관리번호

사본번호

서울제물포터널 민간투자사업 건설공사

구 조 계 산 서

R-AB 장경간 주형보 , 복공판 형식 변경

- 2구간 - 가시설분야 [4/4권]

2021. 04

서울터널주식회사

목　　차

4. R-AB 장경간 주형보 구조계산서 ····· 2

5. 복공판 형식변경 구조계산서 ····· 184

4. R-AB 장경간 주형보 구조계산서

변 경

1. Ramp-A

(STA.8+ 134.830 - 벽체)

목 차

1. 표준단면

2. 설계기준
2.1 일반사항
2.2 하 중
2.3 재료의 허용응력
2.4 지반의 물성치

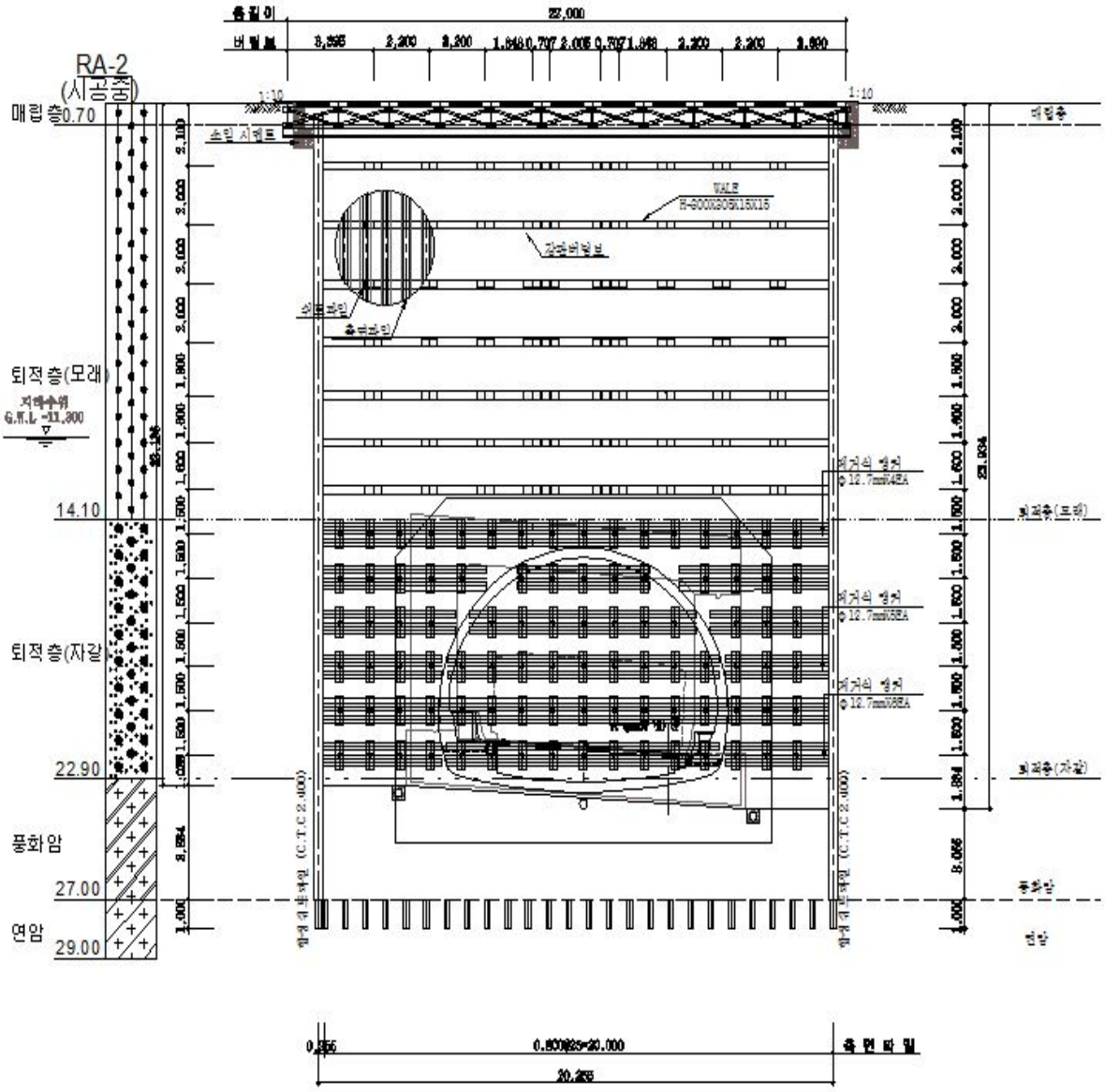
3. 노면복공 설계
3.1 주형보 설계
3.2 주형지지보 설계
3.3 중앙말뚝 설계

4. 흙막이 벽 설계
4.1 SHEETPILE 설계
4.2 버팀보 설계
4.3 버팀보 띠장 설계
4.4 E/Anchor 설계
4.5 E/Anchor 띠장 설계

5. 결과값 정리
5.1 해석결과 부재력
5.2 부재 검토 요약
5.3 안전성 검토

6. 전산 DATA
6.1 INPUT DATA
6.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


RA-2
(시공중)
매립층0.70
퇴적층(모래)
14.10
퇴적층(자갈)
22.90
풍화암
27.00
연암
29.00
22,000
1:10
1:10
WALE
H-600X200X15X15
강관버팀보
지거식 앵커
φ12.7mm14EA
지거식 앵커
φ12.7mm15EA
지거식 앵커
φ12.7mm16EA
매립층
퇴적층(모래)
퇴적층(자갈)
풍화암
연암
20.265

2. 설 계 기 준

2.1 일 반 사 항

1) 적용범위

- 개착공법에 의하여 구조물을 시공할 때 노면하중, 토압, 수압등을 지지하여 굴착지반 및 주변 지반의 안정을 확보하기 위한 가시설 구조물의 설계에 적용한다.

2) 부재 설계법

- 허용응력 설계법 ※ 지하수위 : G.L -11.30m

2.2 하 중

1) 고정하중

- 재료의 실중량에 의한것을 원칙
- 설계기준 2.2.1의 재료의 단위질량 적용

2) 활하중

(1) 차 도 부 : 표준트럭 하중을 하중 재하 방법에 의거 재하(자동차 하중 : DB-24)

(2) 충격계수 : 주 형 I = 15 / (40 + ℓ) ≤ 0.30

복공판 I = 0.40 (단, 보도부의 군집하중은 충격 무시)

(3) 보 도 부 : 군집하중 5kN/㎡ 만재시 적용

(4) 기타하중 : 공사용 중기 및 기타 대형차량하중 재하시는 별도로 고려한다.

3) 상재하중

(1) 자동차 하중에 의한 상재하중 = 10kN/㎡

(2) 인접건물에 의한 상재하중 = Wb / A (kN/㎡)

여기서, Wb = 건물하중 A = 건물면적

2.3 재료의 허용응력

1) 허용응력의 증가계수

(1) 가설구조물의 경우 : 1.25

(2) 영구구조물의 경우 : 1.00

2) 철근 및 콘크리트

(1) 콘크리트의 허용 휨 압축응력

fca = 0.40 x fck

(2) 철근의 허용응력 (단위 : MPa)

철근의 종류	항복점강도(fy)	허용응력(fsa)
SD 30	300	225
SD 40	400	300

3) 강재의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		일반구조용 압연강재 SS400, SM400	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		175	140 x 1.25 = 175
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 18.6 일 경우 175	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		20 < ℓ/r ≤ 93 일 경우 175-1.23(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 92.8 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨응력	인장연(순단면)	175	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.6 일 경우 175	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.6 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 175-3.74(ℓ/b-4.6)	
전단응력(총단면)		100	80 x 1.25 = 100
지 압 응 력		315	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

(단위 : MPa)

종 류		용접구조용 압연강재 SM490	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		238	190 x 1.25 = 238
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 16 일 경우 238	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		16 < ℓ/r ≤ 80 일 경우 238-1.94(ℓ/r-16)	
		ℓ/r > 80 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨응력	인장연(순단면)	238	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.0 일 경우 238	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.0 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 238-5.87(ℓ/b-4.0)	
전단응력(총단면)		138	110 x 1.25 = 138
지 압 응 력		420	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

