

구조안전성능 자료 _ 이동교(상)

구조안전성능 자료 _ 이동교(상) (2019년 2종 성능평가 보고서)

1.	거더 검토 조건 및 검토 단면
1.1	검토 조건
1)	교량 제원 - 교량 명 : 이동교(상) - 형식 : PSC 1개 Girder교 - 분할하중 : -24/DL-24 - 교장 : L = 30.000 m @ 2 = 60.000 m - 발진장 : Lb = 29.900 m - 지간 : Le = 29.100 m - 교폭 : B = 17.250 m - 유도폭 : Be = 16.750 m (유도폭) - SKIEW : $\theta = 7.00^\circ$, RADIUS : 500 m - GIRDER : 높이 : 2.00 m, 간격 : 2.20 m, 개수 : 7 EA
2)	하중 - 활하중 : -24/DL-24 - 충격계수 : 1 = 15/(40+L)
3)	사용 재료
①	Con'c
a.	바닥판 : fck = 27 Mpa
b.	PSC Girder : fck = 35 Mpa
②	Reinforcing Bar
a.	바닥판 : SD 400
b.	PSC Girder : SD 300
③	PS Tendon - SWPC7B : 7 - Φ 12.7 mm , 12 T (2) 적당여이전 PS강연선 - Sheath : Φ 66 mm - fpu = 1,900 Mpa (Ultimate Strength) - fpy = 1,600 MPa (Yield Strength)
4)	단위 중량 - 철근콘크리트 : $\gamma_{con} = 25.0$ kN/m³ - 미스콘크리트 : $\gamma_{con} = 23.0$ kN/m³ - 콘크리트 : $\gamma_{con} = 23.5$ kN/m³

1.2 부재의 허용응력 및 물리상수

1) 물리 상수

① 콘크리트 탄성계수

$$E_c = 8,500 \sqrt{f_{cu}} \quad \text{[여기서, } f_{cu} = f_{ck} + 4 \text{]}$$

a. 바닥판 : $E_{c2} = 26,702 \text{ Mpa}$

b. PSC Girder

$$\begin{aligned} &\text{Prestressing 철주 : } E_{c1} = 26,986 \text{ Mpa} \\ &\text{설계하중 작용시 : } E_{c1} = 28,825 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

② 강재 탄성계수 : $E_s = 200,000 \text{ Mpa}$

③ PS Tendon 탄성계수 : $E_p = 200,000 \text{ Mpa}$

④ Coefficient

a. 설치구의 마찰계수 : $\mu_s = 0.030$

b. 곡률 마찰계수 : $\mu = 0.300 \text{ /rad}$

c. 과심 마찰계수 : $\epsilon = 0.0070 \text{ /m}$

⑤ Creep Factor

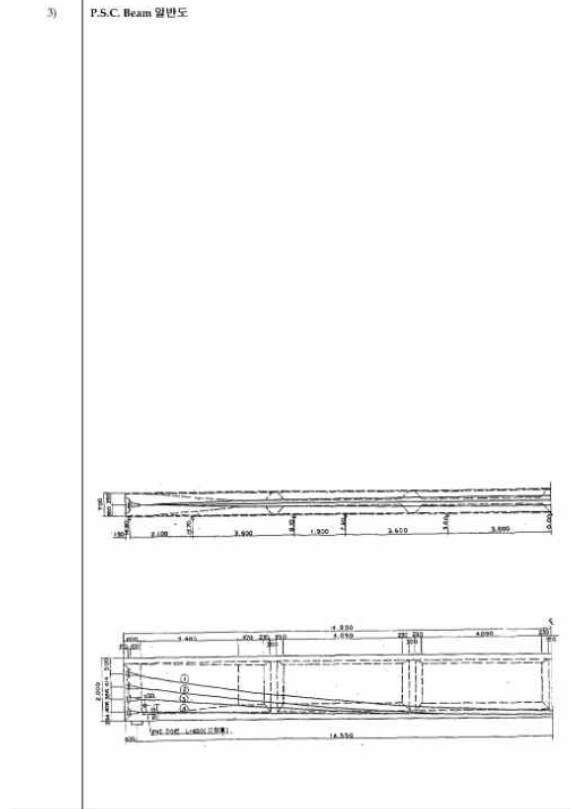
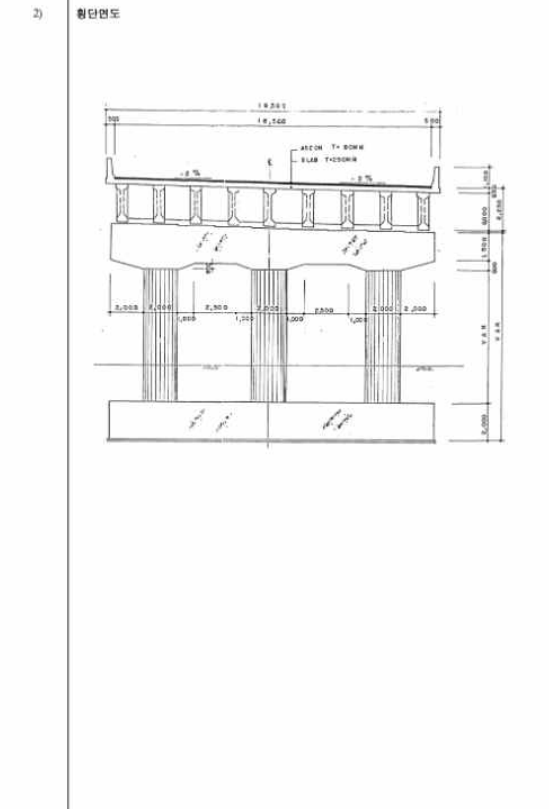
$$\begin{aligned} \Phi t &= 2.2 \quad \text{[Con'c 초기하중부터 } T=\infty \text{까지의 Creep Factor]} \\ \Phi_s &= 3.0 \quad \text{[0.5년 하중후부터 } T=\infty \text{까지의 Creep Factor]} \end{aligned}$$

⑥ Shrinkage Ratio : $cs = 0.0002$ (Girder와 바닥판의 건조수축차)

⑦ Anchorage Slip : $\Delta_L = 3 \text{ mm}$

2) PSC 거더 허용응력

부재	하중 상태	항목	산정식	허용응력
바닥판	설계하중 작용시	압축강도	f_{ck}	27.00 Mpa
		허용압축응력	$0.40 f_{ck}$	10.80 Mpa
		허용인장응력	$0.50 / f_{ck}$	2.60 Mpa
PSC Girder	Prestressing 시의 압축강도		$0.80 f_{ck}$	28.00 Mpa
	Prestressing 철주	허용압축응력	설계강도	15.40 Mpa
		허용인장응력	설계강도	1.26 Mpa
	설계하중 작용시의 압축강도		f_{ck}	35.00 Mpa
	설계하중 작용시	허용압축응력	설계강도	14.00 Mpa
PS Tendon		허용인장응력	설계강도	2.806 Mpa
전 하중	극한강도	f_{pu}	1,900 Mpa	
		항복강도	f_{py}	1,600 Mpa
	정적 하중 전착부	허용 인장력	$0.70 f_{py}$	1,120 Mpa
		손실후 설계하중 작용시	허용 인장력	$0.80 f_{py}$



구조안전성능 자료 _ 이동교(상)(2019년 2중 성능평가 보고서)

5) Girder & Slab 제원

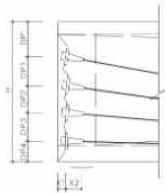
① Girder 단면 제원 (Center)

(바닥면 Cantilever부 단면
~ 외측Girder 중심까지)



- Hd = 25 cm
- H = 200 cm
- H1 = 18 cm
- H2 = 10 cm
- H3 = 127 cm
- H4 = 22.0 cm
- H5 = 23.0 cm
- D1 = 12.0 cm
- D2 = 8.0 cm
- D3 = 8.0 cm
- D4 = 8.0 cm
- D5 = 8.0 cm
- D6 = 8.0 cm
- D7 = 8.0 cm
- D8 = 8.0 cm
- D9 = 8.0 cm
- D10 = 8.0 cm
- D11 = 8.0 cm
- D12 = 8.0 cm
- D13 = 8.0 cm
- D14 = 8.0 cm
- D15 = 8.0 cm
- D16 = 8.0 cm
- D17 = 8.0 cm
- D18 = 8.0 cm
- D19 = 8.0 cm
- D20 = 8.0 cm
- D21 = 8.0 cm
- D22 = 8.0 cm
- D23 = 8.0 cm
- D24 = 8.0 cm
- D25 = 8.0 cm
- D26 = 8.0 cm
- D27 = 8.0 cm
- D28 = 8.0 cm
- D29 = 8.0 cm
- D30 = 8.0 cm
- D31 = 8.0 cm
- D32 = 8.0 cm
- D33 = 8.0 cm
- D34 = 8.0 cm
- D35 = 8.0 cm
- D36 = 8.0 cm
- D37 = 8.0 cm
- D38 = 8.0 cm
- D39 = 8.0 cm
- D40 = 8.0 cm
- D41 = 8.0 cm
- D42 = 8.0 cm
- D43 = 8.0 cm
- D44 = 8.0 cm
- D45 = 8.0 cm
- D46 = 8.0 cm
- D47 = 8.0 cm
- D48 = 8.0 cm
- D49 = 8.0 cm
- D50 = 8.0 cm
- D51 = 8.0 cm
- D52 = 8.0 cm
- D53 = 8.0 cm
- D54 = 8.0 cm
- D55 = 8.0 cm
- D56 = 8.0 cm
- D57 = 8.0 cm
- D58 = 8.0 cm
- D59 = 8.0 cm
- D60 = 8.0 cm
- D61 = 8.0 cm
- D62 = 8.0 cm
- D63 = 8.0 cm
- D64 = 8.0 cm
- D65 = 8.0 cm
- D66 = 8.0 cm
- D67 = 8.0 cm
- D68 = 8.0 cm
- D69 = 8.0 cm
- D70 = 8.0 cm
- D71 = 8.0 cm
- D72 = 8.0 cm
- D73 = 8.0 cm
- D74 = 8.0 cm
- D75 = 8.0 cm
- D76 = 8.0 cm
- D77 = 8.0 cm
- D78 = 8.0 cm
- D79 = 8.0 cm
- D80 = 8.0 cm
- D81 = 8.0 cm
- D82 = 8.0 cm
- D83 = 8.0 cm
- D84 = 8.0 cm
- D85 = 8.0 cm
- D86 = 8.0 cm
- D87 = 8.0 cm
- D88 = 8.0 cm
- D89 = 8.0 cm
- D90 = 8.0 cm
- D91 = 8.0 cm
- D92 = 8.0 cm
- D93 = 8.0 cm
- D94 = 8.0 cm
- D95 = 8.0 cm
- D96 = 8.0 cm
- D97 = 8.0 cm
- D98 = 8.0 cm
- D99 = 8.0 cm
- D100 = 8.0 cm

② Girder 단부 제원



- H = 200 cm
- H1 = 15 cm
- DP1 = 41.4 cm
- DP2 = 38.6 cm
- DP3 = 40.6 cm
- DP4 = 29.4 cm
- DP5 = 0 cm

③ 사용 철근

a. 바닥면

• 전단레바

: D 16 @ 125 mm Asd = 15.888 cm² (주철근에 차등전환 적치방형)

: 피복두께 = 6.0 cm

• 연속부

: D 16 @ 125 mm Asd = 15.888 cm² (주철근에 차등전환 적치방형)

: 피복두께 = 4.0 cm

b. Girder

• 전단 철근 (지점에서 0.000 m ~ 지점에서 3.00 m)

: D 16 @ 200 mm Asg = 9.930 cm²

: 피복두께 = 4.0 cm

• 전단 철근 (지점에서 3.000 m ~ 지점에서 7.50 m)

: D 16 @ 300 mm Asg = 6.620 cm²

: 피복두께 = 4.0 cm

• 전단 철근 (지점에서 7.50 m ~ 지점에서 14.55 m)

: D 16 @ 384 mm Asg = 5.172 cm²

: 피복두께 = 4.0 cm

6) PS Tendon 제원

• SHEATH : Φ 66 → 4 EA :

Asb = 34.21 cm²/EA

Asbt = 136.84 cm²

• PS Tendon : 7 - Φ 12.7 , 12 T , 4 EA

Ap = 98.71 mm²/Strand

Ap* = 0.9871 × 12 = 11.8452 cm²/EA

Apt = 11.8452 × 4 = 47.3808 cm²

• Tendon 배치 개수 = 4 EA (상단 1 EA) = 4u

(하단 3 EA) = 3u

- 상단 1EA 단도에서 Beam 상면까지의 거리 : 180.00 cm

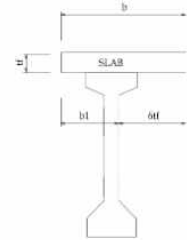
- 하단 3EA 단도에서 Beam 상면까지의 거리 : 192.00 cm

• Dep = 189.00 cm (Tendon 도상에서 Girder 상면까지의 거리)

6) Slab 유효폭

① 외측 Girder (G1)

※ 비대상 T형 이므로 다음의 값 중 적은값을 유효폭으로 한다.



