdot \frac{f_y}{f_y + 600} = 0.85 \times 0.85 \times \frac{27.00}{400.00} \times \frac{600.00}{600.00 + 400.00} = 0.02926$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho = 0.75 \times 0.02926 = 0.02195$$

$$\rho_{use} = A_{req} / (b' \cdot d) = 15,454.011 / (2,495.16 \times 2,310.00) = 0.00268$$

$$\rho_{min} = 0.00101 \leq \rho_{use} = 0.00268 \leq \rho_{max} = 0.02195 \quad \text{O.K.}$$

[휨 균열에 대한 검토] (도.설.해 4.11.6)

$$M_{ser} = 5,094.3 \text{ kN.m (Service Load)}$$

$$\rho_{use} = 0.00268, \quad n = E_s / E_c = 200,000.0 / 27,804.0 = 7.2$$

$$k = -n \times \rho + \sqrt{(n \times \rho)^2 + 2 \times n \times \rho} = 0.178$$

$$x = k \times d = 0.178 \times 2,310.000 = 411.315 \text{ mm}$$

$$f_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times (d - \frac{x}{3})} = \frac{5,094,317,761.467}{15,454.01 \times (2,310.00 - 411.31 / 3)} = 151.707 \text{ MPa}$$

$$f_s = 151.707 \text{ MPa} \leq f_a = 160.000 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

$$A = 2 \times d' \times b / \text{철근수} = 2 \times 130.00 \times 2,495.16 / 40.0 = 16,218.527 \text{ mm}^2$$

$$\beta_c = d_1 / d_2 = 207.95 / 147.95 = 1.406$$

(여기서, β_c = 단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리 / 단면의 중립축에서 철근도심까지의 거리)

$$w = 1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A)} \times 10^{-5}$$

$$= 1.08 \times 1.406 \times 151.707 \times \sqrt[3]{60.00 \times 16,218.527} \times 10^{-5} = 0.228 \text{ mm}$$

$$w = 0.228 \text{ mm} < w_a = 0.005 \times t_c = 0.245 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

(4) 주장을 검토 (도.설 3.9.2.6)

인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다.

이 경우 주장은 0.0035 mm/mm2 이상으로 한다.

철근 사용량 : 40.0 / 2.495 = 16.03 EA/m

$\pi \times D \times n$

여기서 , D : 철근 직경

n : 철근 개수

1,000 : 단위 폭 (mm)

t_m : 중간 슬래브 두께 (mm)

$$\mu = \frac{\pi \times 22.20 \times 16.03}{1,000.00 \times 240.00} = 0.0047 \text{ mm/mm}^2$$

$$\mu = 0.0047 \text{ mm/mm}^2 > \mu_a = 0.0035 \text{ mm/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

2) G2 연속부 철근량 산정

$f_{ck} = 27.00$ MPa	$M_u = 5,400.7$ kN·m	$\phi = 0.85$ (Bending)
$f_y = 400.00$ MPa	$V_u =$ - kN	$k_1 = 0.85$
$b = 2,550$ mm	$H = 2,440$ mm	$d' = 130$ mm
$b' = 720$ mm(저면폭)	$d = 2,310$ mm	$d_{cu} = 60$ mm , $d_{cl} = 40$ mm

[필요 철근량 산정]

$$\alpha = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b') = 0.0242 A_s$$

$$M_u = \phi \times A_s \times f_y \times (d - \alpha/2) = -4.1152 A_s^2 + 785,400 A_s = 5,400,731,692$$

$$A_s = 7,143.8 \text{ mm}^2$$

[최소 철근량 산정] (콘.설.해 6.3.2)

$$A_{smin1} = (0.25 \sqrt{f_{ck}} \times b' \times d) / f_y = 5,401.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2} = (1.4 \times b' \times d) / f_y = 5,821.2 \text{ mm}^2$$

$$Max = 5,821.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = A_s \times 4/3 = 9,525.1 \text{ mm}^2$$