4) 강널말뚝의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		강 널 말 뚝 (SY30)	비 고
휨응력	인 장	225	180 x 1.25 = 225
	압 축	255	
전 단 응 력		125	100 x 1.25 = 125

※ 재사용 강재시

강재의 반복 및 장기사용시는 사용재의 부식 및 사용상태 등을 고려하여 보정계수를 적용함

5) 목재의 허용응력 (단위 : MPa)

허용응력도 \ 목재의 종류		침 엽 수	활 엽 수	비 고
인장 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
휨 응 력 도	섬유에 평행	13.5	18.0	
지압 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
	섬유에 직각	3.0	5.2	
전단 응력도	섬유에 평행	1.2	1.8	
	섬유에 직각	1.8	2.7	
축 방 향 압 축 응 력 도	섬유에 평행	$\ell/r \le 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \le 100$ $12-0.087(\ell/r)$	ℓ : 고정점간 거리(mm) r : 최소단면2차 반지름(mm)
		$\ell/r > 100$ $33000/(\ell/r)^2$		

6) 볼트의 허용응력 (단위 : MPa)

볼트의 종류	응 력 의 종 류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	SS400 기준
	지 압	315	
고장력 볼 트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	SS400 기준

2.4 지반의 물성치

구 분	단 위	매립층	점토층	모래층	자갈층	풍화토	풍화암	연암
단위중량(γ)	kN/m^3	18.0	17.0	18.0	20.0	20.0	21.0	23.0
점 착 력 (C)	kN/m^2	0	20	0	0	21	30	200
내부마찰각(Φ)	Deg	26	15	28	35	29	33	36
지반반력계수(E)	kN/m^3	12000	14000	20000	32000	31000	34000	50000

4. 흙막이벽 설계

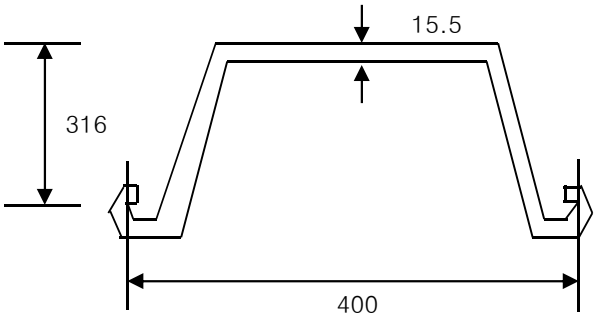
4.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : 합성쉬트파일 (SY30)

w (kN/m)	2.720
A (mm^2)	34560
I_x (mm^4/m)	538890000
Z_x (mm^3/m)	3416000
R_x (mm/m)	124.9
A_w(mm^2/m)	2445.1



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	1.000	×	1	×	7			=	7.42	kN
		1.24	×	1.000	×	1	×	0			=	0	kN
		1.06	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN
		1.24	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN
		0.82	×	1.000	×	2	×	6			=	9.864	kN
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/	2			
		0.882	×	20.255	×	1	×	7	/	2	=	56.846	kN
		1.167	×	20.255	×	1	×	0	/	2	=	0.000	kN
SHEETPILE 자중	:	2.720	×	26.696							=	72.61	kN
주형보의 반력	:	0									=	0.000	kN
주형지지보의 자중	:	0	×	1.000							=	0.000	kN
기타 자중	:	5									=	5.000	kN
최대축력	:										=	151.74	kN

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 369.33 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 439.42 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	151.743	x	1000	/	34560.0	=	4.391	MPa
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	369.330	x	1000000	/	3416000	×	0.6	MPa
												=	180.196	MPa
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	439.420	x	100	/	2445.1	=	17.971	MPa

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 229.5 MPa

휨응력

f_{ba} = 202.5 MPa

전단응력

ua = 112.5 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.90 x 1200000 / (22.420)^2

= 2685.731 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	229.500	MPa	>	f_c	=	4.391	MPa	--->	O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	202.500	MPa	>	f_b	=	180.196	MPa	--->	O.K
전단응력	ua	=	112.500	MPa	>	f_u	=	17.971	MPa	--->	O.K

조합응력 ,

$$= \frac{f_c}{f_{cax}} + \frac{f_b}{f_{cao} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$$

$$= \frac{4.391}{229.5} + \frac{180.196}{202.500 \times (1 - (4.391 / 2685.731))}$$

= 0.910 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 236.261 kN

Total Passive Moment

Mp = 751.990 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 751.990 ÷ 236.261

= 3.183 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 26.960 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

22.630 × 0.2% = 45.260 mm

26.960 < 45.260 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 22.69 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 18.54 mm (전산 OUTPUT 참조)

(3) 거리별 침하량(Si) 계산(Si = Sw x $\{(D - X) / D\}^2$)

거 리(X) (m)	0.00	2.30	4.50	6.80	11.30	22.70
침하량(Si) (mm)	18.54	15.02	11.87	9.08	4.63	0.00

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.3m 지점의 침하량: 15.02 mm

토류벽 설치중심에서 11.3m 지점의 침하량: 4.63 mm

부등 침하량: 10.39 mm

변위(δ/L) = 10.39 / 9,000 = 1 / 866 < 1 / 300 ∴ O.K !

위결과로볼때 굴착공사시 내부 터파기로 인한 주변피해는 근소할것으로 사료되나 실시공시 각별한 주위를 요함.

4.2 버팀보 설계

4.2.1 버팀보 (Φ406.4mm, t=9mm) : 1 단 ~ 7 단

1) 사용강재

▣ 사용 강재 : Φ406.4mm, t=9mm

1. Φ318.5mm, t=10mm 2. Φ355.6mm, t=10mm 3. Φ406.4mm, t=10mm
4. Φ406.4mm, t=12mm 5. Φ457.2mm, t=10mm 6. Φ500.0mm, t=10mm
7. Φ500.0mm, t=14mm 8. Φ508.0mm, t=10mm 9. Φ508.0mm, t=14mm
10. 기타(규격외 강관 입력란 참조)Φ406.4mm, t=9mm

▶ 규격외 강관 입력란 (선택사항)

규 격	D (mm)	406.4	t (mm)	9.0
단위중량 w (kgf/m)	88.2	단 면 적 A (cm^2)		112.362
단면2차모멘트	I (cm^4)	22193		
단면2차반경	R (cm)	14.1		
단면계수	Z (cm^3)	1092		

사용 강관 종류 ---------- 10

[Φ 406.4 mm, t = 9 mm]

(r_2 20.320 cm r_1 19.420 cm)

버팀보의 사용 갯수 ---------- 1 EA

버팀보의 수평방향 설치간격 ---------- 2.2 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 45.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

버팀보 위에 작용하는 등분포하중 (w) ---------- 5.00 kN/m

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 673.20 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 6.120 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 6.120 m

강재의 허용응력 보정계수 ---------- 0.9

(강재의 재사용과 장기사용등을 고려하여 보정계수 0.9를 적용)

2) 버팀보의 제원 (C.T.C = 2.2 M)

◈ 사용강관 제원 : Φ406.4mm, t=9mm (SS400)

E (Mpa)	A (cm^2)	Z (cm^3)	I (cm^4)	R (cm)
210,000	112.362	1,092	22,193	14.05

3) 버팀보에 작용하는 단면력 계산

(1) 설계축력 (N)

가. 최대작용축력 = 673.200 / 1 EA / cos (45.0 °) = 952.049 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 952.049 + 120.000 = 1072.049 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 1072.05 / 112.3622 × 1.0 = 9.541 kN/cm^2

(3) 설계 휨모멘트 (M)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 휨모멘트 (M) = $w \times L^2 / 8$ = 5.00 × 6.12^2 / 8 = 23.41 kN · m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 23.41 / 1092 × 100 = 2.143 kN/cm^2

(5) 설계 전단력(S)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 전단력 (S) = w × L / 2 = 5.00 × 6.12 / 2 = 15.30 kN