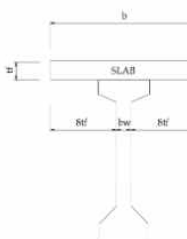
- 6tf + b1
- = 6 × 25 + 105
- = 255.0 cm
- (보의 지간의 1/12) + b1
- = 2,910 / 12 + 105
- = 347.5 cm
- (단면거더와의 순경간의 1/2) + b1
- = 200 / 2 + 105
- = 205.0 cm

∴ b = 205.0 cm

• 외측 Girder 바닥면의 유효폭 : Bde = 205.0 cm

② 내측 Girder

※ 대상 T형 이므로 다음의 값 중 적은값을 유효폭으로 한다.



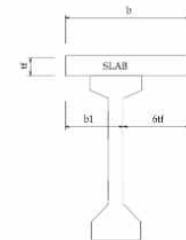
- 16tf + bw
- = 16 × 25 + 20
- = 420.0 cm
- (보의 지간의 1/4) + bw
- = 2,910 / 4 + 20
- = 727.5 cm
- (양쪽 Slab의 중심간 거리)
- = 220.0 cm

∴ b = 220.0 cm

• 내측 Girder 바닥면의 유효폭 : Bde' = 220.0 cm

③ 외측 Girder (G9)

※ 비대상 T형 이므로 다음의 값 중 적은값을 유효폭으로 한다.



- 6tf + b1
- = 6 × 25 + 105
- = 255.0 cm
- (보의 지간의 1/12) + b1
- = 2,910 / 12 + 105
- = 347.5 cm
- (단면거더와의 순경간의 1/2) + b1
- = 200 / 2 + 105
- = 205.0 cm

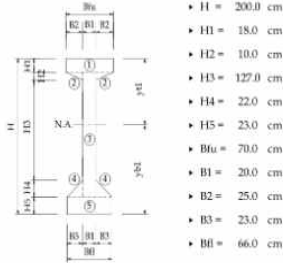
∴ b = 205.0 cm

• 외측 Girder 바닥면의 유효폭 : Bde = 205.0 cm

구조안전성능 자료 _ 이동교(상)(2019년 2중 성능평가 보고서)

2. 단면 제계수

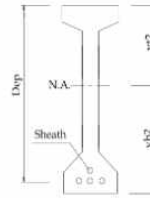
2.1 종단면에 대한 단면 제계수



Member	B (cm)	H (cm)	A (cm ²)	y (cm)	A · y (cm ³)	A · y ² (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
1	70.0	18.0	1,260.00	9.00	11,340.00	102,060.00	34,020.00
2	25.0	10.0	250.00	21.33	5,332.50	113,742.22	1,388.88
3	20.0	139.0	3,180.00	97.50	310,050.00	30,229,875.00	6,699,465.00
4	23.0	22.0	506.00	169.67	85,853.02	14,566,681.90	13,605.77
5	66.0	23.0	1,518.00	188.50	286,143.00	53,937,955.50	66,918.50
Σ			6,714.00		698,718.52	98,950,314.62	6,815,398.15

$$\begin{aligned}
 y_{t1} &= \frac{\sum(A \cdot y)}{\sum A} = \frac{698,718.52}{6,714} = 104.06 \text{ cm} \\
 y_{b1} &= H - y_{t1} = 95.94 \text{ cm} \\
 I_{c1} &= \sum I_o + \sum (A \cdot y^2) - \sum A \cdot y_{t1}^2 \\
 &= 6,815,398.15 + 98,950,314.62 - 6,714.00 \times 104.06^2 = 33,063,273 \text{ cm}^4 \\
 Z_{t1} &= \frac{I_{c1}}{y_{t1}} = \frac{33,063,273}{104.06} = 317,732 \text{ cm}^3 \\
 Z_{b1} &= \frac{I_{c1}}{y_{b1}} = \frac{33,063,273}{95.94} = 344,624 \text{ cm}^3 \\
 r_{t1}^2 &= \frac{I_{c1}}{\sum A} = \frac{33,063,273}{6,714.00} = 4,924 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

2.2 순단면에 대한 단면 제계수

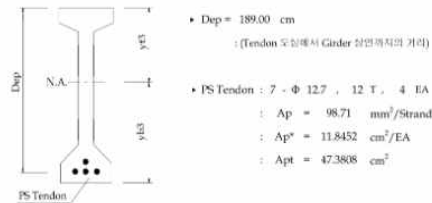


$$\begin{aligned}
 \bullet \text{ Dep} &= 189.00 \text{ cm} \\
 &\quad \text{: (Tendon 도상에서 Girder 상면까지의 거리)} \\
 \bullet \text{ SHEATH} &: \Phi 66 - 4 \text{ EA} \\
 &\quad \text{: Ash} = 34.21 \text{ cm}^2/\text{EA} \\
 &\quad \text{: Asht} = 136.84 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Member	A (cm ²)	y (cm)	A · y (cm ³)	A · y ² (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
순 단 면	6,714.00		698,718.52	98,950,314.62	6,815,398.15
SHEATH	-136.84	189.00	-25,862.76	-4,888,061.64	0.00
Σ	6,577.16		672,855.76	94,062,252.98	6,815,398.15

$$\begin{aligned}
 y_{t2} &= \frac{\sum(A \cdot y)}{\sum A} = \frac{672,855.76}{6,577.16} = 102.30 \text{ cm} \\
 y_{b2} &= H - y_{t2} = 97.70 \text{ cm} \\
 ep2 &= \text{Dep} - y_{t2} = 86.70 \text{ cm} \\
 I_{c2} &= \sum I_o + \sum (A \cdot y^2) - \sum A \cdot y_{t2}^2 \\
 &= 6,815,398.15 + 94,062,252.98 - 6,577.16 \times 102.30^2 = 32,045,764.00 \text{ cm}^4 \\
 Z_{t2} &= \frac{I_{c2}}{y_{t2}} = \frac{32,045,764}{102.30} = 313,232 \text{ cm}^3 \\
 Z_{b2} &= \frac{I_{c2}}{y_{b2}} = \frac{32,045,764}{97.70} = 328,001 \text{ cm}^3 \\
 Z_{p2} &= \frac{I_{c2}}{ep2} = \frac{32,045,764}{86.70} = 369,616 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

2.3 PS Tendon 환산단면에 대한 단면 제계수

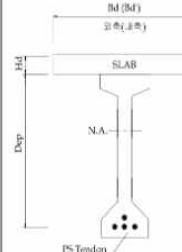


$$\begin{aligned}
 \bullet \text{ np} &= \frac{E_p}{E_{cg}} = \frac{200,000}{8,500 \times \sqrt{1 \cdot 35 + 8}} = 6.716 \\
 \bullet \text{ Apt}' &= \text{Apt} \cdot \text{np} = 318.21 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Member	A (cm ²)	y (cm)	A · y (cm ³)	A · y ² (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
순 단 면	6,577.16		672,855.76	94,062,252.98	6,815,398.15
PS Tendon	318.210	189.00	60,141.69	11,366,779.41	0.00
Σ	6,895.37		732,997.45	105,429,032.39	6,815,398.15

$$\begin{aligned}
 y_{t3} &= \frac{\sum(A \cdot y)}{\sum A} = \frac{732,997.45}{6,895.37} = 106.30 \text{ cm} \\
 y_{b3} &= H - y_{t3} = 93.70 \text{ cm} \\
 ep3 &= \text{Dep} - y_{t3} = 82.70 \text{ cm} \\
 I_{c3} &= \sum I_o + \sum (A \cdot y^2) - \sum A \cdot y_{t3}^2 \\
 &= 6,815,398.15 + 105,429,032.39 - 6,895.37 \times 106.30^2 = 34,328,887.10 \text{ cm}^4 \\
 Z_{t3} &= \frac{I_{c3}}{y_{t3}} = \frac{34,328,887}{106.30} = 322,943 \text{ cm}^3 \\
 Z_{b3} &= \frac{I_{c3}}{y_{b3}} = \frac{34,328,887}{93.70} = 366,370 \text{ cm}^3 \\
 Z_{p3} &= \frac{I_{c3}}{ep3} = \frac{34,328,887}{82.70} = 415,101 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

2.4 바닥 환산단면에 대한 단면 제계수



$$\begin{aligned}
 \bullet \text{ Dep} &= 189.00 \text{ cm} \\
 &\quad \text{: (Tendon 도상에서 Girder 상면까지의 거리)} \\
 \bullet \text{ Bex1} &= 95.00 \text{ cm} \\
 &\quad \text{: (배치된 CantileverV 플레이트와 Girder 상면까지의 거리)} \\
 \bullet \text{ Bex2} &= 95.00 \text{ cm} \\
 &\quad \text{: (배치된 CantileverV 플레이트와 Girder 상면까지의 거리)} \\
 \bullet \text{ Hdl} &= 25.00 \text{ cm} \quad \text{: (배치된 높이)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bullet \text{ Bdl} &= 205.00 \text{ cm} \quad \text{: (외측 Girder [1] 바닥판 폭)} \\
 \bullet \text{ Bdl} &= 205.00 \text{ cm} \quad \text{: (외측 Girder [1] 바닥판 유효폭)} \\
 \bullet \text{ Acd1} &= \text{Bdl} \cdot \text{Hdl} = 5,125.00 \text{ cm}^2 \quad \text{: (외측 Girder [1] 환산면 단면적)} \\
 \bullet \text{ Icd1} &= \text{Bdl} \cdot \text{Hdl}^3 / 12 = 266,927.08 \text{ cm}^4 \quad \text{: (외측 Girder [1] 환산면 단면2차모멘트)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bullet \text{ Bd} &= 220.00 \text{ cm} \quad \text{: (내측 Girder 바닥판 폭)} \\
 \bullet \text{ Bde} &= 220.00 \text{ cm} \quad \text{: (내측 Girder 바닥판 유효폭)} \\
 \bullet \text{ Acd} &= \text{Bde} \cdot \text{Hdl} = 5,500.00 \text{ cm}^2 \quad \text{: (내측 Girder 환산면 단면적)} \\
 \bullet \text{ Icd} &= \text{Bde} \cdot \text{Hdl}^3 / 12 = 286,458.33 \text{ cm}^4 \quad \text{: (내측 Girder 환산면 단면2차모멘트)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bullet \text{ Bd2} &= 205.00 \text{ cm} \quad \text{: (외측 Girder [6] 바닥판 폭)} \\
 \bullet \text{ Bde2} &= 205.00 \text{ cm} \quad \text{: (외측 Girder [6] 바닥판 유효폭)} \\
 \bullet \text{ Acd2} &= \text{Bde2} \cdot \text{Hdl} = 5,125.00 \text{ cm}^2 \quad \text{: (외측 Girder [6] 환산면 단면적)} \\
 \bullet \text{ Icd2} &= \text{Bde2} \cdot \text{Hdl}^3 / 12 = 266,927.08 \text{ cm}^4 \quad \text{: (외측 Girder [6] 환산면 단면2차모멘트)}
 \end{aligned}$$

$$\bullet \text{ ncd} = \frac{E_{cd}}{E_{cg}} = \frac{8,500 \times \sqrt{1 \cdot 27 + 8}}{8,500 \times \sqrt{1 \cdot 35 + 8}} = 0.934$$

구조안전성능 자료 _ 이동교(상) (2019년 2중 성능평가 보고서)

1) 외측 Girder (G1)

Member	A (cm ²)	y (cm)	A · y (cm ³)	A · y ² (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
PS Tendon 합성단면	6,895.37		732,997.45	105,429,032.39	6,815,398.15
바닥판 합성단면	4,786.75	-12.50	-59,834.37	747,929.62	249,309.89
Σ	11,682.12		673,163.08	106,176,962.01	7,064,708.04

$$\begin{aligned}
 \bullet \ yt4 &= \frac{\sum(A \cdot y)}{\sum A} = \frac{673,163.08}{11,682.12} = 57.62 \text{ cm} \\
 \bullet \ yb4 &= H - yt4 = 142.38 \text{ cm} \\
 \bullet \ ys &= yt4 + Hd = 82.62 \text{ cm} \\
 \bullet \ ep4 &= Dep - yt4 = 131.38 \text{ cm} \\
 \\
 \bullet \ Ic4 &= \sum Io + \sum (A \cdot y^2) - \sum A \cdot yt4^2 \\
 &= 7,064,708.04 + 106,176,962.01 - 11,682.12 \times 57.62^2 = 74,456,279.00 \text{ cm}^4 \\
 \\
 \bullet \ Zt4 &= \frac{Ic4}{yt4} = \frac{74,456,279}{57.62} = 1,292,195 \text{ cm}^3 \\
 \bullet \ Zb4 &= \frac{Ic4}{yb4} = \frac{74,456,279}{142.38} = 522,940 \text{ cm}^3 \\
 \bullet \ Zp4 &= \frac{Ic4}{ep4} = \frac{74,456,279}{131.38} = 566,724 \text{ cm}^3 \\
 \bullet \ Zs &= \frac{Ic4}{ys} = \frac{74,456,279}{1.00 \times 82.62} = 901,189 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

2) 내측 Girder (G2-G5)