[사용 철근량 검토]

$$Req'd A_s = 7,143.8 \text{ mm}^2 < USE A_s = 15,793.7 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$H \text{ 22 @ 125 } = 7,896.8 \text{ mm}^2 \quad (n = 20.4 \text{ EA})$$

$$H \text{ 22 @ 125 } = 7,896.8 \text{ mm}^2 \quad (n = 20.4 \text{ EA})$$

$$\text{합계} = 15,793.7 \text{ mm}^2$$

[설계모멘트 검토]

$$\phi M_n = \phi \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \times 13,385.709 = 11,377.9 \text{ kN.m}$$

$$M_n = C \left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$$

$$= 6,317,472 \times (2,310.00 - 382.32 / 2) = 13,385.7 \text{ kN.m}$$

$$C = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' = 0.85 \times 27.00 \times 382.32 \times 720.00 = 6,317,472 \text{ N}$$

$$\phi M_n = \frac{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b' \cdot d^2}{4} \cdot \left(1 - \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{M_u}{\phi M_n} \right) = 11,377.9 \text{ kN.m} > M_u = 5,400.7 \text{ kN.m} \quad \text{O.K.}$$

[사용 철근비 검토]

$$\rho_{min1} = A_{smin1} / (b' \cdot d) = 5,401.400 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00092$$

$$\rho_{min1} = A_{smin2} / (b' \cdot d) = 5,821.200 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00099$$

$$Max = 0.00099$$

$$\rho_{min2} = A_{s2} / (b' \cdot d) = 9,525.080 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00162$$

$$\rho_b = 0.85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0.85 \times 0.85 \times \frac{27.00}{400.00} \times \frac{600.00}{600.00 + 400.00} = 0.02926$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho = 0.75 \times 0.02926 = 0.02195$$

$$\rho_{use} = A_{req} / (b' \cdot d) = 15,793.680 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00268$$

$$\rho_{min} = 0.00099 \leq \rho_{use} = 0.00268 \leq \rho_{max} = 0.02195 \quad \text{O.K.}$$

[휨 균열에 대한 검토] (도.설.해 4.11.6)

$$M_{ser} = 4,251.1 \text{ kN.m (Service Load)}$$

$$\rho_{use} = 0.00268, \quad n = E_s / E_c = 200,000.0 / 27,804.0 = 7.2$$

$$k = -n \times \rho + \sqrt{(n \times \rho)^2 + 2 \times n \times \rho} = 0.178$$

$$x = k \times d = 0.178 \times 2,310.000 = 411.315 \text{ mm}$$

$$f_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times (d - \frac{x}{3})} = \frac{4,251,088,631.057}{15,793.68 \times (2,310.00 - 411.31 / 3)} = 123.873 \text{ MPa}$$

$$f_s = 123.873 \text{ MPa} \leq f_u = 160.000 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

$$A = 2 \times d' \times b / \text{철근수} = 2 \times 130.00 \times 2,550.00 / 40.8 = 16,250.000 \text{ mm}^2$$

$$\beta_c = d_1 / d_2 = 207.95 / 147.95 = 1.406$$

(여기서, β_c = 단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리 / 단면의 중립축에서 철근도심까지의 거리)

$$w = 1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A)} \times 10^{-5}$$

$$= 1.08 \times 1.406 \times 123.873 \times \sqrt[3]{60.00 \times 16,250.000} \times 10^{-5} = 0.186 \text{ mm}$$

$$w = 0.186 \text{ mm} < w_u = 0.005 \times t_c = 0.245 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

(4) 주장을 검토 (도.설 3.9.2.6)

인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다.

이 경우 주장은 0.0035 mm/mm2 이상으로 한다.

$$\text{철근 사용량} : 40.8 / 2.550 = 16.00 \text{ EA/m}$$

$$\text{주 장 른} : \mu = \frac{\pi \times D \times n}{1000 \times t_m} > 0.0035 \text{ mm/mm2}$$

여기서 D : 철근 직경

1,000 : 단위 폭 (mm)

t_m : 중간 슬래브 두께 (mm)

$$\mu = \frac{\pi \times 22.20 \times 16.00}{1,000.00 \times 240.00} = 0.0046 \text{ mm/mm}^2$$

$$\mu = 0.0046 \text{ mm/mm}^2 > \mu_a = 0.0035 \text{ mm/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