(6) 전단응력 : τ (r_2 : 외측반지름 r_1 : 내측 반지름)

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.272 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 6.12 / 14.05 × 100 = 43.543 < 100 ∴ O.K

L / R = 6.12 / 14.05 × 100 = 43.543 , (18.6 < L/R ≤ 92.8)

f_{cag} = 0.9 × 1.25 × (140 - 0.82 ×(L/R - 18.6))

= 134.49 Mpa

f_c = 95.410 Mpa f_{bc} = 21.430 Mpa f_{bt} = 21.43 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -116.840$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -73.980$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-116.840) - (-73.980)}{-116.840} = 0.367$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.367 / 10 = 1.037$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.037 \times 0.90) = 21.772$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 175 = 157.50$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 175 = 157.50$ Mpa

$f_{ca} = f_{cag} \times f_{cal} / f_{cao}$

$= 134.490 \times 157.5 / 157.5 = 134.49$ Mpa

$\therefore f_c = 95.41$ Mpa $< f_{ca} = 134.49$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 175, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 175 = 157.50$ Mpa

$\therefore f_b = 21.43$ Mpa $< f_{ba} = 157.50$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

$f_{ea} = 0.9 \times 1800000 / (L/R)^2$

$= 854.43$ Mpa

$$F = \frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_b}{f_{ba} \times (1 - f_c / f_{ea})}$$

$$= \frac{95.41}{134.49} + \frac{21.43}{157.50 \times (1 - 95.41 / 854.43)}$$

$= 0.709 + 0.153 = 0.862 \le 1.0$ ∴ O.K

$$F = f_c + \frac{f_b}{(1 - f_c / f_{ea})}$$

$$= 95.41 + \frac{21.43}{(1 - 95.41 / 854.43)}$$

$= 95.410 + 24.124 = 119.534 < f_{cal} = 157.5$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

$r/t = 20.320 / 0.90 = 22.578$ ($r/t \leq 125$) (r:강관의 반지름)

$\tau_a = 0.9 \times 1.25 \times \{ 80 - 0.0019 (r/t)^2 \} = 88.91$ Mpa

$\tau = 2.720$ Mpa $< \tau_a = 88.910$ Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2 = \frac{116.840}{134.490} + \left\{ \frac{2.720}{88.910} \right\}^2$$

$$= 0.869 + 0.031^2 = 0.870 \leq 1.0$$ ∴ O.K

압축응력 검토			휨압축응력 검토			전단응력 검토		
fc	f_{ca}	비 고	f_b	f_{ba}	비 고	τ	τ_a	비 고
95.41	134.49	O.K	21.43	157.500	O.K	2.720	88.91	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.862	O.K	119.534	157.50	O.K	0.870	O.K

4.3 버팀보 띠장 설계

4.3.1 버팀보 띠장 (1 ~ 7) 단 (H - 300 x 305)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15				
▣ 단면 제원 :					
A =	13,480	mm^2	rx =	126	mm
w =	1	kN/m	ry =	73	mm
Ix =	215,000,000	mm^4	Zx =	1,440,000	mm^3
Iy =	71,000,000	mm^4	Zy =	466,000	mm^3

- 버팀보 C.T.C = 2.200 m

2) 단면력 산정 : 토압에 의한 띠장 위치의 반력을 등분포 하중으로 하고 버팀보 수평 거리를 지간으로 하는 단순보, 3-경간 연속보의 2가지 경우의 최대값 적용

- 등분포하중(W) = 748.700 / 2.200 = 340.318 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

M_1 = 1/8 WL^2 1/8 x 340.318 x 2.200 x 2.200 = 205.892 kN · m

- 연속보로 적용시

M_2 = 1/10 WL^2 1/10 x 340.318 x 2.200 x 2.200 = 164.714 kN · m

∴ Mmax max (164.714 , 205.892) = 205.892 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 340.318 x 2.200 = 436.741 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 340.318 x 2.200 = 449.220 kN

∴ Smax max (436.741 , 449.220) = 449.220 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 205,892,390 / 1,440,000 = 142.981 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 449,220 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15)] 110.918 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 2,200 / 305 = 7.213 (4.6 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 0.90 x1.25 x [140 - 2.49 x (ℓ/b - 4.6)] = 150.181 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 0.90 x 100.000 = 90.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력 fba = 150.181 MPa > fb = 142.981 MPa ∴ O.K !

전단응력 va = 90.000 MPa < v = 110.918 MPa tiffner 필요

총소요 단면적 = Smax / va = 449219.76 / 90 = 4991.331 mm^2

추가필요 단면적 = 4991.331 - 4050 = 941.331 mm^2

사용 PL = 2PL - 145 x 270 x 14

사용 PL 단면적 (Aw') = 145 x 270 x 14 x 2ea / 2500 = 438.5 mm^2

소요 STIFFENER 수량 (n) = (941.331 / 438.48) + 1ea ≒ 4 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 436741.433333333 / (4050 + 438.48 x 4ea)

= 75.249 MPa

전단응력 va = 90.0 MPa > v = 75.249 MPa ∴ O.K !

4.4 E/Anchor 설계

4.4.1 제거식 앵커

1) 설 계 제 원

(1) 사용 ANCHOR의 제원

▣ 사용 PC강선: PC strand Φ12.7 mm		▣ 탄성계수(Ep):	200000 MPa
▣ 단 면 적(A):	98.71 mm^2/ea	▣ 항복강도(fpy):	1600.0 MPa
▣ 주 변 장(U):	39.898 mm	▣ 극한강도(fpu):	1900.0 MPa

(2) ANCHOR의 허용인장력

앵커의 종류		사용기간	인장재 극한하중 (Pu)에 대하여	인장재 항복하중 (Py)에 대하여	비 고
가 설 앵 커		2년미만	0.65 Pu	0.80 Py	적 용
영구앵커	상 시	2년이상	0.60 Pu	0.75 Py	
	지진시	2년이상	0.75 Pu	0.90 Py	

- 허용인장력(Pa)는 다음중 작은값 적용

Pa1 = 0.60 x 1900 x 98.71 x 1/1000 = 112.529 kN/ea

Pa2 = 0.75 x 1600 x 98.71 x 1/1000 = 118.452 kN/ea

∴ 허용인장력(Pa) = MIN(112.529, 118.452) = 112.529 kN/ea

(3) 굴착지반의 지층구성

지층번호	심 도 (m)	Φ (deg)	N 치 (회/0.3m)	τ (MPa)	토 질	비 고
1	12.790	28.0	50	0.45	모래층	
2	21.590	35.0	50	0.45	자갈층	
3	25.690	29.0	50	0.60	풍화암	
4	40.000	33.0	50	0.60	연암	

(4) GROUND ANCHOR의 설치 제원

NO	설치심도 (m)	설치간격 (m)	경사각 (deg)	반 력 (kN)	강선수 (ea)	천공직경 (mm)	최소축력 (kN)
1	13.500	1.200	30.000	450.000	5	100.000	450.000
2	15.000	1.200	30.000	450.000	5	100.000	450.000
3	16.500	1.200	30.000	450.000	5	100.000	450.000
4	18.000	1.200	30.000	450.000	5	100.000	450.000
5	19.500	1.200	30.000	500.000	5	100.000	500.000
6	21.000	1.200	30.000	500.000	6	100.000	500.000

(5) GROUND ANCHOR의 강선수계산 (Jacking Force 계산 참조)

- N(1단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 498.565 / 112.529 = 4.43 ea

  ∴ N(1단 강선수) = 4.43 ea < 5.0 ea ∴ O.K !

- N(2단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 498.565 / 112.529 = 4.43 ea

  ∴ N(2단 강선수) = 4.43 ea < 5.0 ea ∴ O.K !

- N(3단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 501.822 / 112.529 = 4.46 ea

  ∴ N(3단 강선수) = 4.46 ea < 5.0 ea ∴ O.K !

- N(4단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 506.314 / 112.529 = 4.50 ea

  ∴ N(4단 강선수) = 4.50 ea < 5.0 ea ∴ O.K !