Member	A (cm ²)	y (cm)	A · y (cm ³)	A · y ² (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
PS Tendon 합성단면	6,895.37		732,997.45	105,429,032.39	6,815,398.15
바닥판 합성단면	3,137.00	-12.50	-44,212.50	802,656.25	267,552.08
Σ	12,032.37		668,784.95	106,231,688.64	7,082,950.23

$$\begin{aligned}
 \bullet \ yt4 &= \frac{\sum(A \cdot y)}{\sum A} = \frac{668,784.95}{12,032.37} = 55.58 \text{ cm} \\
 \bullet \ yb4 &= H - yt4 = 144.42 \text{ cm} \\
 \bullet \ ys &= yt4 + Hd = 80.58 \text{ cm} \\
 \bullet \ ep4 &= Dep - yt4 = 133.42 \text{ cm} \\
 \\
 \bullet \ Ic4 &= \sum Io + \sum (A \cdot y^2) - \sum A \cdot yt4^2 \\
 &= 7,082,950.23 + 106,231,688.64 - 12,032.37 \times 55.58^2 = 76,145,006.00 \text{ cm}^4 \\
 \\
 \bullet \ Zt4 &= \frac{Ic4}{yt4} = \frac{76,145,006}{55.58} = 1,370,007 \text{ cm}^3 \\
 \bullet \ Zb4 &= \frac{Ic4}{yb4} = \frac{76,145,006}{144.42} = 527,246 \text{ cm}^3 \\
 \bullet \ Zp4 &= \frac{Ic4}{ep4} = \frac{76,145,006}{133.42} = 570,716 \text{ cm}^3 \\
 \bullet \ Zs &= \frac{Ic4}{ys} = \frac{76,145,006}{1.00 \times 80.58} = 944,961 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

3) 외측 Girder (G6)

Member	A (cm ²)	y (cm)	A · y (cm ³)	A · y ² (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
PS Tendon 합성단면	6,895.37		732,997.45	105,429,032.39	6,815,398.15
바닥판 합성단면	4,786.75	-12.50	-59,834.37	747,929.62	249,309.89
Σ	11,682.12		673,163.08	106,176,962.01	7,064,708.04

$$\begin{aligned}
 \bullet \ yt4 &= \frac{\sum(A \cdot y)}{\sum A} = \frac{673,163.08}{11,682.12} = 57.62 \text{ cm} \\
 \bullet \ yb4 &= H - yt4 = 142.38 \text{ cm} \\
 \bullet \ ys &= yt4 + t = 82.62 \text{ cm} \\
 \bullet \ ep4 &= Dep - yt4 = 131.38 \text{ cm} \\
 \\
 \bullet \ Ic4 &= \sum Io + \sum (A \cdot y^2) - \sum A \cdot yt4^2 \\
 &= 7,064,708.04 + 106,176,962.01 - 11,682.12 \times 57.62^2 = 74,456,279.00 \text{ cm}^4 \\
 \\
 \bullet \ Zt4 &= \frac{Ic4}{yt4} = \frac{74,456,279}{57.62} = 1,292,195 \text{ cm}^3 \\
 \bullet \ Zb4 &= \frac{Ic4}{yb4} = \frac{74,456,279}{142.38} = 522,940 \text{ cm}^3 \\
 \bullet \ Zp4 &= \frac{Ic4}{ep4} = \frac{74,456,279}{131.38} = 566,724 \text{ cm}^3 \\
 \bullet \ Zs &= \frac{Ic4}{ys} = \frac{74,456,279}{1.00 \times 82.62} = 901,189 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

3. 단면력 산정
3.1 합성전 단면력

작 용 하 중	구 분	표치	합성전		
			G1	G2-G6	G7
	기호		외측거리	내측거리	외측거리
Beam 작용	휨모멘트 (kN · m)	M ₀₁	1,871,990	1,871,990	1,871,990
에 의한 단면력	전 단 력 (kN)	V ₀₁	284,100	284,100	284,100
합성전 고정하중	휨모멘트 (kN · m)	M ₀₂	3,089,880	1,983,440	3,089,880
에 의한 단면력	전 단 력 (kN)	V ₀₂	418,660	260,770	418,660

3.2 합성후 단면력

작 용 하 중	구 분	표치	합성후		
			G1	G2-G6	G7
	기호		외측거리	내측거리	외측거리
합성후 고정하중	휨모멘트 (kN · m)	M _{d1}	305,010	428,490	305,010
에 의한 단면력	전 단 력 (kN)	V _{d1}	41,930	58,900	41,930
활 하 중	휨모멘트 (kN · m)	M ₀₁₊₁	2,018,730	2,141,080	2,018,730
에 의한 단면력	전 단 력 (kN)	V ₀₁₊₁	298,690	316,790	298,690
총 계	휨모멘트 (kN · m)	M _{TOTAL}	7,285,610	6,427,000	7,285,610
(합전+합후+활)	전 단 력 (kN)	V _{TOTAL}	1,043,380	920,560	1,043,380

구조안전성능 자료 _ 이동교(상)(2019년 2중 성능평가 보고서)

4. 외측 Girder (G1)

• Girder 및 바닥판 : $f = M / Z$
 • PS 강연선 : $f = np \cdot M / Z$

$$np = \frac{E_s}{E_{cg}} = \frac{200,000}{8,500 \times \sqrt[3]{(35 + 8)}} = 6.716$$

$$ncd = \frac{E_{cd}}{E_{cg}} = \frac{8,500 \times \sqrt[3]{(27 + 8)}}{8,500 \times \sqrt[3]{(35 + 8)}} = 0.934$$

구분	모멘트 (kN·m)	단면계수 (cm ³)	Con/c 단면 휨응력 (MPa)				
			PSC Girder		PS 강연선 응력	바닥판	
			상면	하면			
Beam 자중	M _{G1} = 1,871.990	Z12 = 313,252	5.98	-	-	-	-
		Zb2 = 328,001	-	-5.71	-	-	-
		Zp2 = 369,616	-	-	-5.06	-	-
완성전 고정하중	M _{G2} = 3,089.880	Z13 = 322,943	9.57	-	-	-	-
		Zb3 = 366,370	-	-8.43	-	-	-
		Zp3 = 415,101	-	-	-7.44	-49.99	-
완성후 고정하중	M _{G3} = 305.010	Z14 = 1,292,195	0.24	-	-	-	-
		Zb4 = 522,940	-	-0.58	-	-	-
		Zp4 = 566,724	-	-	-0.54	-3.61	-
		Zs = 901,189	-	-	-	-	0.34
활하중	M _{L1} = 2,018.730	Z14 = 1,292,195	1.56	-	-	-	-
		Zb4 = 522,940	-	-3.86	-	-	-
		Zp4 = 566,724	-	-	-3.56	-23.92	-
		Zs = 901,189	-	-	-	-	2.24
Σ	7,285.610		17.35	-18.58	-16.60	-77.52	2.58

(-) 인장, (+) 압축

4.2 내측 Girder (G2-G5)

• Girder 및 바닥판 : $f = M / Z$
 • PS 강연선 : $f = np \cdot M / Z$

$$np = \frac{E_s}{E_{cg}} = \frac{200,000}{8,500 \times \sqrt[3]{(35 + 8)}} = 6.716$$

$$ncd = \frac{E_{cd}}{E_{cg}} = \frac{8,500 \times \sqrt[3]{(27 + 8)}}{8,500 \times \sqrt[3]{(35 + 8)}} = 0.934$$

구분	모멘트 (kN·m)	단면계수 (cm ³)	Con/c 단면 휨응력 (MPa)				
			PSC Girder		PS 강연선 응력	바닥판	
			상면	하면			
Beam 자중	M _{G1} = 1,871.990	Z12 = 313,252	5.98	-	-	-	-
		Zb2 = 328,001	-	-5.71	-	-	-
		Zp2 = 369,616	-	-	-5.06	-	-
완성전 고정하중	M _{G2} = 1,985.440	Z13 = 322,943	6.15	-	-	-	-
		Zb3 = 366,370	-	-5.42	-	-	-
		Zp3 = 415,101	-	-	-4.78	-32.12	-
완성후 고정하중	M _{G3} = 428.490	Z14 = 1,370,007	0.31	-	-	-	-
		Zb4 = 527,246	-	-0.81	-	-	-
		Zp4 = 570,716	-	-	-0.75	-5.04	-
		Zs = 944,961	-	-	-	-	0.45
활하중	M _{L1} = 2,141.080	Z14 = 1,370,007	1.56	-	-	-	-
		Zb4 = 527,246	-	-4.06	-	-	-
		Zp4 = 570,716	-	-	-3.75	-25.20	-
		Zs = 944,961	-	-	-	-	2.27
Σ	6,427.000		14.00	-16.00	-14.34	-62.36	2.72

(-) 인장, (+) 압축

4.3 외측 Girder (G6)

• Girder 및 바닥판 : $f = M / Z$
 • PS 강연선 : $f = np \cdot M / Z$

$$np = \frac{E_s}{E_{cg}} = \frac{200,000}{8,500 \times \sqrt[3]{(35 + 8)}} = 6.716$$

$$ncd = \frac{E_{cd}}{E_{cg}} = \frac{8,500 \times \sqrt[3]{(27 + 8)}}{8,500 \times \sqrt[3]{(35 + 8)}} = 0.934$$

구분	모멘트 (kN·m)	단면계수 (cm ³)	Con/c 단면 휨응력 (MPa)				
			PSC Girder		PS 강연선 응력	바닥판	
			상면	하면			
Beam 자중	M _{G1} = 1,871.990	Z12 = 313,252	5.98	-	-	-	-
		Zb2 = 328,001	-	-5.71	-	-	-
		Zp2 = 369,616	-	-	-5.06	-	-
완성전 고정하중	M _{G2} = 3,089.880	Z13 = 322,943	9.57	-	-	-	-
		Zb3 = 366,370	-	-8.43	-	-	-
		Zp3 = 415,101	-	-	-7.44	-49.99	-
완성후 고정하중	M _{G3} = 305.010	Z14 = 1,292,195	0.24	-	-	-	-
		Zb4 = 522,940	-	-0.58	-	-	-
		Zp4 = 566,724	-	-	-0.54	-3.61	-
		Zs = 901,189	-	-	-	-	0.34
활하중	M _{L1} = 2,018.730	Z14 = 1,292,195	1.56	-	-	-	-
		Zb4 = 522,940	-	-3.86	-	-	-
		Zp4 = 566,724	-	-	-3.56	-23.92	-
		Zs = 901,189	-	-	-	-	2.24
Σ	7,285.610		17.35	-18.58	-16.60	-77.52	2.58

(-) 인장, (+) 압축

5. Secondary Stress

5.1 Creep 및 Shrinkage에 의한 단면력

⇒ Creep에 의한 단면력 산정

$$N_{cr} = - \frac{K}{C^2 - BF} [P(B(yt^3 \cdot ep^3 \cdot rc^3) - C \cdot ep^3) + Md1(C \cdot B \cdot yt^3)]$$

$$- \frac{K}{C^2 - BF} Md2(C \cdot B \cdot yt^3)$$

$$M_{cr} = - \frac{K}{BF - C^2} [P(C(yt^3 \cdot ep^3 \cdot rc^3) - F \cdot ep^3) + Md1(F \cdot C \cdot yt^3)]$$

$$- \frac{K}{BF - C^2} Md2(F \cdot C \cdot yt^3)$$

⇒ Shrinkage에 의한 단면력 산정

$$N_{sh} = \frac{rs \cdot E_{cg} \cdot I_{cg} \cdot B}{BF - C^2} \cdot \frac{1}{1 + \Phi_{\infty}}$$

$$M_{sh} = \frac{rs \cdot E_{cg} \cdot I_{cg} \cdot C}{C^2 - BF} \cdot \frac{1}{1 + \Phi_{\infty}}$$

구조안전성능 자료 _ 이동교(상)(2019년 2중 성능평가 보고서)