3) G3 연속부 철근량 산정

$f_{ck} = 27.00$ MPa	$M_u = 5,507.1$ kN·m	$\phi = 0.85$ (Bending)
$f_y = 400.00$ MPa	$V_u = -$ kN	$k_1 = 0.85$
$b = 2,550$ mm	$H = 2,440$ mm	$d' = 130$ mm
$b' = 720$ mm(저면폭)	$d = 2,310$ mm	$d_{cu} = 60$ mm, $d_{cl} = 40$ mm

[필요 철근량 산정]

$$\alpha = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b') = 0.0242 A_s$$

$$M_u = \phi \times A_s \times f_y \times (d - \alpha/2) = -4.1152 A_s^2 + 785,400 A_s = 5,507,137,774$$

$$A_s = 7,290.4 \text{ mm}^2$$

[최소 철근량 산정] (콘.설.해 6.3.2)

$$A_{smin1} = (0.25 \sqrt{f_{ck}} \times b' \times d) / f_y = 5,401.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2} = (1.4 \times b' \times d) / f_y = 5,821.2 \text{ mm}^2$$

$$Max = 5,821.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = A_s \times 4/3 = 9,720.5 \text{ mm}^2$$

[사용 철근량 검토]

$$Req'd A_s = 7,290.4 \text{ mm}^2 < USE A_s = 15,793.7 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$H \text{ 22 @ 125 } = 7,896.8 \text{ mm}^2 \quad (n = 20.4 \text{ EA})$$

$$H \text{ 22 @ 125 } = 7,896.8 \text{ mm}^2 \quad (n = 20.4 \text{ EA})$$

$$\text{합계} = 15,793.7 \text{ mm}^2$$

[설계모멘트 검토]

$$\phi M_n = \phi \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \times 13,385.709 = 11,377.9 \text{ kN.m}$$

$$M_n = C \left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \left(d - \frac{a'}{2} \right)$$

$$= 6,317,472 \times (2,310.00 - 382.32 / 2) = 13,385.7 \text{ kN.m}$$

$$C = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' = 0.85 \times 27.00 \times 382.32 \times 720.00 = 6,317,472 \text{ N}$$

$$a' = \frac{f_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b'} = \frac{400.00 \times 15,793.7}{0.85 \times 27.00 \times 720.00} = 382.32 \text{ mm}$$

[사용 철근비 검토]

$$\rho_{min1} = A_{smin1} / (b' \cdot d) = 5,401.400 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00092$$

$$\rho_{min1} = A_{smin2} / (b' \cdot d) = 5,821.200 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00099$$

$$Max = 0.00099$$

$$\rho_{min2} = A_{s2} / (b' \cdot d) = 9,720.500 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00165$$

$$\rho_b = 0.85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0.85 \times 0.85 \times \frac{27.00}{400.00} \times \frac{600.00}{600.00 + 400.00} = 0.02926$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho = 0.75 \times 0.02926 = 0.02195$$

$$\rho_{use} = A_{req} / (b' \cdot d) = 15,793.680 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00268$$

$$\rho_{min} = 0.00099 \leq \rho_{use} = 0.00268 \leq \rho_{max} = 0.02195 \quad \text{O.K.}$$

[휨 균열에 대한 검토] (도.설.해 4.11.6)

$$M_{ser} = 4,259.9 \text{ kN.m (Service Load)}$$

$$\rho_{use} = 0.00268, \quad n = E_s / E_c = 200,000.0 / 27,804.0 = 7.2$$

$$k = -n \times \rho + \sqrt{(n \times \rho)^2 + 2 \times n \times \rho} = 0.178$$

$$x = k \times d = 0.178 \times 2,310.000 = 411.315 \text{ mm}$$

$$f_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times (d - \frac{x}{3})} = \frac{4,259,925,912.909}{15,793.68 \times (2,310.00 - 411.31 / 3)} = 124.131 \text{ MPa}$$

$$f_s = 124.131 \text{ MPa} \leq f_a = 160.000 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

$$A = 2 \times d' \times b / \text{철근수} = 2 \times 130.00 \times 2,550.00 / 40.8 = 16,250.000 \text{ mm}^2$$

$$\beta_c = d_1 / d_2 = 207.95 / 147.95 = 1.406$$

(여기서, β_c = 단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리 / 단면의 중립축에서 철근도심까지의 거리)

$$w = 1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A) \times 10^{-5}}$$

$$= 1.08 \times 1.406 \times 124.131 \times \sqrt[3]{60.00 \times 16,250.000 \times 10^{-5}} = 0.187 \text{ mm}$$

$$w = 0.187 \text{ mm} < w_a = 0.005 \times t_c = 0.245 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

(4) 주장률 검토 (도.설 3.9.2.6)

인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다.