- N(5단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 559.324 / 112.529 = 4.97 ea

  ∴ N(5단 강선수) = 4.97 ea < 5.0 ea ∴ O.K !

- N(6단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 575.573 / 112.529 = 5.11 ea

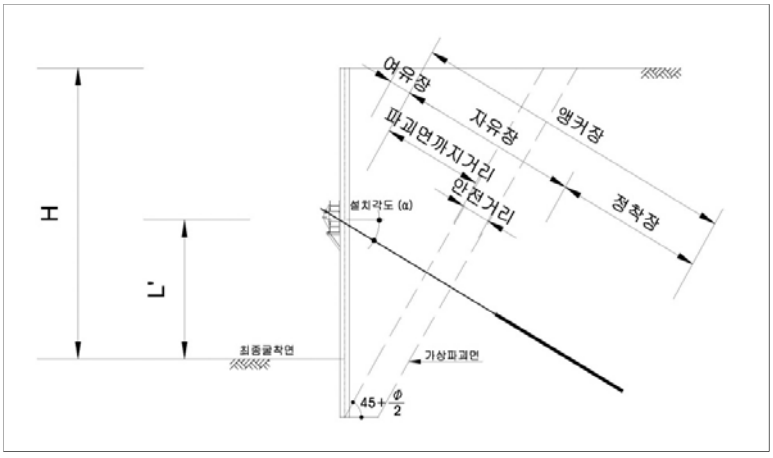
  ∴ N(6단 강선수) = 5.11 ea < 6.0 ea ∴ O.K !

2) GROUND ANCHOR의 자유장 산정

토층의 파괴면을 그 층의 내부마찰각에 따라 45+ϕ/2 로 가정한 다음 앵커의 자유장이 파괴면 밖에 위치하도록 설계한다. 여기서, 계산상의 안전거리는 굴착깊이를 H라 하면 0.15 x H로 하여 최소 1.5 m이상 이어야 한다.

즉 설계 자유장 > 앵커지점에서 가상파괴면까지의 거리 + 0.15 x H(1.5m이상)로 하며, 최소 설계 자유장은 4.0 m 이상으로한다.

- 지층번호 1의 가상파괴면 각도(β1) =	45°	+ 28°	/ 2 =	59.00 °
- 지층번호 2의 가상파괴면 각도(β1) =	45°	+ 35°	/ 2 =	62.50 °
- 지층번호 3의 가상파괴면 각도(β1) =	45°	+ 29°	/ 2 =	59.50 °
- 지층번호 4의 가상파괴면 각도(β1) =	45°	+ 33°	/ 2 =	61.50 °



(1) GROUND ANCHOR NO.1(설치심도:13.500m, 적용토층:풍화암)

- 앵커지점에서 가상파괴면 까지의 거리(Lf)

$$Lf = \frac{\sin(90 - \beta 1) \times L'}{\sin(\alpha + \beta 1)} = \frac{\sin(90.0 - 59.50) \times 9.13}{\sin(30.00 + 59.50)} \quad 4.634 \text{ m}$$

- 앵커의 안전거리(Lu)

Lu = MAX(0.15 x H , 1.50m) = MAX(0.15 x 22.630 , 1.500m) = 3.395 m

(2) GROUND ANCHOR NO.2(설치심도:15.000m, 적용토층:풍화암)

- 앵커지점에서 가상파괴면 까지의 거리(Lf)

$$Lf = \frac{\sin(90 - \beta 1) \times L'}{\sin(\alpha + \beta 1)} = \frac{\sin(90.0 - 59.50) \times 7.63}{\sin(30.00 + 59.50)} \quad 3.873 \text{ m}$$

- 앵커의 안전거리(Lu)

Lu = MAX(0.15 x H , 1.50m) = MAX(0.15 x 22.630 , 1.500m) = 3.395 m

(3) GROUND ANCHOR NO.3(설치심도:16.500m, 적용토층:풍화암)

- 앵커지점에서 가상파괴면 까지의 거리(Lf)

$$Lf = \frac{\sin(90 - \beta 1) \times L'}{\sin(\alpha + \beta 1)} = \frac{\sin(90.0 - 59.50) \times 6.13}{\sin(30.00 + 59.50)} \quad 3.111 \text{ m}$$

- 앵커의 안전거리(Lu)

Lu = MAX(0.15 x H , 1.50m) = MAX(0.15 x 22.630 , 1.500m) = 3.395 m

(4) GROUND ANCHOR NO.4(설치심도:18.000m, 적용토층:풍화암)

- 앵커지점에서 가상파괴면 까지의 거리(Lf)

$$Lf = \frac{\sin(90 - \beta 1) \times L'}{\sin(\alpha + \beta 1)} = \frac{\sin(90.0 - 59.50) \times 4.63}{\sin(30.00 + 59.50)} \quad 2.350 \text{ m}$$

- 앵커의 안전거리(Lu)

Lu = MAX(0.15 x H , 1.50m) = MAX(0.15 x 22.630 , 1.500m) = 3.395 m

(5) GROUND ANCHOR NO.5(설치심도:19.500m, 적용토층:풍화암)

- 앵커지점에서 가상파괴면 까지의 거리(Lf)

$$Lf = \frac{\sin(90 - \beta 1) \times L'}{\sin(\alpha + \beta 1)} = \frac{\sin(90.0 - 59.50) \times 3.13}{\sin(30.00 + 59.50)} \quad 1.589 \text{ m}$$

- 앵커의 안전거리(Lu)

Lu = MAX(0.15 x H , 1.50m) = MAX(0.15 x 22.630 , 1.500m) = 3.395 m

(6) GROUND ANCHOR NO.6(설치심도:21.000m, 적용토층:풍화암)

- 앵커지점에서 가상파괴면 까지의 거리(Lf)

$$Lf = \frac{\sin(90 - \beta 1) \times L'}{\sin(\alpha + \beta 1)} = \frac{\sin(90.0 - 59.50) \times 1.63}{\sin(30.00 + 59.50)} \quad 0.827 \text{ m}$$

- 앵커의 안전거리(Lu)

Lu = MAX(0.15 x H , 1.50m) = MAX(0.15 x 22.630 , 1.500m) = 3.395 m

앵커 NO	파괴면 까지 거리 (m)	안전거리 (m)	소요 자유장 (m)	설계 자유장 (m)	비 고
1	4.634	3.395	8.029	14.000	∴ O.K !
2	3.873	3.395	7.267	14.000	∴ O.K !
3	3.111	3.395	6.506	12.000	∴ O.K !
4	2.350	3.395	5.744	10.000	∴ O.K !
5	1.589	3.395	4.983	9.000	∴ O.K !
6	0.827	3.395	4.222	8.000	∴ O.K !

3) JACKING FORCE 계산

(1) 정착장치의 활동에 의한 Prestress의 감소

$\Delta fps = Ep \times \Delta L / L$

ΔPp = Δfp x A x N

여기서, Δfps : P.C강선의 인장응력 감소량 (MPa)

ΔPp : 정착장치 활동에 의한 Prestress의 감소량 (kN)

L : 자유장 + 0.5 (m)

ΔL : 정착장치에서 P.C강선의 활동량 (= 3.00mm)

Ep : P.C강선의 탄성계수 (= 200000 MPa)

A : 사용 P.C강선의 1ea당 단면적 (= 98.71mm² /ea)

앵커 NO	자 유 장 +0.5 (m)	단 면 적 (mm²)	Δfps (MPa)	ΔPp (kN)	비 고
1	14.500	493.550	41.4	20.433	
2	14.500	493.550	41.4	20.433	
3	12.500	493.550	48.0	23.690	
4	10.500	493.550	57.1	28.182	
5	9.500	493.550	63.2	31.192	
6	8.500	592.260	70.6	41.814	