1) Creep에 의한 단면력

① 외측 경간

a. 외측 Girder

$$\begin{aligned} \bullet m &= \frac{E_{cg} \cdot I_{c3}}{E_{cd} \cdot I_{cd}} = \frac{266,437 \times 29,874,436}{232,379 \times 201,822} = 169.7 \\ \bullet B &= 1 + m = 1 + 169.7 = 170.7 \\ \bullet C &= y_{t3} - B \cdot y_{db} = 89.6 - 170.7 \times 25.0 / 2 = -2,044.2 \\ \bullet F &= y_{t3}^2 + r_{c3}^2 + m \cdot r_{cd}^2 + m \cdot y_{db}^2 \\ &= 89.6^2 + \left(\frac{29,874,436}{7,634.0} \right) + 169.7 \times \left(\frac{201,822}{3,875.0} \right) + 169.7 \times \left(\frac{25.0}{2} \right)^2 \\ &= 47,296 \\ \bullet P &= (f_{pt2} + f_{pe}) / 2 \cdot A_{pt} = (10,158.28 + 8,463.82) / 2 \times 47,380 \\ &= 441,158 \text{ kgf} \\ \bullet K &= \frac{\Phi_{\infty}}{1 + \Phi_{\infty}} = \frac{3}{1 + 3.0} = 0.750 \\ \bullet K' &= \frac{\Phi_1}{1 + \Phi_{\infty}} = \frac{2.2}{1 + 3.0} = 0.350 \\ \bullet N_{cr} &= -\frac{0.550}{-2,044.2^2 - 170.7 \times 47,296} \times [441,158 \times |170.7 \times (89.6 \times 69.8 \\ &\quad - \frac{29,874,436}{7,634.0}) - 2,044.2 \times 69.8| + 123,109 \text{ E}+05 \times (-2,044.2 \\ &\quad - 170.7 \times 89.6)|] - \frac{0.750}{-2,044.2^2 - 170.7 \times 47,296} \times 91,591 \text{ E}+05 \\ &\quad \times (-2,044.2 - 170.7 \times 89.6) \\ &= -26,987 \text{ kgf} \\ \bullet M_{cr} &= -\frac{0.550}{170.7 \times 47,296 - 2,044.2^2} \times [441,158 \times |-2,044.2 \times (89.6 \times 69.8 \\ &\quad - \frac{29,874,436}{7,634.0}) - 47,296 \times 69.8| + 123,109 \text{ E}+05 \times (-47,296 \\ &\quad - 2,044.2 \times 89.6)|] - \frac{0.750}{170.7 \times 47,296 - 2,044.2^2} \times 91,591 \text{ E}+05 \\ &\quad \times (47,296 - 2,044.2 \times 89.6) \\ &= -303,934 \text{ kgf} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

b. 내측 Girder

$$\begin{aligned} \bullet m &= \frac{E_{cg} \cdot I_{cg}}{E_{cd} \cdot I_{cd}} = \frac{266,437 \times 29,874,436}{232,379 \times 195,312} = 175.4 \\ \bullet B &= 1 + m = 1 + 175.4 = 176.4 \\ \bullet C &= y_{t3} - B \cdot y_{db} = 89.6 - 176.4 \times 25.0 / 2 = -2,115.4 \\ \bullet F &= y_{t3}^2 + r_{c3}^2 + m \cdot r_{cd}^2 + m \cdot y_{db}^2 \\ &= 89.6^2 + \left(\frac{29,874,436}{7,634.0} \right) + 175.4 \times \left(\frac{195,312}{3,750.0} \right) + 175.4 \times \left(\frac{25.0}{2} \right)^2 \\ &= 48,483 \\ \bullet P &= (f_{pt2} + f_{pe}) / 2 \cdot A_{pt} = (10,158.28 + 8,458.03) / 2 \times 47,380 \\ &= 441,020 \text{ kgf} \\ \bullet K &= \frac{\Phi_{\infty}}{1 + \Phi_{\infty}} = \frac{3.0}{1 + 3.0} = 0.750 \\ \bullet K' &= \frac{\Phi_1}{1 + \Phi_{\infty}} = \frac{2.2}{1 + 3.0} = 0.350 \\ \bullet N_{cr} &= -\frac{0.550}{-2,115.4^2 - 176.4 \times 48,483} \times [441,020 \times |176.4 \times (89.6 \times 69.8 \\ &\quad - \frac{29,874,436}{7,634.0}) - 2,115.4 \times 69.8| + 123,045 \text{ E}+05 \times (-2,115.4 \\ &\quad - 176.4 \times 89.6)|] - \frac{0.750}{-2,115.4^2 - 176.4 \times 48,483} \times 88,728 \text{ E}+05 \\ &\quad \times (-2,115.4 - 176.4 \times 89.6) \\ &= -25,687 \text{ kgf} \\ \bullet M_{cr} &= -\frac{0.550}{176.4 \times 48,483 - 2,115.4^2} \times [441,020 \times |-2,115.4 \times (89.6 \times 69.8 \\ &\quad - \frac{29,874,436}{7,634.0}) - 48,483 \times 69.8| + 123,045 \text{ E}+05 \times (-48,483 \\ &\quad - 2,115.4 \times 89.6)|] - \frac{0.750}{176.4 \times 48,483 - 2,115.4^2} \times 88,728 \text{ E}+05 \\ &\quad \times (48,483 - 2,115.4 \times 89.6) \\ &= -288,205 \text{ kg} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

2) Shrinkage에 의한 단면력

① 외측 경간

a. 외측 Girder

$$\begin{aligned} \bullet N_{sh} &= \frac{0.0002 \times 266,437 \times 29,874,436 \times 170.7}{170.7 \times 47,296 - 2,044.2^2} \times \frac{1}{1 + 3} \\ &= 17,443 \text{ kg} \\ \bullet M_{sh} &= \frac{0.0002 \times 266,437 \times 29,874,436 \times (-2,044.2)}{-2,044.2^2 - 170.7 \times 47,296} \times \frac{1}{1 + 3} \\ &= 208,889 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. 내측 Girder

$$\begin{aligned} \bullet N_{sh} &= \frac{0.0002 \times 266,437 \times 29,874,436 \times 176.4}{176.4 \times 48,483 - 2,115.4^2} \times \frac{1}{1 + 3} \\ &= 17,218 \text{ kg} \\ \bullet M_{sh} &= \frac{0.0002 \times 266,437 \times 29,874,436 \times (-2,115.4)}{-2,115.4^2 - 176.4 \times 48,483} \times \frac{1}{1 + 3} \\ &= 206,474 \text{ kg} \end{aligned}$$

5.2 FSC Girder의 응력

1) Creep에 의한 응력

① 외측 경간

a. 외측 Girder

$$\begin{aligned} \bullet f_{t,cr} &= \frac{N_{cr}}{A_g} + \frac{M_{cr} + N_{cr} \cdot y_{t3}}{I_{cg}} \cdot y_{t3} \\ (\text{상면}) &= \frac{-26,987}{7,634} + \frac{-303,934 + (-26,987) \times 89.6}{29,874,436} \times 89.6 \\ &= -11.70 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet f_{b,cr} &= \frac{N_{cr}}{A_g} - \frac{M_{cr} + N_{cr} \cdot y_{t3}}{I_{cg}} \cdot y_{b3} \\ (\text{하면}) &= \frac{-26,987}{7,634.0} - \frac{-303,934 + (-26,987) \times 89.6}{29,874,436} \times 85.4 \\ &= 4.25 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

b. 내측 Girder

$$\begin{aligned} \bullet f_{t,cr} &= \frac{N_{cr}}{A_g} + \frac{M_{cr} + N_{cr} \cdot y_{t3}}{I_{cg}} \cdot y_{t3} \\ (\text{상면}) &= \frac{-25,687}{7,634} + \frac{-288,205 + (-25,687) \times 89.6}{29,874,436} \times 89.6 \\ &= -11.14 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet f_{b,cr} &= \frac{N_{cr}}{A_g} - \frac{M_{cr} + N_{cr} \cdot y_{t3}}{I_{cg}} \cdot y_{b3} \\ (\text{하면}) &= \frac{-25,687}{7,634} - \frac{-288,205 + (-25,687) \times 89.6}{29,874,436} \times 83.4 \\ &= 4.04 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

구조안전성능 자료 _ 이동교(상) (2019년 2중 성능평가 보고서)

2) Shrinkage에 의한 응력

① 외측 경간

a. 외측 Girder

$$\bullet f_{t,sh} = \frac{Nsh}{Ag} + \frac{Msh + Nsh \cdot yt3}{Icg} \cdot yt3$$

(성인) $= \frac{17,443}{7,634.0} + \frac{208,889}{29,874,436} \times (17,443) \times 89.6$

$$= 7.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bullet f_{b,sh} = \frac{Nsh}{Ag} - \frac{Msh + Nsh \cdot yt3}{Icg} \cdot yt3$$

(하인) $= \frac{17,443}{7,634.0} - \frac{208,889}{29,874,436} \times (17,443) \times 89.6$

$$= -2.78 \text{ kg/cm}^2$$

b. 내측 Girder

$$\bullet f_{t,sh} = \frac{Nsh}{Ag} + \frac{Msh + Nsh \cdot yt3}{Icg} \cdot yt3$$

(성인) $= \frac{17,218}{7,634.0} + \frac{206,474}{29,874,436} \times (17,218) \times 89.6$

$$= 7.50 \text{ kg/cm}^2$$

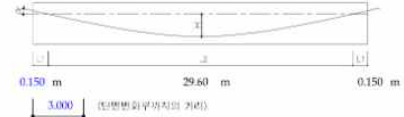
$$\bullet f_{b,sh} = \frac{Nsh}{Ag} - \frac{Msh + Nsh \cdot yt3}{Icg} \cdot yt3$$

(하인) $= \frac{17,218}{7,634.0} - \frac{206,474}{29,874,436} \times (17,218) \times 89.6$

$$= -2.74 \text{ kg/cm}^2$$

6. Prestress

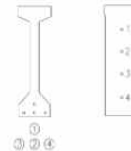
6.1 PS Tendon Works



$$\bullet H = H_{end} - H_{std} \quad \bullet a = H \cdot (l/2) \quad \bullet \alpha = \tan^{-1}(2 \cdot a \cdot l/2)$$

$$\bullet L = l + (8H^2 / 3L) + (32H^4 / 5L^3)$$

1) PS Tendon 위치



① PS Tendon 배치의성

a. 일반구간

Tendon No.	H _{end} (m)	H _{std} (m)	H (m)	ℓ (m)	a	α (radian)	L (m)
1	1.500	0.200	1.300	29.60	0.00993499	0.17390122	29.7530
2	1.086	0.080	1.006	29.60	0.00459277	0.13511767	29.6914
3	0.700	0.080	0.620	29.60	0.00283033	0.08358846	29.6347
4	0.294	0.080	0.214	29.60	0.00097699	0.02891085	29.6041
5	-	-	-	-	-	-	-
Σ	-	-	-	118.40	-	0.42151820	118.6832
Average	-	-	-	29.60	-	0.10537955	29.6708

② Girder 중심으로부터 거리에 따른 Girder 하면에서 PS Tendon 위치의 높이

$$\bullet y = a \cdot x^2 + 0.20 \quad (\text{Tendon No.1})$$

$$= a \cdot x^2 + 0.08 \quad (\text{Tendon No.2, 3, 4})$$

Tendon No.	14.800	13.350	11.950	10.950	6.090	0.000
1	1.500	1.290	1.048	0.912	0.420	0.200
2	1.086	0.923	0.736	0.631	0.250	0.080
3	0.700	0.600	0.484	0.419	0.185	0.080
4	0.294	0.259	0.220	0.197	0.116	0.080

• 단부에서 3.000 m 떨어진 위치(단부 변화부)의 Girder 하면에서 PS Tendon 위치의 높이

Tendon No.	H (m)	ℓ (m)	a	α (radian)	L (m)
1	1.048	11.95	0.029342103	0.33724320	12.1994
2	0.736	11.95	0.020611937	0.24150521	12.0719
3	0.484	11.95	0.013562977	0.16068032	12.0025
4	0.220	11.95	0.006148817	0.07334655	11.9608
Σ	-	47.80	-	0.81277528	48.2346
Average	-	11.95	-	0.20319382	12.0587

2) Tendon의 Jacking Force

Tendon No.	Tensioning Sequence	Jacking Force (kN)	Jacking Stress (MPa)
1	1	1,468.80	1,240.00
2	2	1,468.80	1,240.00
3	3	1,468.80	1,240.00
4	4	1,468.80	1,240.00
5	5	0.00	0.00
Average	-	1,468.80	1,240.00

$$\bullet f_{average} / 0.9 f_{py} = 1,240.00 / (0.90 \times 1,900) = 0.725$$

$$\bullet f_{pt1} = 1,240.00 \text{ Mpa} \quad (\text{허용치인 } 72.5 \%)$$

구조안전성능 자료 _ 이동교(상) (2019년 2중 성능평가 보고서)

6.2 Prestress의 즉시 손실 (Instantaneous Loss)

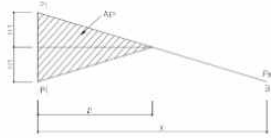
1) Anchorage Slip 에 의한 손실

① PS Tendon과 Sheath 사이에 미끄럼이 없는 경우

$$\Delta_L = A_{GP} / (A_p \cdot E_p)$$

$$A_{GP} = \Delta_L \cdot A_p \cdot E_p = 3 \times 98.71 \times 12 \text{ Strand} \times 4 \text{ EA} \times 200,000$$

$$= 2,842,848,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$



• 미끄럼에 의한 손실은 직선으로 가정하고 기정한다.

$$P_{t1} = (1,240.00 \times 1,184,520) \times 4 \text{ EA} = 5,875,219 \text{ N}$$

$$P_{t2} = (1,240.00 - 157.09) \times 1,184,520 \times 4 \text{ EA} = 5,130,914 \text{ N}$$

$$\Delta P_t = P_{t1} - P_{t2} = 5,875,219 - 5,130,914 = 744,305 \text{ N}$$

$$e_1 : H1 = 14,835.4 : 744,305 \quad \therefore H1 = e_1 \times 744,305 / 14,835.40$$

$$A_{GP} = e_1 \times e_1 \times H1 \times 2 \text{ EA} = 744,305 / 14,835.40 \times e_1^2$$

$$e_1 = \sqrt{(2,842,848,000 \times 14,835.40 / 744,305)} = 7,527.5 \text{ mm}$$

$$= 7.5275 \text{ m} < 14,835.4 \text{ m}$$

∴ Anchorage Slip에 의한 손실이 Girder 단면 중앙에 영향을 미치지 않음.

$$\therefore \Delta psl = 0.00 \text{ Mpa}$$

② PS Tendon과 Sheath 사이에 미끄럼이 있는 경우

$$\Delta psl2 = \Delta_L \cdot E_p / E = 3 \times 200,000 / 14,835.40 = 40.44 \text{ Mpa}$$

③ 직경 Anchorage Slip 손실량

$$\Delta psl = 40.44 \text{ Mpa}$$

※ 본 PSC Beam은 PS Tendon과 Sheath 사이에 미끄럼이 없는 것으로 고려하고 있으므로

Anchorage Slip에 의한 손실이 없는 것으로 판단되나 안전성을 고려하여 ②에서 산정한 값을 적용한다.