이 경우 주장률은 0.0035 mm/mm2 이상으로 한다.

$$\text{철근 사용량} : 40.8 / 2.550 = 16.00 \text{ EA/m}$$

$$\text{주 장 른} : \mu = \frac{\pi \times D \times n}{1000 \times t_m} > 0.0035 \text{ mm/mm2}$$

여기서, D : 철근 직경

n : 철근 개수

1 000 : 단위 폭 (mm)

$$\mu = \frac{\pi \times 22.20 \times 16.00}{1,000.00 \times 240.00} = 0.0046 \text{ mm/mm}^2$$

$$\mu = 0.0046 \text{ mm/mm}^2 > \mu_a = 0.0035 \text{ mm/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

4) G4 연속부 철근량 산정

$f_{ck} = 27.00$ MPa	$M_u = 5,714.9$ kN·m	$\phi = 0.85$ (Bending)
$f_y = 400.00$ MPa	$V_u = -$ kN	$k_1 = 0.85$
$b = 2,550$ mm	$H = 2,440$ mm	$d' = 130$ mm
$b' = 720$ mm(저면폭)	$d = 2,310$ mm	$d_{cu} = 60$ mm, $d_{cl} = 40$ mm

[필요 철근량 산정]

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b') = 0.0242 A_s$$

$$M_u = \phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -4.1152 A_s^2 + 785,400 A_s = 5,714,938,154$$

$$A_s = 7,577.3 \text{ mm}^2$$

[최소 철근량 산정] (콘.설.해 6.3.2)

$$A_{smin1} = (0.25 \sqrt{f_{ck}} \times b' \times d) / f_y = 5,401.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2} = (1.4 \times b' \times d) / f_y = 5,821.2 \text{ mm}^2$$

$$Max = 5,821.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = A_s \times 4/3 = 10,103.1 \text{ mm}^2$$

[사용 철근량 검토]

$$Req'd A_s = 7,577.3 \text{ mm}^2 < USE A_s = 15,793.7 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$H \text{ 22 @ 125} = 7,896.8 \text{ mm}^2 \quad (n = 20.4 \text{ EA})$$

$$H \text{ 22 @ 125} = 7,896.8 \text{ mm}^2 \quad (n = 20.4 \text{ EA})$$

$$\text{합계} = 15,793.7 \text{ mm}^2$$

[설계모멘트 검토]

$$\phi M_n = \phi \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \times 13,385.709 = 11,377.9 \text{ kN.m}$$

$$M_n = C \left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \left(d - \frac{a'}{2} \right)$$

$$= 6,317,472 \times (2,310.00 - 382.32 / 2) = 13,385.7 \text{ kN.m}$$

$$C = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' = 0.85 \times 27.00 \times 382.32 \times 720.00 = 6,317,472 \text{ N}$$

$$a' = \frac{f_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b'} = \frac{400.00 \times 15,793.7}{0.85 \times 27.00 \times 720.00} = 382.32 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 11,377.9 \text{ kN.m} > M_u = 5,714.9 \text{ kN.m} \quad \text{O.K.}$$

[사용 철근비 검토]

$$\begin{aligned}\rho_{min1} &= A_{smin2} / (b' \cdot d) = 5,821.200 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00099 \\ \rho_{min2} &= A_{s2} / (b' \cdot d) = 10,103.075 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00172 \\ \rho_b &= 0.85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0.85 \times 0.85 \times \frac{27.00}{400.00} \times \frac{600.00}{600.00 + 400.00} = 0.02926 \\ \rho_{max} &= 0.75 \cdot \rho = 0.75 \times 0.02926 = 0.02195 \\ \rho_{use} &= A_{req} / (b' \cdot d) = 15,793.680 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00268 \\ \rho_{min} &= 0.00099 \leq \rho_{use} = 0.00268 \leq \rho_{max} = 0.02195 \quad \text{O.K.}\end{aligned}$$