(2) RELAXATION에 의한 Prestress의 감소

ΔPpr1 = K x fpt x A x N = 0.050 x 1.140 x 98.71 x 5 ea = 28.132 kN

ΔPpr2 = K x fpt x A x N = 0.050 x 1.140 x 98.71 x 5 ea = 28.132 kN

ΔPpr3 = K x fpt x A x N = 0.050 x 1.140 x 98.71 x 5 ea = 28.132 kN

ΔPpr4 = K x fpt x A x N = 0.050 x 1.140 x 98.71 x 5 ea = 28.132 kN

ΔPpr5 = K x fpt x A x N = 0.050 x 1.140 x 98.71 x 5 ea = 28.132 kN

ΔPpr6 = K x fpt x A x N = 0.050 x 1.140 x 98.71 x 5 ea = 33.759 kN

여기서, ΔPpr : RELAXATION에 의한 Prestress의 감소량(kN)

K : P.C 강선의 겉보기 RELAXATION 값 (= 5.0%)

fpt : 손실이 일어난 후의 사용하중 상태에서의 응력 (MPa)

(0.60fpu 와 0.75fpy 중 작은값 적용)

0.60fpu = 0.60 x 1900 = 1140.00 MPa

0.75fpy = 0.75 x 1600 = 1200.00 MPa

∴ fpt = MIN(1,140.00 , 1,200.00) = 1140.00 MPa

(3) Jacking Force 및 늘음량 (Elongation)

- Jacking Force (Jf) = Tmax + ΔPp + ΔPpr
- Elongation (ε) = Jacking Force x L / (Ep x A x N)

앵커 NO	최소축력 (kN)	ΔPp (kN)	ΔPpr (kN)	Jacking Force (kN)	자유장 + 0.5 m (m)	Elongation ε (mm)	비 고
1	450.000	20.433	28.132	498.565	14.500	73.237	
2	450.000	20.433	28.132	498.565	14.500	73.237	
3	450.000	23.690	28.132	501.822	12.500	63.548	
4	450.000	28.182	28.132	506.314	10.500	53.858	
5	500.000	31.192	28.132	559.324	9.500	53.830	
6	500.000	41.814	33.759	575.573	8.500	49.563	

4) GROUND ANCHOR 의 정착장 검토

Anchor의 정착길이는 설계정착력으로 부터 구해지는 마찰저항길이와 인장재의 부착저항길이 중 큰 값으로 하며 진행파괴 가능성을 고려하여 3~10m 범위에서 사용하는데 이때 최소정착길이는 3.0m 이상으로 한다.

- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ)
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa)

여기서, Tmax : 설계축력

Fs : 안전율 = 2.5

D : 앵커체의 지름 = 100 mm

τa : 인장재의 허용부착응력 (MPa)

τ : 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (MPa)

U : 인장재의 주변장 (mm)

N : 인장재의 개수 (EA)

- 지반의 종류에 따른 주면마찰저항력 (τ)

지반의 종류		마 찰 저 항 (MPa)	비고
암반	경암	1.5 - 2.5	
	연암	1.0 - 1.5	
	풍화암	0.6 - 1.0	
자갈 (N치)	10	0.10 - 0.20	
	20	0.17 - 0.25	
	30	0.25 - 0.35	
	40	0.35 - 0.45	
	50	0.45 - 0.70	
모래 (N치)	10	0.10 - 0.14	
	20	0.18 - 0.22	
	30	0.23 - 0.27	
	40	0.29 - 0.35	
	50	0.30 - 0.40	
점성토		10.0 ~ 13.0 C	

- 주입재와 인장재의 허용부착응력 (τa)

지반의 종류	단기 허용부착응력	장기 허용부착응력
토 사	0.4 MPa	0.7 MPa
암	0.7 MPa	1.0 MPa

(1) GROUND ANCHOR NO.1

- 설계축력(Jacking Force) : Tmax = 498.565 kN
- 토　　층 : 풍화암 (τ ≒ 0.6 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 498.565 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 0.60)
  = 6612.42 mm = 6.612 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 498.565 x 1000 / (39.898 x 5 x 0.7)
  = 3570.28 mm = 3.570 m

∴ 설계정착길이 = 6.612 m < 7.000 m ∴ O.K !

(2) GROUND ANCHOR NO.2

- 설계축력(Jacking Force) : Tmax = 498.565 kN
- 토　　층 : 풍화암 (τ ≒ 0.6 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 498.565 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 0.60)
  = 6612.42 mm = 6.612 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 498.565 x 1000 / (39.898 x 5 x 0.7)
  = 3570.28 mm = 3.570 m

∴ 설계정착길이 = 6.612 m < 7.000 m ∴ O.K !

(3) GROUND ANCHOR NO.3

- 설계축력(Jacking Force) : Tmax = 501.822 kN
- 토　　층 : 풍화암 (τ ≒ 0.6 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 501.822 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 0.60)
  = 6655.62 mm = 6.656 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 501.822 x 1000 / (39.898 x 5 x 0.7)
  = 3593.61 mm = 3.594 m

∴ 설계정착길이 = 6.656 m < 7.000 m ∴ O.K !

(4) GROUND ANCHOR NO.4

- 설계축력(Jacking Force) : Tmax = 506.314 kN
- 토　　층 : 풍화암 (τ ≒ 0.6 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 506.314 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 0.60)
  = 6715.20 mm = 6.715 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 506.314 x 1000 / (39.898 x 5 x 0.7)
  = 3625.77 mm = 3.626 m

∴ 설계정착길이 = 6.715 m < 7.000 m ∴ O.K !

(5) GROUND ANCHOR NO.5

- 설계축력(Jacking Force) : Tmax = 559.324 kN
- 토　　층 : 풍화암 (τ ≒ 0.6 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 559.324 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 0.60)

　　= 7418.27 mm = 7.418 m

- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 559.324 x 1000 / (39.898 x 5 x 0.7)

　　= 4005.39 mm = 4.005 m

∴ 설계정착길이 = 7.418 m < 7.500 m ∴ O.K !

(6) GROUND ANCHOR NO.6

- 설계축력(Jacking Force) : Tmax = 575.573 kN
- 토　　층 : 풍화암 (τ ≒ 0.6 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 575.573 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 0.6)

　　= 7633.77 mm = 7.634 m

- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 575.573 x 1000 / (39.898 x 5 x 0.7)

　　= 4121.75 mm = 4.122 m

∴ 설계정착길이 = 7.634 m < 8.000 m ∴ O.K !

5) GROUND ANCHOR 소요장 집계

앵커 NO	자 유 장 (m)	정 착 장 (m)	여 유 장 (m)	계 (m)	비 고
1	14.000	7.000	1.500	22.500	
2	14.000	7.000	1.500	22.500	
3	12.000	7.000	1.500	20.500	
4	10.000	7.000	1.500	18.500	
5	9.000	7.500	1.500	18.000	
6	8.000	8.000	1.500	17.500	

6) GROUND ANCHOR 일람표

앵커 NO	규 격 (P.C Strand)	경사각 (deg)	자 유 장 (m)	정 착 장 (m)	여 유 장 (m)	계 (m)	Jacking Force (kN)
1	Φ12.7mm x 5ea	30.000	14.000	7.000	1.500	22.500	498.565
2	Φ12.7mm x 5ea	30.000	14.000	7.000	1.500	22.500	498.565
3	Φ12.7mm x 5ea	30.000	12.000	7.000	1.500	20.500	501.822
4	Φ12.7mm x 5ea	30.000	10.000	7.000	1.500	18.500	506.314
5	Φ12.7mm x 5ea	30.000	9.000	7.500	1.500	18.000	559.324
6	Φ12.7mm x 6ea	30.000	8.000	8.000	1.500	17.500	575.573

4.5 GROUND ANCHOR부 띠장 설계 (2H - 250 x 255)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	2H - 250 x 255 x 14 x 14 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	10470.0	mm^2	rx =	105.00	mm
w =	0.822	kN/m	ry =	60.90	mm
Ix =	115000000.0	mm^4	Zx =	919000.0	mm^3
Iy =	38800000.0	mm^4	Zy =	304000.0	mm^3