2) PS Tendon과 Sheath의 미끄럼에 의한 손실

$$x = L/2 = 29,6708 / 2 \quad (\text{최적단에서 Girder 중심에서의 PS Tendon의 평균값})$$

$$= 14,835.4 \text{ m}$$

$$\mu = 0.30 / \text{rad} \quad (\text{Curvature Coefficient})$$

$$\chi = 0.0070 / \text{m} \quad (\text{Friction Coefficient})$$

$$\chi \cdot x + \mu \cdot a = 0.0070 \times 14,835.4 = 0.3000 \times 0.105379550 = 0.13546$$

$$\Delta psl = fpt1 \cdot [1 - \exp^{-(\chi \cdot x + \mu \cdot a)}] = 1,240.00 \times [1 - \exp^{-0.13546}]$$

$$= 157.09 \text{ Mpa}$$

3) Con'c Elastic Shortening 에 의한 손실

$$\Delta psl = 0.5 \times \frac{E_s}{E_{ci}} \times f_{c1r} = 0.5 \times \frac{E_s}{E_{ci}} \times (f_{ctg} + f_{dog})$$

E_s : PS Tendon의 탄성계수

E_{ci} : Prestressing 시의 Con'c의 탄성계수

f_{c1r} : 정착위치 Girder의 고정해중과 Prestress에 의해 발생하는 PS Tendon 중심에서의 Con'c의 평균 압축응력으로써 최대모멘트와 발생하는 단면에서 계산

f_{ctg} : 순간관으로서 Prestress에 의한 PS Tendon 도설위치에서의 응력

f_{dog} : Girder 지움에 의한 PS Tendon 도설위치에서의 응력

$$E_s = 200,000 \text{ Mpa} \quad (\text{PS Tendon의 탄성계수})$$

$$E_{ci} = 8,500 \sqrt{f_{cu}} = 8,500 \times \sqrt{28 + 8}$$

$$= 28,066 \text{ Mpa} \quad (\text{Prestressing 시의 Con'c의 탄성계수})$$

$$f_{pt}' = f_{pt1} - \Delta psl - \Delta psls = 1,240.00 - 157.09 - 40.44 = 1,042.47 \text{ Mpa}$$

$$P_t' = f_{pt}' \cdot A_{pt} = 1,042.47 \times 4,738.08 = 4,939,306 \text{ N}$$

$$f_{ctg}' = \frac{P_t'}{A_c} = \frac{P_t' - e_{p2}}{Z_{p2}} = \frac{4,939,306}{657,716} - \frac{4,939,306}{369,616,000}$$

$$= 19.10 \text{ Mpa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{dog} = \frac{M_d}{Z_{p2}} = \frac{1,871,990 \text{ E+06}}{369,616,000} = -5.06 \text{ Mpa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{c1r} = \frac{N + 1}{N} \times f_{ctg} + f_{dog} = \frac{3}{4} \times 19.10 + -5.06 = 9.27 \text{ Mpa}$$

$$\Delta psl = 0.5 \times \frac{E_s}{E_{ci}} \times f_{c1r} = 0.5 \times \frac{200,000}{28,066} \times 9.27$$

$$= 33.03 \text{ MPa}$$

6.3 Prestress의 시간적 손실

1) Con'c Shrinkage에 의한 손실

$$\Delta psh = 0.8 \times (119 - 1.05 \cdot H_r)$$

(H_r : 주위의 연평균 상대습도, 국내 평균 상대습도 = 70%)

$$= 0.8 \times (119 - 1.05 \times 70) = 36.40 \text{ Mpa}$$

2) Con'c Creep에 의한 손실

$$\Delta pcr = 12 \times f_{c1r1} \times 7 \times f_{cds}$$

(f_{cds} : Prestress를 가할 당시 콘크리트는 고정해중을 제외한 그 후 모든 고정해중에 의해 발생하는 PS Tendon 중심에서의 콘크리트 응력)

① 외측 Girder (G1)

$$f_{c1r1} = \frac{P_{t2}}{A_c} + \frac{P_{t2} - e_{p2}}{Z_{p2}} - \frac{M_{d1}}{Z_{p2}}$$

$$= \frac{4,782,807}{657,716} + \frac{4,782,807 \times 867.0}{369,616,000} - \frac{1,871,990 \text{ E+06}}{369,616,000}$$

$$= 7.27 + 11.22 - 5.06 = 13.43 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = 7.44 + 0.54 = 7.98 \text{ Mpa} \quad (\text{압축의 합})$$

$$\Delta pcr = 12 \times 13.43 \times 7 \times 7.98 = 105.30 \text{ Mpa}$$

② 내측 Girder (G2-G5)

$$f_{c1r1} = \frac{P_{t2}}{A_c} + \frac{P_{t2} - e_{p2}}{Z_{p2}} - \frac{M_{d1}}{Z_{p2}}$$

$$= \frac{4,782,807}{657,716} + \frac{4,782,807 \times 867.0}{369,616,000} - \frac{1,871,990 \text{ E+06}}{369,616,000}$$

$$= 7.27 + 11.22 - 5.06 = 13.43 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = 4.780 + 0.730 = 5.53 \text{ Mpa} \quad (\text{압축의 합})$$

$$\Delta pcr = 12 \times 13.43 \times 7 \times 5.53 = 122.45 \text{ Mpa}$$

구조안전성능 자료 _ 이동교(상) (2019년 2중 성능평가 보고서)

③ 외측 Girder (G6) $f_{c1} = \frac{P_2}{A_c} + \frac{P_2 \cdot e_{p2}}{Z_{p2}} - \frac{M_{d1}}{Z_{p2}}$ $= \frac{4,782,807}{657,716} - \frac{4,782,807 \times 867.0}{369,616,000} - \frac{1,871,990 \text{ E+06}}{369,616,000}$ $= 7.27 - 11.22 - 5.06 = -13.43 \text{ Mpa}$ $f_{cds} = 7.440 + 0.340 = 7.980 \text{ Mpa}$ (중요역 위치) $\therefore \Delta f_{pcr} = 12 \times 13.43 - 7 \times 7.980 = 105.30 \text{ Mpa}$ 3) PS 강변선의 Relaxation에 의한 손실 ② 지밀타이어강강연선 사용 $\Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times \Delta f_{pt} - 0.10 \times \Delta f_{pe} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$ Δf_{pt} : 고려되는 시점인 0.7 fpu 이하에서 파단손실에 의한 응력 감소량 Δf_{pe} : 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량 Δf_{psh} : 콘크리트 Shrinkage에 의한 손실량 Δf_{pcr} : 콘크리트 Creep에 의한 손실량 ① 외측 Girder (G1) $\Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times 157.09 - 0.10 \times 33.03 - 0.05 \times (36.40 + 105.30)$ $= 13.62 \text{ Mpa}$ ② 내측 Girder (G2-G5) $\Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times 157.09 - 0.10 \times 33.03 - 0.05 \times (36.40 + 122.45)$ $= 12.76 \text{ Mpa}$ ③ 외측 Girder (G6) $\Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times 157.09 - 0.10 \times 33.03 - 0.05 \times (36.40 + 105.30)$ $= 13.62 \text{ Mpa}$	4) PS 강변선의 유효응력 ① 외측 Girder (G1) ⇒ PS 유효연장 응력 $f_{pe} = f_{pt2} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{pr}$ $= 1,009.44 - 36.40 - 105.30 - 13.62 = 854.12 \text{ Mpa}$ ⇒ 유효계수 $\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt2}} = \frac{854.12}{1,009.44} = 0.846$ ③ 내측 Girder (G2-G5) ⇒ PS 유효연장 응력 $f_{pe} = f_{pt2} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{pr}$ $= 1,009.44 - 36.40 - 122.45 - 12.76 = 837.83 \text{ Mpa}$ ⇒ 유효계수 $\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt2}} = \frac{837.83}{1,009.44} = 0.830$ ③ 외측 Girder (G6) ⇒ PS 유효연장 응력 $f_{pe} = f_{pt2} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{pr}$ $= 1,009.44 - 36.40 - 105.30 - 13.62 = 854.12 \text{ Mpa}$ ⇒ 유효계수 $\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt2}} = \frac{854.12}{1,009.44} = 0.846$
6.4 Prestress의 영향을 고려한 채하단계별 응력 1) Prestress 도입 직후의 콘크리트 응력 ① Prestress에 의한 콘크리트 응력 $P_2 = N \cdot f_{pt2} \cdot A_p = 1,009.44 \times 4738.08 = 4,782,807 \text{ N}$ a. 상면 응력 $f_{ct1} = \frac{P_2}{A_c} - \frac{P_2 \cdot e_{p2}}{Z_{p2}} = \frac{4,782,807}{657,716} - \frac{4,782,807 \times 867.0}{313,252,000}$ $= 7.27 - 13.24 = -5.97 \text{ Mpa}$ b. 하면 응력 $f_{cb1} = \frac{P_2}{A_c} + \frac{P_2 \cdot e_{p2}}{Z_{b2}} = \frac{4,782,807}{657,716} + \frac{4,782,807 \times 867.0}{328,001,000}$ $= 7.27 + 12.64 = 19.91 \text{ Mpa}$ ② Beam 자중에 의한 콘크리트 응력 a. 상면 응력 $f_{ct2} = \frac{M_{d1}}{Z_{t2}} = \frac{1,871,990 \text{ E+06}}{313,252,000} = 5.98 \text{ Mpa}$ b. 하면 응력 $f_{cb2} = \frac{M_{d1}}{Z_{b2}} = \frac{1,871,990 \text{ E+06}}{328,001,000} = -5.71 \text{ Mpa}$ ③ Prestress 도입 직후의 콘크리트 응력 a. 상면 응력 $f_{ct} = f_{ct1} + f_{ct2} = -5.97 + 5.98 = 0.01 \text{ Mpa}$ b. 하면 응력 $f_{cb} = f_{cb1} + f_{cb2} = 19.91 + -5.71 = 14.20 \text{ Mpa}$	2) 유효 Prestress ① 외측 Girder (G1) ⇒ 상면 응력 $f_{cte} = \eta \cdot f_{ct1} = 0.846 \times -5.97 = -5.05 \text{ Mpa}$ ⇒ 하면 응력 $f_{cbe} = \eta \cdot f_{cb1} = 0.846 \times 19.91 = 16.84 \text{ Mpa}$ ③ 내측 Girder (G2-G5) ⇒ 상면 응력 $f_{cte} = \eta \cdot f_{ct1} = 0.830 \times -5.97 = -4.96 \text{ Mpa}$ ⇒ 하면 응력 $f_{cbe} = \eta \cdot f_{cb1} = 0.830 \times 19.91 = 16.53 \text{ Mpa}$ ③ 외측 Girder (G6) ⇒ 상면 응력 $f_{cte} = \eta \cdot f_{ct1} = 0.846 \times -5.97 = -5.05 \text{ Mpa}$ ⇒ 하면 응력 $f_{cbe} = \eta \cdot f_{cb1} = 0.846 \times 19.91 = 16.84 \text{ Mpa}$

구조안전성능 자료 _ 이동교(상) (2019년 2중 성능평가 보고서)

3) 설계하중 작용시의 횡응력

(-) : 인장, (+) : 압축

구 분		횡응력					
		비대칭상면	외측 Girder (G1)	내측 Girder (G2-G5)			
		외측	내측	상면	하면	상면	하면
Prestress 도입직후	Prestress	-	-	-5.97	19.91	-5.97	19.91
	Girder식중	-	-	5.98	-5.71	5.98	-5.71
	Σ	-	-	0.01	14.20	0.01	14.20
	하 용 응 력	-	-	-1.26	< Σ <	15.40	
	응 력 경도	-	-	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
설계하중 작용시	유요 Prestress	-	-	-5.05	16.84	-4.96	16.53
	충리중 (고정재중+활하중)	2.58	2.72	17.35	-18.58	14.00	-16.00
	Creep에 의한 응력	-	-	-1.17	0.43	-1.11	0.40
	Shrinkage에 의한응력	-	-	0.76	-0.28	0.75	-0.27
	Σ	2.58	2.72	11.89	-1.59	8.68	0.66
	하 용 응 력	10.8	10.8	-2.8	< Σ <	14.00	
	응 력 경도	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

(-) : 인장, (+) : 압축

구 분		횡응력					
		비대칭상면	외측 Girder (G6)				
		외측	내측	상면	하면	-	-
Prestress 도입직후	Prestress	-	-	-5.97	19.91	-	-
	Girder식중	-	-	5.98	-5.71	-	-
	Σ	-	-	0.01	14.20	-	-
	하 용 응 력	-	-	-1.26	< Σ <	15.40	
	응 력 경도	-	-	O.K.	O.K.	-	-
설계하중 작용시	유요 Prestress	-	-	-5.05	16.84	-	-
	충리중 (고정재중+활하중)	2.58	-	17.35	-18.58	-	-
	Creep에 의한 응력	-	-	-1.17	0.43	-	-
	Shrinkage에 의한응력	-	-	0.76	-0.28	-	-
	Σ	2.58	-	11.89	-1.59	-	-
	하 용 응 력	10.8	-	-2.8	< Σ <	14.00	
	응 력 경도	O.K.	-	O.K.	O.K.	-	-

7.