[휨 균열에 대한 검토] (도.설.해 4.11.6)

$$\begin{aligned}M_{ser} &= 4,475.4 \text{ kN.m (Service Load)} \\ \rho_{use} &= 0.00268, \quad n = E_s / E_c = 200,000.0 / 27,804.0 = 7.2 \\ k &= -n \times \rho + \sqrt{(n \times \rho)^2 + 2 \times n \times \rho} = 0.178 \\ x &= k \times d = 0.178 \times 2,310.000 = 411.315 \text{ mm} \\ f_s &= \frac{M_{ser}}{A_s \times (d - \frac{x}{3})} = \frac{4,475,357,722.547}{15,793.68 \times (2,310.00 - 411.31 / 3)} = 130.408 \text{ MPa} \\ f_s &= 130.408 \text{ MPa} \leq f_a = 160.000 \text{ MPa} \quad \text{O.K.} \\ A &= 2 \times d' \times b / \text{철근수} = 2 \times 130.00 \times 2,550.00 / 40.8 = 16,250.000 \text{ mm}^2 \\ \beta_c &= d_1 / d_2 = 207.95 / 147.95 = 1.406 \\ &(\text{여기서, } \beta_c = \text{단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리} / \text{단면의 중립축에서 철근도심까지의 거리}) \\ w &= 1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A)} \times 10^{-5} \\ &= 1.08 \times 1.406 \times 130.408 \times \sqrt[3]{60.00 \times 16,250.000} \times 10^{-5} = 0.196 \text{ mm} \\ w &= 0.196 \text{ mm} < w_a = 0.005 \times t_c = 0.245 \text{ mm} \quad \text{O.K.}\end{aligned}$$

(4) 주장을 검토 (도.설 3.9.2.6)

인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다.

이 경우 주장은 0.0035 mm/mm² 이상으로 한다.

$$\text{철근 사용량} : 40.8 / 2.550 = 16.00 \text{ EA/m}$$

$$\text{주 장 른} : \mu = \frac{\pi \times D \times n}{1000 \times t_m} > 0.0035 \text{ mm/mm}^2$$

여기서, D : 철근 직경

n : 철근 개수

1,000 : 단위 폭 (mm)

t_m : 중간 슬래브 두께 (mm)

$$\pi \times 22.20 \times 16.00$$

$$\mu = 0.0046 \text{ mm/mm}^2 > \mu_a = 0.0035 \text{ mm/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

5) G5 연속부 철근량 산정

$f_{ck} = 27.00 \text{ MPa}$	$M_u = 8,232.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\phi = 0.85 \text{ (Bending)}$
$f_y = 400.00 \text{ MPa}$	$V_u = - \text{ kN}$	$k_1 = 0.85$
$b = 2,619 \text{ mm}$	$H = 2,440 \text{ mm}$	$d' = 130 \text{ mm}$
$b' = 720 \text{ mm (저면폭)}$	$d = 2,310 \text{ mm}$	$d_{cu} = 60 \text{ mm}, d_{cl} = 40 \text{ mm}$

[필요 철근량 산정]

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b') = 0.0242 A_s$$

$$M_u = \phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -4.1152 A_s^2 + 785,400 A_s = 8,232,632,385$$

$$A_s = 11,131.3 \text{ mm}^2$$

[최소 철근량 산정] (콘.설.해 6.3.2)

$$A_{smin1} = (0.25 \sqrt{f_{ck}} \times b' \times d) / f_y = 5,401.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2} = (1.4 \times b' \times d) / f_y = 5,821.2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Max} = 5,821.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = A_s \times 4/3 = 14,841.8 \text{ mm}^2$$

[사용 철근량 검토]

$$Req'd A_s = 11,131.3 \text{ mm}^2 < USE A_s = 18,729.3 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

H 22 @ 125	=	8,111.6 mm ²	(n = 21.0 EA)
H 25 @ 125	=	10,617.8 mm ²	(n = 21.0 EA)
합계	=	18,729.3 mm ²	