- Jacking Force = 575.573 kN
- EARTH ANCHOR C.T.C = 1.200 m
- ANCHOR 작용하는 최대반력 (Tmax) = 575.573 kN
- EARTH ANCHOR 경사각 (α) = 30 deg
- 상부거리(Xu) = 0.200 m
- 하부거리(Xd) = 0.350 m
- 작용하중(T1) = Tmax x Xu x COS(α) / L = 575.573 x 0.2 x COS(30) / 0.550
  = 181.258 kN
- 작용하중(T2) = Tmax x COS(α) - 작용하중(T1) = 575.573 x COS(30) - 181.258
  = 317.203 kN

∴설계하중 (w) = MAX(181.258, 317.203) = 317.203 kN

2) 단면력 산정

Mmax = Pℓ / 4 = (317.203 x 1.200) / 4 = 95.161 kN·m

Smax = Tmax = 317.203 = 190.322 kN

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 95,161,000.0 / 919,000.0 = 103.5 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 190,322.0 / [(250.0 - 14.0 x 2) x 14)] = 61.2 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 1,200.0 / 255.0 = 4.706 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 0.90 x 1.25 x [175 - 2.49 x (ℓ/b - 4.6)] = 196.6 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 0.90 x 100.0 = 90.0 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	196.6 MPa	>	fb =	103.5 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	90.0 MPa	>	v =	61.2 MPa	∴ O.K !

5. 결과값 정리

5.1 부재검토 요약

공 종			단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
쉬트파일	휨응력		MPa	180.20	202.50	1.12	∴ O.K	합성쉬트파일 (SY30)
	압축응력		MPa	4.39	229.50	52.27	∴ O.K	
	전단응력		MPa	17.97	112.50	6.26	∴ O.K	
	조합응력			0.910	1.000	1.10	∴ O.K	
버팀보 (9t)	작용력		kN/ea	1072.05				Φ406.4mm, t=9mm (SS400)
	조합응력			0.87	1.00	1.15	∴ O.K	
버팀보 (12t)	작용력		kN/ea	120.00				Φ406.4mm, t=12mm (SS400)
	조합응력			0.15	1.00	6.58	∴ O.K	
G/A 1단	반 력		kN/ea	450.00				P.C strand Φ12.7 mm x 5ea
	J/F		kN/ea	498.57				
G/A 2단	반 력		kN/ea	450.00				P.C strand Φ12.7 mm x 5ea
	J/F		kN/ea	498.57				
G/A 3단	반 력		kN/ea	450.00				P.C strand Φ12.7 mm x 5ea
	J/F		kN/ea	501.82				
G/A 4단	반 력		kN/ea	450.00				P.C strand Φ12.7 mm x 5ea
	J/F		kN/ea	506.31				
G/A 5단	반 력		kN/ea	500.00				P.C strand Φ12.7 mm x 5ea
	J/F		kN/ea	559.32				
G/A 6단	반 력		kN/ea	500.00				P.C strand Φ12.7 mm x 6ea
	J/F		kN/ea	575.57				
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	142.98	150.18	1.05	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
		전단응력	MPa	75.25	90.00	1.20	∴ O.K	
	G/A	휨응력	MPa	103.55	196.58	1.90	∴ O.K	2H - 250x255x14x14 (SS400)
		전단응력	MPa	61.24	90.00	1.47	∴ O.K	

5.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	3.18	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	26.96㎜	<	45.26㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/866	<	1/300	∴ O.K

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+134.83벽체 RB-2 GL-10M적용)

UNIT    SI

SOIL    1   매립층
            18      9       0       26      12000       0       0       0
        2   퇴적층(점토)
            17      8       20      15      14000       0       0       0
        3   퇴적층(모래)
            18      9       0       28      20000       0       0       0
        4   퇴적층(자갈)
            20      11      0       35      32000       0       0       0
        5   풍화토
            20      11      21      29      31000       0       0       0
        6   풍화암
            21      12      30      33      34000       0       0       0
        7   연암
            23      14      200     36      50000       0       0       0
        8   경암
            26      17      400     40      80000       0       0       0
        9   성토층
            19      10      15      25      25000       0       0       0

PROFILE   1    12.79    3    3
          2    21.59    4    4
          3    25.69    6    6
          4    40       7    7

VWALL     1    25.69    .03456    5.38891E-04    2E+08    1    1    1    0    0
          2    26.69    .008336   .000133        2E+08    .8   .603 .201 0    0

STRUT   1    1.5     0.01124     6.12     2.2     350     0     0     0
        2    3       0.01124     6.12     2.2     400     0     0     0
        3    5       0.01124     6.12     2.2     400     0     0     0
        4    7       0.01124     6.12     2.2     400     0     0     0
        5    8.8     0.01124     6.12     2.2     400     0     0     0
        6    10.4    0.01124     6.12     2.2     400     0     0     0
        7    12      0.01124     6.12     2.2     400     0     0     0

ANCHOR   1   13.5    0.0004936     30     14     1.2     450     0     0
         2   15      0.0004936     30     14     1.2     450     0     0
         3   16.5    0.0004936     30     12     1.2     450     0     0
         4   18      0.0004936     30     10     1.2     450     0     0
         5   19.5    0.0004936     30     9      1.2     500     0     0
         6   21      0.0005922     30     8      1.2     500     0     0

SLAB    1    22.63    2    0    0
```

```
       2     13.39   2         0         0

WALL   1     13.39     22.63          1.8            0

Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 2
      GWL 11.3 11.3 10 0
      rankine 1.0 0.0 30
      LOAD  0  0.22  107  2.22  107   1
      SURCHARGE 50 0
      EXCAVATION 2

STEP  2  const strut 1 and excavation to 3.5
      const strut 1
      EXCAVATION 3.5

STEP  3  const strut 2 and excavation to 5.5
      const strut 2
      EXCAVATION 5.5

STEP  4  const strut 3 and excavation to 7.5
      const strut 3
      EXCAVATION 7.5

STEP  5  const strut 4 and excavation to 9.3
      const strut 4
      EXCAVATION 9.3

STEP  6  const strut 5 and excavation to 10.9
      const strut 5
      EXCAVATION 10.9

STEP  7  const strut 6 and excavation to 12.5
      const strut 6
      EXCAVATION 12.5

STEP  8  const strut 7 and excavation to 14
      const strut 7
      EXCAVATION 14

STEP  9  const anchor 1 and excavation to 15.5
```

```
      const anchor 1
      EXCAVATION 15.5

STEP  10  const anchor 2 and excavation to 17
      const anchor 2
      EXCAVATION 17

STEP  11  const anchor 3 and excavation to 18.5
      const anchor 3
      EXCAVATION 18.5

STEP  12  const anchor 4 and excavation to 20
      const anchor 4
      EXCAVATION 20

STEP  13  const anchor 5 and excavation to 21.5
      const anchor 5
      EXCAVATION 21.5

STEP  14  const anchor 6 and excavation to 22.63
      const anchor 6
      EXCAVATION 22.63
      ground settlement
      depth check