7.1

1)

합강도 검토

외측 Girder (G1)

f_{pu} 계산

$$\begin{aligned} \bullet Mu &= 1.30 \times \Sigma \text{ 고정하중 모멘트} + 2.15 \times \Sigma \text{ 활하중 모멘트} \\ &= 1.30 \times (1,871.990 + 3,089.880 + 305.010) + 2.15 \times 2,018.730 \\ &= 1.30 \times 5,266.880 + 2.15 \times 2,018.730 \\ &= 11,187.214 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{계수 환모멘트}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet H &= 2,000 \text{ mm} \\ \bullet t &= 250 \text{ mm} \\ \bullet b_v &= 2,050 \text{ mm} \\ \bullet d_p &= Hd + Dep = 250 + 1,890 = 2,140 \text{ mm} \\ \bullet A_p &= 4,738.08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet f_{py} &= 1,600 \text{ Mpa} \\ \bullet f_{ck} &= 27 \text{ Mpa} \\ \bullet f_{pe} &= 854.1 \text{ Mpa} \\ \bullet f_{pu} &= 1,900 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\bullet f_{pu} / f_{py} = 0.450 < 0.5 \quad \therefore \text{연령을 적용조건에 의해 원자합강도 계산}$$

$$\bullet f_{pu} = 0.93 \cdot f_{py} = 0.93 \times 1,900 = 1,767.00 \text{ Mpa} \quad (\text{가정치})$$

$$A_p \cdot f_{pu} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot b_v \text{ 이치}$$

$$\bullet x = \frac{A_p \cdot f_{pu}}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot b_v} = \frac{4,738.08 \times 1,767.00}{0.85 \times 27 \times 0.85 \times 2,050} = 209.4 \text{ mm}$$

$$\bullet a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 209.4 = 178.0 \text{ mm} < 250 \text{ mm} \quad \therefore \text{적사각형 단면으로 검토}$$

7.2

1)

내측 Girder (G2-G5)

f_{pu} 계산

$$\begin{aligned} \bullet Mu &= 1.3 \times \Sigma \text{ 고정하중 모멘트} + 2.15 \times \Sigma \text{ 활하중 모멘트} \\ &= 1.3 \times (1,871.990 + 1,985.440 + 428.490) + 2.15 \times 2,141.080 \\ &= 1.3 \times 4,285.920 + 2.15 \times 2,141.080 \\ &= 10,175.018 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{계수 환모멘트}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet H &= 2,000 \text{ mm} \\ \bullet t &= 250 \text{ mm} \\ \bullet b_v &= 2,200 \text{ mm} \\ \bullet d_p &= Hd + Dep = 250 + 1,890 = 2,140 \text{ mm} \\ \bullet A_p &= 4,738.08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet f_{py} &= 1,600 \text{ Mpa} \\ \bullet f_{ck} &= 27 \text{ Mpa} \\ \bullet f_{pe} &= 837.8 \text{ Mpa} \\ \bullet f_{pu} &= 1,900 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\bullet f_{pu} / f_{py} = 0.441 < 0.5 \quad \therefore \text{연령을 적용조건에 의해 원자합강도 계산}$$

$$\bullet f_{pu} = 0.93 \cdot f_{py} = 0.93 \times 1,900 = 1,767.00 \text{ Mpa} \quad (\text{가정치})$$

$$A_p \cdot f_{pu} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot b_v \text{ 이치}$$

$$\bullet x = \frac{A_p \cdot f_{pu}}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot b_v} = \frac{4,738.08 \times 1,767.00}{0.85 \times 27 \times 0.85 \times 2,200} = 195.1 \text{ mm}$$

$$\bullet a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 195.1 = 165.8 \text{ mm} < 250 \text{ mm} \quad \therefore \text{적사각형 단면으로 검토}$$

$$\begin{aligned} \bullet \epsilon_{cu} &= 0.003 \quad (\text{콘크리트 압축연단에서의 최대변형률}) \\ \bullet \epsilon_{pe} &= f_{pe} / E_p = 854.1 / 200,000 = 0.004271 \\ \bullet \epsilon_p &= \frac{d_p - x}{x} \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{pe} = \frac{2,140 - 209.4}{209.4} \times 0.003 + 0.004271 = 0.0319 > 0.015 \\ \Rightarrow f_{pu}/f_{py} < 0.5 \text{ 인 경우에 있어 원자합 강도를 계산할 때 PS강선의 응력-변형률 관계는} \\ &0.84 f_{pu} \text{ 이하에서는 0에서부터 탄성비례하는 것으로, 변형률 0.015 이상에서는} \\ &\text{PS강선의 최대응력인 } 0.93 f_{pu} \text{ 인 것으로 그 서지는 직선비례하는 것으로 가정함} \end{aligned}$$

$$\therefore f_{pu} = 0.93 \cdot f_{py} = 1,767.00 \text{ Mpa}$$

2) 극한지형모멘트

$$\begin{aligned} \bullet \Phi M_u &= \Phi A_p f_{pu} (d_p - a/2) \\ &= 0.85 \times 4,738.08 \times 1,767.00 \times (2,140 - 178.0 / 2) \times 10^4 \\ &= 14,595.653 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Phi M_u > M_u = 11,187.214 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \quad f \quad S.F = 1.305 \quad j$$

3) 균열 모멘트 검토

$$\bullet \phi Mn (14,595.7 \text{ kN}\cdot\text{m}) < 4/3 Mu (14,916.3 \text{ kN}\cdot\text{m}) \text{ 이므로 균열모멘트 검토 필요}$$

$$\begin{aligned} \bullet I_{gross} + I_{pe} + I_{sa} &= -0.63 \sqrt{f_{ck}} \\ &= -18.6 + 16.84 \cdot M_{cr} / 0.523 \\ &= -0.63 \sqrt{35} = -3.73 \end{aligned}$$

$$\bullet M_{cr} = (-1.74 + 3.727) \times 0.323 \times 1000 = 1,039.150 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore M_u = 7,285.610 + 1,039.150 = 8,324.760 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\Phi M_u = 14,595.653 \text{ kN}\cdot\text{m} > 1.2 M_u = 9,989.712 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

구조안전성능 자료 _ 이동교(상) (2019년 2중 성능평가 보고서)

	• $\epsilon_{cu} = 0.003$ (콘크리트 압축연단에서의 최대변형률) • $f_{pu} = f_{pu} / E_p = 837.8 / 200,000 = 0.004189$ • $\epsilon_p = \frac{d_p - x}{x} \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{pu} = \frac{2,140 - 195}{195} \times 0.003 + 0.004189 = 0.0341 > 0.015$ $\Rightarrow f_{pu}/f_{py} < 0.5$ 인 경우에 있어 원지항 강도를 계산할 때 PS강연선의 응력-변형률 관계는 0.84 f_{py} 이하에서는 0에서부터 탄성비례하는 것으로, 변형률 0.015 이상에서는 PS강연선의 최대응력이 0.93 f_{pu} 인 것으로 그 사이는 직선비례하는 것으로 가정함 $\therefore f_{pu} = 0.93 \cdot f_{py} = 1,767.00 \text{ Mpa}$
2)	극한지항모멘트 • $\Phi M_u = \Phi A_p f_{pu} (d_p - a/2)$ $= 0.85 \times 4,738.08 \times 1,767.00 \times (2,140 - 165.8 / 2) \times 10^6$ $= 14,639.063 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \Phi M_u > M_u = 10,175.018 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \quad [S.F = 1.439]$
3)	균열 모멘트 검토 • $\phi M_n (14,639.1 \text{ kN} \cdot \text{m}) > 4/3 M_u (13,566.7 \text{ kN} \cdot \text{m})$ 이므로 균열모멘트 검토 필요 없음 • $f_{t10} + f_{pw} + f_{ra} = -0.63 \sqrt{f_{ck}}$ $= -16 + 16.53 + M_{cr} / 0.527$ $= -0.63 \sqrt{35} = -3.73$ • $M_{cr} = (-0.53 + 3.727) \times 0.527 \times 1000 = 2,244.555 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore M_{cr} = 6,427.000 + 2,244.555 = 8,671.555 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\Phi M_u = 14,639.063 \text{ kN} \cdot \text{m} > 1.2 M_{cr} = 10,405.866 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K.}$

7.3	외측 Girder (G6)
1)	f_{pu} 계산 • $M_u = 1.3 \times \Sigma \text{ 고정하중 모멘트} + 2.15 \times \Sigma \text{ 활하중 모멘트}$ $= 1.3 \times (1,871.990 + 3,089.880 + 305.010) + 2.15 \times 2,018.730$ $= 1.3 \times 5,266.880 + 2.15 \times 2,018.730$ $= 11,187.214 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{계수 환모멘트})$ • $H = 2,000 \text{ mm}$ • $t = 250 \text{ mm}$ • $b_p = 2,050 \text{ mm}$ • $d_p = Hd + Dep = 250 + 1,890 = 2,140 \text{ mm}$ • $A_p = 4,738.08 \text{ mm}^2$ • $f_{py} = 1,600 \text{ Mpa}$ • $f_{ck} = 27 \text{ Mpa}$ • $f_{pw} = 837.8 \text{ Mpa}$ • $f_{pu} = 1,900 \text{ Mpa}$ • $f_{pu} / f_{py} = 0.441 < 0.5 \quad \therefore$ 연봉률 적용조건에 의해 원지항강도 계산 • $f_{pu} = 0.93 \cdot f_{py} = 0.93 \times 1,900 = 1,767.00 \text{ Mpa} \quad (\text{가정치})$ $A_p \cdot f_{pu} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot b_p$ 이식 • $x = \frac{A_p \cdot f_{pu}}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot b_p} = \frac{4,738.08 \times 1,767.00}{0.85 \times 27 \times 0.85 \times 2,050} = 209.4 \text{ mm}$ • $a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 209.4 = 178.0 \text{ mm} < 250 \text{ mm} \quad \therefore$ 적사각형 단면으로 검토

	• $\epsilon_{cu} = 0.003$ (콘크리트 압축연단에서의 최대변형률) • $f_{pu} = f_{pu} / E_p = 837.8 / 200,000 = 0.0041892$ • $\epsilon_p = \frac{d_p - x}{x} \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{pu} = \frac{2,140 - 209}{209} \times 0.003 + 0.0042 = 0.0318 > 0.015$ $\Rightarrow f_{pu}/f_{py} < 0.5$ 인 경우에 있어 원지항 강도를 계산할 때 PS강연선의 응력-변형률 관계는 0.84 f_{py} 이하에서는 0에서부터 탄성비례하는 것으로, 변형률 0.015 이상에서는 PS강연선의 최대응력이 0.93 f_{pu} 인 것으로 그 사이는 직선비례하는 것으로 가정함 $\therefore f_{pu} = 0.93 \cdot f_{py} = 1,767.00 \text{ Mpa}$
2)	극한지항모멘트 • $\Phi M_u = \Phi A_p f_{pu} (d_p - a/2)$ $= 0.85 \times 4,738.08 \times 1,767.00 \times (2,140 - 178.0 / 2) \times 10^6$ $= 14,595.653 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \Phi M_u > M_u = 11,187.214 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \quad [S.F = 1.305]$
3)	균열 모멘트 검토 • $\phi M_n (14,595.7 \text{ kN} \cdot \text{m}) < 4/3 M_u (14,916.3 \text{ kN} \cdot \text{m})$ 이므로 균열모멘트 검토 필요 • $f_{t10} + f_{pw} + f_{ra} = -0.63 \sqrt{f_{ck}}$ $= -18.6 + 16.84 + M_{cr} / 0.523$ $= -0.63 \sqrt{35} = -3.73$ • $M_{cr} = (-1.74 + 3.727) \times 0.523 \times 1000 = 1,039.150 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore M_{cr} = 7,285.610 + 1,039.150 = 8,324.760 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\Phi M_u = 14,595.653 \text{ kN} \cdot \text{m} > 1.2 M_{cr} = 9,989.712 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K.}$

8.	전단강도 검토
8.1	극한전단력 (전단력이 큰 외측 Girder 에 대하여 검토)
1)	지점부 • $V_u = 1.3 \times \Sigma \text{ 고정하중 전단력} + 2.15 \times \Sigma \text{ 활하중 전단력}$ $= 1.3 \times (284.100 + 418.660 + 41.930) + 2.15 \times 313.160$ $= 1,641.391 \text{ kN}$ • $M_u = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{단식경부 하므로})$