[설계모멘트 검토]

$$\phi M_n = \phi \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \times 15,607.592 = 13,266.5 \text{ kN.m}$$

$$M_n = C \left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \left(d - \frac{a'}{2} \right)$$

$$= 7,491,737 \times (2,310.00 - 453.39 / 2) = 15,607.6 \text{ kN.m}$$

$$C = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' = 0.85 \times 27.00 \times 453.39 \times 720.00 = 7,491,737 \text{ N}$$

$$a' = \frac{f_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b'} = \frac{400.00 \times 18,729.3}{0.85 \times 27.00 \times 720.00} = 453.39 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 13,266.5 \text{ kN.m} > M_u = 8,232.6 \text{ kN.m} \quad \text{O.K.}$$

[사용 철근비 검토]

$$\rho_{min1} = A_{smin1} / (b' \cdot d) = 5,401.400 / (2,619.34 \times 2,310.00) = 0.00089$$

$$\rho_{min2} = A_{smin2} / (b' \cdot d) = 5,821.200 / (2,619.34 \times 2,310.00) = 0.00096$$

$$\rho_{min2} = A_{s2} / (b' \cdot d) = 14,841.752 / (2,619.34 \times 2,310.00) = 0.00245$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0.85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0.85 \times 0.85 \times \frac{27.00}{400.00} \times \frac{600.00}{600.00 + 400.00} = 0.02926 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho = 0.75 \times 0.02926 = 0.02195$$

$$\rho_{use} = A_{req} / (b' \cdot d) = 18,729.343 / (2,619.34 \times 2,310.00) = 0.00310$$

$$\rho_{min} = 0.00096 \leq \rho_{use} = 0.00310 \leq \rho_{max} = 0.02195 \quad \text{O.K.}$$

[휨 균열에 대한 검토] (도.설.해 4.11.6)

$$M_{ser} = 6,426.6 \text{ kN.m (Service Load)}$$

$$\rho_{use} = 0.00310, \quad n = E_s / E_c = 200,000.0 / 27,804.0 = 7.2$$

$$k = -n \times \rho + \sqrt{(n \times \rho)^2 + 2 \times n \times \rho} = 0.190$$

$$x = k \times d = 0.190 \times 2,310.000 = 438.741 \text{ mm}$$

$$f_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times (d - \frac{x}{3})} = \frac{6,426,644,940.556}{18,729.34 \times (2,310.00 - 438.74 / 3)} = 158.582 \text{ MPa}$$

$$f_s = 158.582 \text{ MPa} \leq f_a = 160.000 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

$$A = 2 \times d' \times b / \text{철근수} = 2 \times 130.00 \times 2,619.34 / 42.0 = 16,214.974 \text{ mm}^2$$

$$\beta_c = d_1 / d_2 = 205.81 / 145.81 = 1.411$$

(여기서, β_c = 단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리 / 단면의 중립축에서 철근도심까지의 거리)

$$\begin{aligned} w &= 1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A)} \times 10^{-5} \\ &= 1.08 \times 1.411 \times 158.582 \times \sqrt[3]{60.00 \times 16,214.974} \times 10^{-5} = 0.240 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$w = 0.240 \text{ mm} < w_a = 0.005 \times t_c = 0.245 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

(4) 주장을 검토 (도.설 3.9.2.6)

인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다.

이 경우 주장은 0.0035 mm/mm² 이상으로 한다.

$$\text{철근 사용량} : 42.0 / 2.619 = 16.03 \text{ EA/m}$$

$$\text{주 장 료} : \mu = \frac{\pi \times D \times n}{1000 \times t_m} > 0.0035 \text{ mm/mm}^2$$

여기서, D : 철근 직경

n : 철근 개수

1,000 : 단위 폭 (mm)

t_m : 중간 슬래브 두께 (mm)

$$\mu = \frac{\pi \times 22.20 \times 16.03}{1,000.00 \times 240.00} = 0.0047 \text{ mm/mm}^2$$

$$\mu = 0.0047 \text{ mm/mm}^2 > \mu_{req} = 0.0035 \text{ mm/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