STEP  15  const slab1
      CONSTRUCTION SLAB 1

STEP  16  remove anchor 6
      REMOVE ANCHOR 6
      FILL 0 0 20.73 9

STEP  17  const wall1
      CONSTRUCTION WALL 1

STEP  18  remove anchor 5
      REMOVE ANCHOR 5

STEP  19  remove anchor 4
      REMOVE ANCHOR 4

STEP  20  remove anchor 3
      REMOVE ANCHOR 3

STEP  21  remove anchor 2
      REMOVE ANCHOR 2
      FILL 0 0 15.38 9
```

```
STEP  22  const slab2
      CONSTRUCTION SLAB 2

STEP  23  remove anchor 1
      REMOVE ANCHOR 1
      FILL 0 0 13.39 9

STEP  24  peck check
      peck 0.65 0 0


END
```

6.2 OUTPUT DATA

S U N E X Ver W6.15 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2008-619 User : (주)진우엔지니어링
Input Data File = 05 종점부 ramp-a 쉬트파일(sta.8+136) 검토.datDate : 2017-04-03
Project : 종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+134.83벽체 RB-2 GL-10M적용)Time : 22:04:19

Step No. 99 << Pile, Strut, Anchor and Slab Force for each Step >>

>> Min and Max of Pile Force <<

Step	Exca	---- S H E A R(kN/m) ----				--- M O M E N T(kNm/m) ---			
No	Depth	Max	Depth	Min	Depth	Max	Depth	Min	Depth
1	2.00	54.98	6.00	-71.10	2.60	12.59	10.80	-166.93	4.20
-2	2.00	85.24	1.50	-73.85	1.50	23.08	3.70	-49.81	1.50
2	3.50	100.51	1.50	-77.51	1.50	43.37	3.50	-54.29	1.50
-3	3.50	109.99	3.00	-71.83	3.00	27.96	5.30	-70.57	3.00
3	5.50	138.33	3.00	-86.64	3.00	62.50	5.40	-99.40	3.00
-4	5.50	101.26	5.00	-80.56	5.00	28.87	7.20	-51.54	5.00
4	7.50	152.11	5.00	-97.28	5.00	85.38	7.40	-100.43	5.00
-5	7.50	96.92	7.00	-84.89	7.00	31.83	9.40	-45.03	3.00
5	9.30	171.00	7.00	-106.13	7.00	106.68	9.40	-106.60	7.00
-6	9.30	102.26	8.80	-80.80	7.00	40.05	10.90	-45.54	3.00
6	10.90	196.42	8.80	-106.02	8.80	131.68	11.20	-113.80	8.80
-7	10.90	118.66	10.40	-81.42	8.80	57.45	11.90	-45.78	3.00
7	12.50	209.45	10.40	-99.73	8.80	132.07	12.50	-100.86	10.40
-8	12.50	107.30	12.00	-78.23	8.80	40.71	13.10	-45.85	3.00
8	14.00	228.00	12.00	-112.30	12.00	135.43	14.20	-110.01	12.00
9	15.50	256.53	13.50	-132.76	12.00	193.16	15.70	-119.78	12.00
10	17.00	304.96	15.00	-164.71	13.50	265.99	17.30	-198.61	13.50
11	18.50	334.12	16.50	-228.30	13.50	339.71	18.70	-219.40	15.00
12	20.00	324.56	18.00	-245.79	13.50	369.33	19.90	-238.96	15.00
13	21.50	279.36	19.50	-224.18	13.50	297.44	21.00	-178.90	15.00
14	22.60	236.11	21.00	-209.72	13.50	226.14	22.20	-139.06	15.00
15	22.60	236.11	21.00	-209.72	13.50	226.14	22.20	-139.06	15.00
16	20.73	267.54	19.50	-248.03	22.60	272.92	21.00	-173.05	15.00
17	20.73	249.88	19.60	-235.82	22.70	272.92	21.00	-173.05	15.00
18	20.73	212.89	18.10	-233.03	22.70	256.41	20.90	-173.52	15.00
19	20.73	166.99	16.60	-233.67	22.70	246.27	21.00	-182.45	15.00
20	20.73	111.94	15.10	-234.00	22.70	245.59	21.00	-197.97	15.00

21	15.38	171.27	22.50	-407.33	22.70	302.24	22.60	-130.72	13.50
22	15.38	171.27	22.50	-407.33	22.70	302.24	22.60	-130.67	13.50
23	13.39	207.72	22.50	-439.42	22.70	334.33	22.60	-114.80	15.60
24	13.39	190.16	22.70	-195.11	22.50	22.89	24.80	-164.59	22.60

Note : Unit is per m, Pile Spacing must be multiplied to get Values for One Pile

>> Strut Force <<

		------- S T R U T N o. a n d D E P T H --------						
Step	Exca	1	2	3	4	5	6	7
No	Depth	1.5	3.0	5.0	7.0	8.8	10.4	12.0
1	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-2	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3.5	392.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-3	3.5	231.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	5.5	204.9	495.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-4	5.5	250.0	306.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.5	237.2	280.0	552.3	0.0	0.0	0.0	0.0
-5	7.5	255.4	315.6	335.1	0.0	0.0	0.0	0.0
5	9.3	257.2	299.2	299.3	617.3	0.0	0.0	0.0
-6	9.3	255.1	320.1	342.1	335.7	0.0	0.0	0.0
6	10.9	256.9	320.3	318.3	297.1	665.4	0.0	0.0
-7	10.9	254.9	320.6	345.6	331.9	346.3	0.0	0.0
7	12.5	255.1	322.4	344.2	301.7	317.6	662.2	0.0
-8	12.5	254.8	320.4	346.8	337.0	338.5	329.8	0.0
8	14.0	254.6	321.0	349.1	331.9	298.2	301.2	748.7
9	15.5	254.6	320.5	349.2	339.5	309.5	243.4	491.8
10	17.0	254.7	320.1	347.8	343.5	334.5	251.6	252.9
11	18.5	254.8	319.9	346.0	345.0	361.7	291.5	67.2
12	20.0	254.9	319.8	344.8	344.2	376.3	330.2	9.4
13	21.5	254.9	319.9	344.5	342.7	378.0	349.4	37.7

14	22.6	254.9	319.9	344.6	342.1	376.8	353.3	59.9
15	22.6	254.9	319.9	344.6	342.1	376.8	353.3	59.9
16	20.7	254.9	319.9	344.5	342.6	377.9	350.0	40.9
17	20.7	254.9	319.9	344.5	342.6	377.9	350.0	40.9
18	20.7	254.9	319.9	344.5	342.6	377.9	350.2	41.4
19	20.7	254.9	319.9	344.5	342.6	378.2	350.5	38.9
20	20.7	254.9	319.9	344.5	342.9	378.8	348.7	27.9
21	15.4	254.9	319.9	344.7	343.0	375.7	341.5	43.4
22	15.4	254.9	319.9	344.7	343.0	375.6	341.5	43.5
23	13.4	254.9	319.9	344.8	342.9	374.8	341.2	51.8
24	13.4	358.8	247.3	274.7	276.0	247.5	248.3	306.7

Note : Unit of Force = (kN/ea),
Values are including effect of inclination of strut(1/cosΘ)

>> Anchor Force <<

		------ A N C H O R	N o.	a n d	D E P T H	--------	
Step	Exca	1	2	3	4	5	6
No	Depth	13.5	15.0	16.5	18.0	19.5	21.0
1	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-2	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-3	3.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	5.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-4	5.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-5	7.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	9.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-6	9.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	10.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-7	10.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	12.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

-8	12.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	14.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	15.5	447.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	17.0	436.6	444.4	0.0	0.0	0.0	0.0