구조안전성능 자료 _ 이동교(상) (2019년 2중 성능평가 보고서)

8.2 전단철근이 부담해야할 전단강도

1) 지점부

- $\Phi V_c = 0.8 \times 1538.0 = 1230.4 \text{ kN}$
- $\Phi V_s = V_u - \Phi V_c = 1,641.4 - 1,230.4 = 410.99 \text{ kN}$
- $1/3 \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 0.33 \times \sqrt{35} \times 200.0 \times 1600 = 631.049 \text{ kN}$
- $V_s = 513.74 \text{ kN} < 1/3 \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 631.049 \text{ kN}$

8.3 STIRRUP 배치간격 검토

1) 지점부

a. 사용 철근량

- $A_v = D \cdot 16 \times 2 \cdot EA = 3,972 \text{ cm}^2$

b. 필요 전단철근 간격

- $s_{req} \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{3972 \times 300 \times 1600}{513,739} = 371.1 \text{ mm}$

c. Stirrup 배치 간격 검토

- $s_{use} = 200.0 \text{ mm} < s_{req} = 371.1 \text{ mm} \therefore \text{O.K.}$

9. 내하력 산정

9.1 내하력 산정 방법

허용응력법 (ASD; Allowable Stress Design Method)

① 내하력 산정 방법

a. Con'c Girder

$$RF = \frac{f_{ca} - (f_d + f_{ce})}{f_{ct}}$$

여기서, f_{ca} : 콘크리트의 허용응력
 f_{ce} : 유교 Prestress에 의한 Con'c의 응력
 f_{pa} : PS-Tendon의 허용응력
 f_{pe} : 유효 Prestress
 f_d : 고정하중에 의한 응력
 f_{ct} : 취역강(축력포화)에 의한 응력

b. PS Tendon

$$RF = \frac{(f_{pa} - f_{pe}) - f_d}{f_{ct}}$$

② 내하력 산정 방법

a. 기본 내하력

$$P_o = RF \cdot P_r \text{ (기본 내하력)}$$

b. 공용 내하력

$$P_n = K_s \cdot P_o \text{ (공용 내하력)}$$

2) 강도설계법 (USD; Ultimate Strength Design Method)

① 내하력 산정 방법

a. Con'c Girder

$$RF = \frac{\Phi M_n - \gamma_d \cdot M_d}{\gamma_L \cdot M_{U,LT}}$$

여기서, Φ : 강도 감소계수
 M_n : 공칭 모멘트
 $\gamma_d (\gamma_L)$: 고정하중(활하중) 계수
 M_d : 고정하중에 의한 모멘트
 $M_{U,LT}$: 활하중(충격포화)에 의한 모멘트

② 내하력 산정 방법

a. 기본 내하력

$$P_o = RF \cdot P_r \text{ (기본 내하력)}$$

b. 공용 내하력

$$P_n = K_s \cdot P_o \text{ (공용 내하력)}$$

9.2 내하력 산정

1) 허용응력법 (ASD; Allowable Stress Design Method)

① PSC 거더

구분		외측 Girder (G1)		내측 Girder (G2-G3)	
		PSC Girder		PSC Girder	
		상면	하면	상면	하면
응력 (MPa)	예응응력 : f_a	14.00	-2.81	14.00	-2.81
	유교 Prestress : f_{pe}	-5.05	16.84	-4.96	16.53
	고정하중 응력 : f_d	15.79	-14.72	12.44	-11.94
	활하중 응력 : f_{L+D}	1.56	-3.86	1.56	-4.06
보정계수 : K_s		1.000	1.000	1.000	1.000
기본 내하력 : RF		2.090	1.276	4.179	1.822
공용 내하력 : RF		2.090	1.276	4.179	1.822
기본 내하력 : P_o		DB-50.2	DB-30.6	DB-100.3	DB-43.7
공용 내하력 : P_n		DB-50.2	DB-30.6	DB-100.3	DB-43.7
불계하중 : P_r (충격하중)		DB-24		DB-24	

구분		외측 Girder (G6)	
		PSC Girder	
		상면	하면
응력 (MPa)	예응응력 : f_a	14.0	-2.8
	유교 Prestress : f_{pe}	-5.05	16.84
	고정하중 응력 : f_d	15.79	-14.72
	활하중 응력 : f_{L+D}	1.56	-3.86
보정계수 : K_s		1.000	1.000
기본 내하력 : RF		2.090	1.276
공용 내하력 : RF		2.090	1.276
기본 내하력 : P_o		DB-50.2	DB-30.6
공용 내하력 : P_n		DB-50.2	DB-30.6
불계하중 : P_r (충격하중)		DB-24	

구조안전성능 자료 _ 이동교(상) (2019년 2중 성능평가 보고서)

2) 강도설계법 (USD; Ultimate Strength Design Method)

구 분		미국 Girder (G1)	미국 Girder (G2-G3)	미국 Girder (G9)
		PSC Girder	PSC Girder	PSC Girder
모멘트 (kN-m)	설계모멘트 : M_u	14,595.653	14,636.063	14,595.653
	고정하중 모멘트 : M_{DC}	5,266.880	4,285.920	5,266.880
	활하중 모멘트 : M_{L+I}	2,018.730	2,141.080	2,018.730
하중 계수	고정하중 계수 : γ_D	1.30	1.30	1.30
	활하중 계수 : γ_L	2.15	2.15	2.15
모정계수 : K_s		1.000	1.000	1.000
기본 내하량 : RF		1.785	1.970	1.785
중성 내하량 : RF		1.785	1.970	1.785
기본내하역 : P_o		DB-42.8	DB-47.3	DB-42.8
중성내하역 : P_n		DB-42.8	DB-47.3	DB-42.8
설계하중 : P_r (충격량)		DB-24	DB-24	DB-24

구 분		Slab	Slab	-
		전철레인지	주상주	-
모멘트 (kN-m)	설계모멘트 : M_u	64.237	60.861	-
	고정하중 모멘트 : M_{DC}	17.600	3.400	-
	활하중 모멘트 : M_{L+I}	4.781	8.820	-
하중 계수	고정하중 계수 : γ_D	1.30	1.30	-
	활하중 계수 : γ_L	2.15	2.15	-
모정계수 : K_s		1.000	1.000	-
기본 내하량 : RF		4.023	2.976	-
중성 내하량 : RF		4.023	2.976	-
기본내하역 : P_o		L-96.6	L-71.4	-
중성내하역 : P_n		L-96.6	L-71.4	-
설계하중 : P_r (충격량)		L-24	L-24	-

- 5) 파상파형계수 : $K = 0.0056 \text{ k/m}$] 급속커스 (도.기 p310)
 6) 곡률반경계수 : $M = 0.30 \text{ m/rad}$
 7) 슬랩 두께 : 6.0 mm

1.3 바닥판 콘크리트

- 1) 콘크리트
 (1) 압축강도 : $f_{cu} = 270 \text{ kgf/cm}^2$
 (2) 탄성계수 : $E_c = 2.45 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$
 2) 철근 (SD40)
 (1) 인장강도 : $f_t = 4,000 \text{ kgf/cm}^2$ (SD-40)
 (2) 탄성계수 : $E_s = 2.0 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$

1.4 허용응력(도.기 p28~29, p307 ~ p309)

1.4.1 PSC 콘크리트

- 1) 허용압축응력 : $f_{ca} = 0.4 \times f_{ck} = 106 \text{ kgf/cm}^2$
 2) 프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강도
 $f_{ci} = 0.8 \times f_{ck} = 216 \text{ kgf/cm}^2$
 3) 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력
 (1) 허용압축응력 : $0.55 \times f_{ci} = 119 \text{ kgf/cm}^2$
 (2) 허용인장응력(미리 압축력을 가한 인장구역) : 규정 없음, 손실후 참조
 (3) 허용인장응력(그 외의 지역) :
 - 부착된 철근이 없는 인장구역 :
 14 kgf/cm^2 or $0.8 \sqrt{f_{ci}} = 11,023 \text{ kgf/cm}^2$
 4) 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력
 (1) 허용압축응력 : $0.4 \times f_{ck} = 138 \text{ kgf/cm}^2$
 (2) 허용인장응력(미리 압축력을 가한 인장구역) :
 - 부착된 철근을 갖는 부재 : $1.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 25 \text{ kgf/cm}^2$
 - 부착된 철근을 갖고 있는 부재 : $0.80 \times \sqrt{f_{ck}} = 13 \text{ kgf/cm}^2$
 - 부착된 철근이 없는 부재 : 0
 5) 허용균열응력 (실험값의 1/2인장강도 사용, 보통콘크리트) :
 $2.0 \times \sqrt{f_{ck}} = 33 \text{ kgf/cm}^2$
 6) 경직부의 지중응력(사용하중상태에서 정착부) :
 (1) 인장재 정착 직후 : $0.7 \times f_{ci} \sqrt{A_b/A_c} - 0.2 \leq 1.1 f_{ci}$
 (2) 프리스트레스 손실 발생 후 : $0.5 \times f_{ck} \sqrt{A_b/A_c} \leq 0.9 f_{ck}$

1. 설계 조건

1.1 일반 사항

- 1) 교량 형식 : 단속행형형 P.S.C BEAM 교
 2) 연 장 : $5 \times 30,000 = 150,000 \text{ m}$
 3) 폭 : 10.750 m
 4) 교량 등급 : 1 등급 (DB 24)
 5) 곡선 반경 : 직 교
 6) 사각 (SKEW) : 0°

1.2 하중 조건

1.2.1 사하중

- 1) 설계콘크리트 : $f = 2,500 \text{ tonf/m}^2$
 2) 애 스 : $f = 2,300 \text{ tonf/m}^2$
 3) 토 사 : $f = 2,000 \text{ tonf/m}^2$

1.2.2 활하중

- 1) 적용하중 : DB-24, DL-24
 2) 충격하중 :

$$i = \frac{15}{(40 + L)} \leq 0.3$$

1.3 사용 재료

1.3.1 P.S.C BEAM (POST TENTION)

- 1) $f_{ck} = 270 \text{ kgf/cm}^2$
 2) $E_c = 10500 \sqrt{f_{ck}} + 70000 = 242530 \text{ kgf/cm}^2$ (도.기 p39)
 3) 크리프계수 및 건조수축률 (제형 28일 : 도.기 p12, p13)
 - 크리프계수 : $\phi = 3.0$
 - 건조수축률 : $\epsilon = 2.035 \sim 0.4$

1.3.2 P.C STRAND

- 규격 : KSO 7002 SWPC 7B - 12 STRAND, $\phi 12.7 \times 4$
 1) $A_p = 0.9871 \text{ m}^2 / EA = 12 \text{ EA} \times 4 \text{ case} = 47,381 \text{ m}^2$
 2) $E_p = 2.00E+06 \text{ kgf/cm}^2$ (도.기 p39)
 3) 인 장 강 도 : $f_{pu} = 19000 \text{ kgf/cm}^2$
 4) 항 복 강 도 : $f_{py} = 16000 \text{ kgf/cm}^2$

1.4.2 PS 강재

- 1) 정착(SEATING)후 정착부에서의 응력 : $0.7 \times f_{py} = 13300 \text{ kgf/cm}^2$
 2) 활동에 의한 손실구역 끝 부분 : $0.83 \times f_{py} = 13280 \text{ kgf/cm}^2$
 정착장지 활동에 의한 손실과 마찰에 의한 손실을 상쇄하기 위해 짧은 시간동안에
 응력에 $0.9 f_{py} = 14400 \text{ kgf/cm}^2$ 까지 증가하는 것을 허용.
 - $P_{max} = 0.9 f_{py} \times A_p = 14400 \times 0.9871 \times 12 / 1000 = 170.571 \text{ tonf}$
 - $P_{max} = 0.9 f_{py} \times A_p = 14400 \times 0.9871 \times 12 / 1000 = 170.571 \text{ tonf}$
 3) 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력 : $0.8 \times f_{py} = 12600 \text{ kgf/cm}^2$

1.5 설계 방법

- 1) P.S.C BEAM : 허용응력 설계법
 2) 바닥판 SLAB : 강도설계법

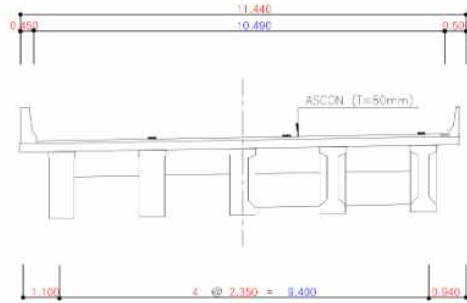
1.6 참고 문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 2000년
 2) 콘크리트구조설계기준, 해설 : 한국콘크리트학회 2000년
 3) 도로교표준시방서 : 건설교통부 1996년
 4) 철근콘크리트시방서 : 건설교통부 1996년
 5) 도로설계요령 : 한국도로공사
 6) 도로설계실무편람 : 한국도로공사

구조안전성능 자료 _ 이동교(상) (2019년 2중 성능평가 보고서)

2. 단면 가령

2.1 횡단면도

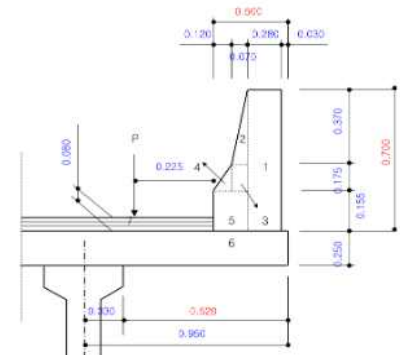


- BEAM 배치 간격 : 2.350 m, BEAM 갯수 : 5 EA
- BEAM 상부 플랜지 폭 (bf) : 0.700 m
- 플랜지간 현상거리 (df) : 1.650 m
- BEAM 지간길이 (L) : 29.900 m
- BEAM 상부 외측 플랜지 폭 (bf1) : 0.250 m

3. 바닥판 설계

3.1 캔틸레버부 (방호벽)

3.1.1 최소두께검토



유요경간 : 보 또는 벽체의 외측단에서 캔틸레버 끝단까지의 거리로 산정

$$1) \text{ 캔틸레버 지간길이} = 0.620 - 0.500 - 0.300 = -0.180 \text{ m}$$

캔틸레버 지간길이가 음수이므로 출하중은 미검토

2) 차도부분 바닥판의 최소 두께

차도부분 바닥판의 최소두께는 220mm 또는 아래값 중 큰값으로 한다.

구분	바닥판 지간의 방향이 주상 강형방향의 직각	비고
캔틸레버판	$0 < L \leq 0.25$	$280 \times L + 160$
	$L > 0.25$	$80 \times L + 230$

$$L = -0.180 < 0.250$$

$$\text{적용} : 280 \times L + 160 = 129.600$$

$$\text{최소 두께} : 129.600 \text{ mm}$$

$$\text{적용 두께} : 250.000 \text{ mm} > 129.600 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

3.1.2 하중 자료

1) 사하중

NO	b(m)	h(m)	A(m ²)	r	W(kN)	x(m)	M(kN.m)
1	0.280	0.700	0.195	25.000	4.900	0.450	2.205
2	0.070	0.375	0.013	25.000	0.324	0.287	0.093
3	0.070	0.175	0.012	25.000	0.206	0.275	0.084
4	0.120	0.175	0.011	25.000	0.253	0.200	0.052
5	0.190	0.155	0.029	25.000	0.736	0.215	0.158
방호벽 합계					5.529		2.583
6	0.620	0.250	0.155	25.000	3.875	0.310	1.201
7(포장)	0.120	0.080	0.013	25.000	0.221	0.080	0.013
전체 합계					10.525		3.807

보 끝단에서 방호벽 도상까지의 거리 (X) = 0.397 m

2) 충돌하중

- H : 노면상 1m의 높이에 작용하는 수평 충돌력(kg/m)

(1) 충돌하중 산정 - 설계속도 V = 60 km/hr

$$H = \left[\frac{V}{60} \right]^2 \times 7.5 + 2.5 = 15.8 \text{ kN}$$

(2) 단위적 산정

$$M_c = 15.833 \times 1.000 = 15.833 \text{ kN.m/m}$$

4) 풍하중

- 방호벽에 작용하는 풍하중

$$P_w = 3.000 \times 0.700$$

$$= 2.100 \text{ kN/m}$$

$$M_w = P_w \times h / 2 = 0.735 \text{ kN.m/m}$$

3.1.3 하중 조합

1) CASE1 : 사하중 + 충돌하중

$$M_u = 1.3M_d + 1.3M_{co} = 25.533 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 1.0M_d + 1.0M_{co} = 19.641 \text{ kN.m}$$

2) CASE2 : 사하중 + 풍하중

$$M_u = 1.3M_d + 1.3M_w = 5.905 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 1.0M_d + 1.0M_w = 4.542 \text{ kN.m}$$

3) CASE3 : 사하중 + 풍하중 + 충돌하중

$$M_u = 1.2M_d + 1.2M_w + 1.2M_{co} = 24.451 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 1.0M_d + 1.0M_w + 1.0M_{co} = 20.376 \text{ kN.m}$$

5) 적용 부재력

$$M_u(\text{max}) = 25.533 \text{ kN.m}$$

$$M_s(\text{max}) = 19.641 \text{ kN.m}$$

3.1.4 캔틸레버부(방호벽)

1) 단면 검토

▷ 검토 조건

$$f_{ck} = 27.0 \text{ MPa} \quad f_y = 400.0 \text{ MPa} \quad \lambda_s = 1.00$$

$$\rho_1 = 0.850 \quad \rho_1' = 0.85 \quad \rho_v = 0.75$$

$$\rho_{min} = \max(0.25(f_{ck}/f_y), 1.4/f_y) = 0.60359$$

$$\text{계수 모멘트 } M_u = 25.533 \text{ KN.m} \quad \text{계수 전단력 } V_u = 0.000 \text{ KN}$$

$$\text{단면의 두께 } H = 250.000 \text{ mm} \quad \text{단면 폭 } B = 1000.000 \text{ mm}$$

$$\text{유효 길이 } D = 210.000 \text{ mm} \quad \text{표면 두께 } D_c = 40.000 \text{ mm}$$

▷ 형상면적 검토

- 형상면적 검토

$$\text{사용철근량 } A_{s, \text{use}} = 1115 \text{ mm}^2 \quad (D_c = 40.00 \text{ mm})$$

$$= 1588.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s/(B \cdot D) = 0.50757$$

구조안전성능 자료 _ 이동교(상) (2019년 2중 성능평가 보고서)

공칭강도시 등가휨력값이 $a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 27.692 \text{ mm}$

최외단 인장철근 변형률 $\epsilon_t = 0.01634 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

...여기서 $\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c,min}) / (a/\beta_1)$

$0.005 \leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\phi_t = 0.85$ 를 적용한다.

$$\phi M_n = \phi f_y A_s (D - a/2) = 105.961.000 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ = 105.961 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq M_u = 25.533 \text{ kN}\cdot\text{m} \dots \therefore \text{O.K.} \quad (S.F = 4.105)$$

→, 필요철근량 및 철근배율도

소요등가휨력값이 $a = 6.328 \text{ mm}$

$$A_s = M_u / (\phi_t \cdot f_y \cdot (D - a/2)) = 36$$

$$a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 6.328$$

$$\rho_{req} = [M_u / (\phi_t \cdot f_y \cdot (D - a/2))] / (B \cdot D) = 0.00173 \Rightarrow 4/3 \rho_{req} = 0.00231 \\ \therefore \text{필요철근량 } A_{s,req} = \rho_{req} \times (B \cdot D) = 363.078 \text{ mm}^2 \leq \text{사용철근량} \dots \text{O.K.}$$

$$\text{철근배율도} : \rho_{min} \leq \rho \dots \therefore \text{O.K.}$$

▷ 사용철근율도 (균일 강도)

$$M_o = 15.641 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{사용허용 모멘트}) \\ n = E_s/E_c = 200000 / (0.677 \text{ mc}^{-1} \cdot 1.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + \Delta f) = 7$$

$$\rho = A_s/(B \cdot D) = 0.00757$$

$$k = -\rho a + \sqrt{(\rho a)^2 + 2\rho} = 0.277 \quad (j = 0.908)$$

$$x = k \cdot d = 58.123 \text{ mm}$$

$$f_c = 2 \cdot M_o / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 3.545 \text{ MPa}$$

$$f_s = M_o / (A_s \cdot (D - x/3)) = 64.850 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c,min} - x) / (D - x) = 64.850 \text{ MPa}$$

최외단철근 소요철근간격

$$s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 971.47 \text{ mm}$$

...여기서, $C_c = d_{c,min} - \text{주철근 직경}/2 = 32.00 \text{ mm}$

최외단철근 평균배근간격 = $125.00 \text{ mm} \leq 971.47 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K.}$

2) 활하중

(1) 총각계수

$$i = \frac{15}{40 + L} < 0.3$$

$$= 0.361 > 0.3 \quad \text{적용 : } 0.3$$

(2) 단면력 산정

$$M_H = \frac{L + 0.6}{9.600} \times P_{24} \times (1 + i) \times 0.8 = 22.266 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$P_{24} = 96.000 \text{ kN}$$

3.2.3 하중 조합

(1) CASE1 : 사하중 + 활하중

$$M_u = 1.3M_d + 2.15M_L = 50.345 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_s = 1.0M_d + 1.0M_L = 24.175 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3.2.4 중앙부

1) 단면 검토

▷ 검토조건

$$f_{ck} = 27.0 \text{ MPa} \quad f_y = 400.0 \text{ MPa} \quad \lambda = 1.00 \\ \beta_1 = 0.850 \quad \phi_t = 0.85 \quad \phi_v = 0.75 \\ \rho_{min} = \max(0.25 \lambda (f_{ck}) / (f_y \cdot 1.4 / f_y)) = 0.00250$$

$$\text{계수 모멘트 } M_u = 50.345 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{계수 전단력 } V_u = 0.000 \text{ kN} \\ \text{단면의 두께 } H = 250.000 \text{ mm} \quad \text{단면 폭 } B = 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D = 210.000 \text{ mm} \quad \text{괴목 두께 } D_c = 40.000 \text{ mm}$$

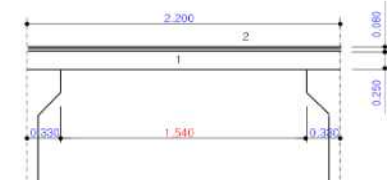
▷ 활용모멘트 검토

→, 활강도 검토

$$\text{사용철근량 } A_{s,use} = H16 \text{ @ } 125.00 \text{ mm} \quad (D_c = 40.00 \text{ mm}) \\ = 1586.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore \rho = A_s/(B \cdot D) = 0.00757$$

3.2 중앙부

3.2.1 최소두께검토



→ 유효지간장 : 보 또는 벽체와 일체이며 두께가 일정한 바닥판의 경우, 바닥판의 경간은 순경간으로 산정함 (도기 p336)

$$1) \text{ 중앙부 지간길이} = 2.200 - 0.330 \times 2 = 1.540 \text{ m}$$

2) 차도부분 바닥판의 최소 두께

차도부분 바닥판의 최소두께는 220mm 또는 아래값 중 큰값으로 한다.

구분	바닥판 지간의 보합이 차장 방향방향에 적각	비고
연속판	$30 \times L + 130$	

$$\text{적용} : 30 \times L + 130 = 17.620 \text{ mm}$$

$$\text{최소 두께} : 220.000$$

$$\text{적용 두께} : 250.000 \text{ mm} > 220.000 \text{ mm} \dots \text{O.K.}$$

3.2.2 하중 재하

1) 사하중

구분	단위		
	m	kN/m ²	kN/m
아스팔트	0.060	23.000	1.380
수레바퀴	0.250	25.000	6.250
합계			7.630

$$M_d = \frac{W_d \times L^2}{10} = 1.918 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\rightarrow \text{정. 부모멘트} : M_d = W_d \cdot L^2/10$$

공칭강도시 등가휨력값이 $a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 27.692 \text{ mm}$

최외단 인장철근 변형률 $\epsilon_t = 0.01634 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

...여기서 $\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c,min}) / (a/\beta_1)$

$0.005 \leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\phi_t = 0.85$ 를 적용한다.

$$\phi M_n = \phi f_y A_s (D - a/2) = 105.961.000 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ = 105.961 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq M_u = 50.345 \text{ kN}\cdot\text{m} \dots \therefore \text{O.K.} \quad (S.F = 2.105)$$

→, 필요철근량 및 철근배율도

소요등가휨력값이 $a = 12.672 \text{ mm}$ 로 가정

$$A_s = M_u / (\phi_t \cdot f_y \cdot (D - a/2)) = 727.048 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 12.672 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정값 비우행 O.K.}$$

$$\rho_{req} = [M_u / (\phi_t \cdot f_y \cdot (D - a/2))] / (B \cdot D) = 0.00346 \Rightarrow 4/3 \rho_{req} = 0.00462 \\ \therefore \text{필요철근량 } A_{s,req} = \rho_{req} \times (B \cdot D) = 727.048 \text{ mm}^2 \leq \text{사용철근량} \dots \text{O.K.}$$

$$\text{철근배율도} : \rho_{min} \leq \rho \dots \therefore \text{O.K.}$$

▷ 사용철근율도 (균일 강도)

$$M_o = 24.175 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{사용허용 모멘트}) \\ n = E_s/E_c = 200000 / (0.677 \text{ mc}^{-1} \cdot 1.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + \Delta f) = 7$$

$$\rho = A_s/(B \cdot D) = 0.00757$$

$$k = -\rho a + \sqrt{(\rho a)^2 + 2\rho} = 0.277 \quad (j = 0.908)$$

$$x = k \cdot d = 58.123 \text{ mm}$$

$$f_c = 2 \cdot M_o / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 4.364 \text{ MPa}$$

$$f_s = M_o / (A_s \cdot (D - x/3)) = 79.821 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c,min} - x) / (D - x) = 79.821 \text{ MPa}$$

최외단철근 소요철근간격

$$s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 769.27 \text{ mm}$$

...여기서, $C_c = d_{c,min} - \text{주철근 직경}/2 = 32.00 \text{ mm}$

최외단철근 평균배근간격 = $125.00 \text{ mm} \leq 769.27 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K.}$