11	18.5	422.7	422.1	434.2	0.0	0.0	0.0
12	20.0	414.3	401.3	399.3	418.1	0.0	0.0
13	21.5	412.4	390.5	368.2	360.2	436.6	0.0
14	22.6	412.7	388.0	356.3	330.0	389.0	443.5
15	22.6	412.7	388.0	356.3	330.0	389.0	443.5
16	20.7	412.4	390.1	366.4	355.6	428.8	0.0
17	20.7	412.4	390.1	366.4	355.6	428.8	0.0
18	20.7	412.4	390.0	366.4	357.7	0.0	0.0
19	20.7	412.3	389.9	367.8	0.0	0.0	0.0
20	20.7	412.1	391.1	0.0	0.0	0.0	0.0
21	15.4	413.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
22	15.4	413.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23	13.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24	13.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Note : Unit of Force = (kN/ea)
Values are including effect of inclination of strut(1/cosΘ)

>> Slab Force <<

		-------- SLAB No. and DEPTH --------	
Step	Exca	1	2
No	Depth	22.6	13.4
1	2.0	0.0	0.0
-2	2.0	0.0	0.0
2	3.5	0.0	0.0
-3	3.5	0.0	0.0
3	5.5	0.0	0.0
-4	5.5	0.0	0.0
4	7.5	0.0	0.0
-5	7.5	0.0	0.0
5	9.3	0.0	0.0
-6	9.3	0.0	0.0
6	10.9	0.0	0.0
-7	10.9	0.0	0.0
7	12.5	0.0	0.0
-8	12.5	0.0	0.0
8	14.0	0.0	0.0
9	15.5	0.0	0.0

10	17.0	0.0	0.0
11	18.5	0.0	0.0
12	20.0	0.0	0.0
13	21.5	0.0	0.0
14	22.6	0.0	0.0
15	22.6	0.0	0.0
16	20.7	-143.8	0.0
17	20.7	-143.8	0.0
18	20.7	-155.5	0.0
19	20.7	-161.8	0.0
20	20.7	-162.2	0.0
21	15.4	-640.0	0.0
22	15.4	-640.0	1.9
23	13.4	-711.9	243.5
24	13.4	411.2	83.4

Note : Unit of Force = (kN/m)

>> Maximum and Minimum Shear, Moment, Displacement and Pressure of Vertical Pile <<

		--- Shear(kN/m) ----		--- Moment(kNm/m) ---		변위(mm)	토압(kN/m2)
Node	Depth	Max.(Step)	Min.(step)	Max.(step)	Min.(step)	Max.(step)	Max(step)
1	0.00	0.24(4)	-0.31(2)	0.09(24)	0.00(0)	26.96(1)	56.28(24)
6	0.50	0.00(0)	-29.07(24)	0.00(0)	-7.06(24)	23.99(1)	61.02(24)
16	1.50	100.51(2)	-77.51(2)	0.00(0)	-67.52(24)	18.07(1)	66.55(3)
21	2.00	72.90(2)	-59.22(1)	0.00(0)	-50.84(1)	15.18(1)	71.90(4)
31	3.00	138.33(3)	-86.64(3)	36.88(2)	-119.06(1)	9.84(1)	79.79(4)
36	3.50	105.50(3)	-48.74(1)	43.37(2)	-148.70(1)	7.55(1)	80.68(5)
41	4.00	76.40(3)	-21.50(4)	39.43(2)	-165.41(1)	5.59(1)	81.96(5)
51	5.00	152.11(4)	-97.28(4)	57.17(3)	-149.46(1)	2.82(1)	83.56(5)
56	5.50	119.14(4)	-15.11(2)	62.45(3)	-126.83(1)	2.68(3)	83.19(6)
61	6.00	89.92(4)	-31.11(5)	55.01(3)	-100.09(1)	2.89(3)	83.80(6)
71	7.00	171.00(5)	-106.13(5)	79.09(4)	-106.60(5)	3.52(4)	84.90(6)
76	7.50	137.96(5)	-19.75(3)	85.31(4)	-40.25(6)	3.91(4)	85.80(7)
80	7.90	110.93(5)	-37.35(6)	79.06(4)	-48.64(6)	4.09(4)	86.55(7)
89	8.80	196.42(6)	-106.02(6)	91.84(5)	-113.80(6)	4.49(5)	87.93(8)
94	9.30	158.98(6)	-29.97(4)	106.08(5)	-49.75(7)	4.96(5)	88.90(8)
105	10.40	209.45(7)	-91.52(7)	102.63(6)	-100.86(7)	5.14(5)	93.60(9)
110	10.90	165.33(7)	-46.98(5)	127.43(6)	-47.43(8)	5.64(6)	97.68(10)
113	11.20	137.36(7)	-52.42(9)	131.68(6)	-52.81(8)	5.81(6)	101.24(11)
121	12.00	228.00(8)	-132.76(9)	116.82(7)	-119.78(9)	5.75(6)	118.72(12)
126	12.50	173.79(8)	-121.78(12)	132.07(7)	-87.82(9)	6.02(7)	134.35(20)

129	12.80	139.76(8)	-163.47(12)	128.16(7)	-107.49(10)	6.12(7)	145.32(20)
135	13.40	80.83(8)	-233.34(12)	103.72(8)	-190.84(11)	6.24(8)	132.39(20)
136	13.50	256.53(9)	-245.79(12)	111.30(8)	-213.16(11)	6.37(8)	136.46(20)
141	14.00	204.35(9)	-76.16(7)	133.78(8)	-187.75(11)	7.36(9)	151.88(19)
144	14.30	171.56(9)	-74.39(7)	134.79(8)	-185.35(11)	8.17(9)	159.71(14)
151	15.00	304.96(10)	-156.92(13)	159.55(9)	-238.96(12)	9.77(9)	169.58(15)
155	15.40	256.06(10)	-72.96(8)	186.15(9)	-188.20(12)	10.48(10)	167.64(15)
156	15.50	243.52(10)	-75.08(8)	189.71(9)	-178.62(12)	10.87(10)	166.35(15)
166	16.50	334.12(11)	-107.40(15)	221.65(10)	-177.36(19)	14.29(10)	139.58(10)
171	17.00	263.43(11)	-91.47(9)	259.89(10)	-100.63(19)	15.32(10)	145.87(10)
174	17.30	219.56(11)	-99.74(9)	265.99(10)	-76.63(18)	16.07(11)	149.65(20)
181	18.00	324.56(12)	-98.48(9)	299.57(11)	-71.13(18)	18.66(11)	158.46(11)
186	18.50	244.57(12)	-106.75(10)	336.23(11)	-38.49(8)	19.72(11)	164.76(20)
189	18.80	195.12(12)	-120.40(10)	339.19(11)	-40.28(9)	19.98(11)	168.54(12)
196	19.50	279.36(13)	-131.79(10)	353.30(12)	-65.73(9)	20.72(12)	177.37(12)
201	20.00	189.86(13)	-141.65(11)	368.86(12)	-67.01(9)	21.18(12)	183.68(12)
204	20.30	134.67(13)	-160.78(11)	356.93(12)	-63.88(9)	21.05(12)	187.46(20)
208	20.70	59.36(13)	-178.13(11)	318.64(12)	-68.86(10)	20.42(12)	192.51(13)
211	21.00	236.11(15)	-185.03(11)	297.44(13)	-90.70(10)	19.64(12)	196.30(15)
216	21.50	137.06(15)	-216.76(12)	273.64(13)	-110.11(10)	17.84(12)	202.61(13)
217	21.60	116.88(15)	-225.63(12)	262.93(13)	-111.96(10)	17.43(12)	203.87(15)
227	22.60	36.47(10)	-248.03(16)	334.33(23)	-164.59(24)	14.61(13)	194.00(14)
232	23.10	140.25(24)	-308.13(23)	175.33(15)	-146.83(11)	13.30(14)	0.00(0)
237	23.60	86.09(24)	-172.39(23)	129.66(15)	-125.05(11)	12.15(14)	0.00(0)
242	24.10	68.23(11)	-89.06(14)	83.19(14)	-111.88(12)	10.70(14)	0.00(0)
247	24.60	66.44(11)	-70.03(15)	42.80(14)	-84.53(12)	9.06(14)	0.00(0)
252	25.10	63.89(12)	-38.26(14)	21.34(24)	-51.48(12)	7.31(14)	0.00(0)
257	25.60	38.67(12)	-22.61(15)	12.71(24)	-27.91(23)	5.53(14)	0.00(0)
258	25.70	34.91(23)	-20.49(24)	10.41(24)	-24.61(23)	5.17(14)	0.00(0)
262	26.10	30.97(23)	-12.65(24)	4.08(24)	-10.70(23)	4.07(24)	0.00(0)
267	26.60	7.12(23)	-2.40(24)	0.18(24)	-0.29(23)	4.55(24)	0.00(0)
		--- Shear(kN/m) ----		--- Moment(kNm/m) ---		변위(mm)	토압(kN/m2)
Node	Depth	Max.(Step)	Min.(step)	Max.(step)	Min.(step)	Max.(step)	Max(step)
Max/Min		334.12	-439.42	369.33	-238.96	26.96	203.87

Note : Unit is per m, Pile Spacing must be multiplied to get Values for One Pile

Max Disp / Max Exdepth = 26.96mm/22.60m = 0.12%

우

변 경

1. Ramp-B

(STA.8+ 108.830벽체)

목 차

1. 표준단면

2. 설계기준
2.1 일반사항
2.2 하 중
2.3 재료의 허용응력
2.4 지반의 물성치

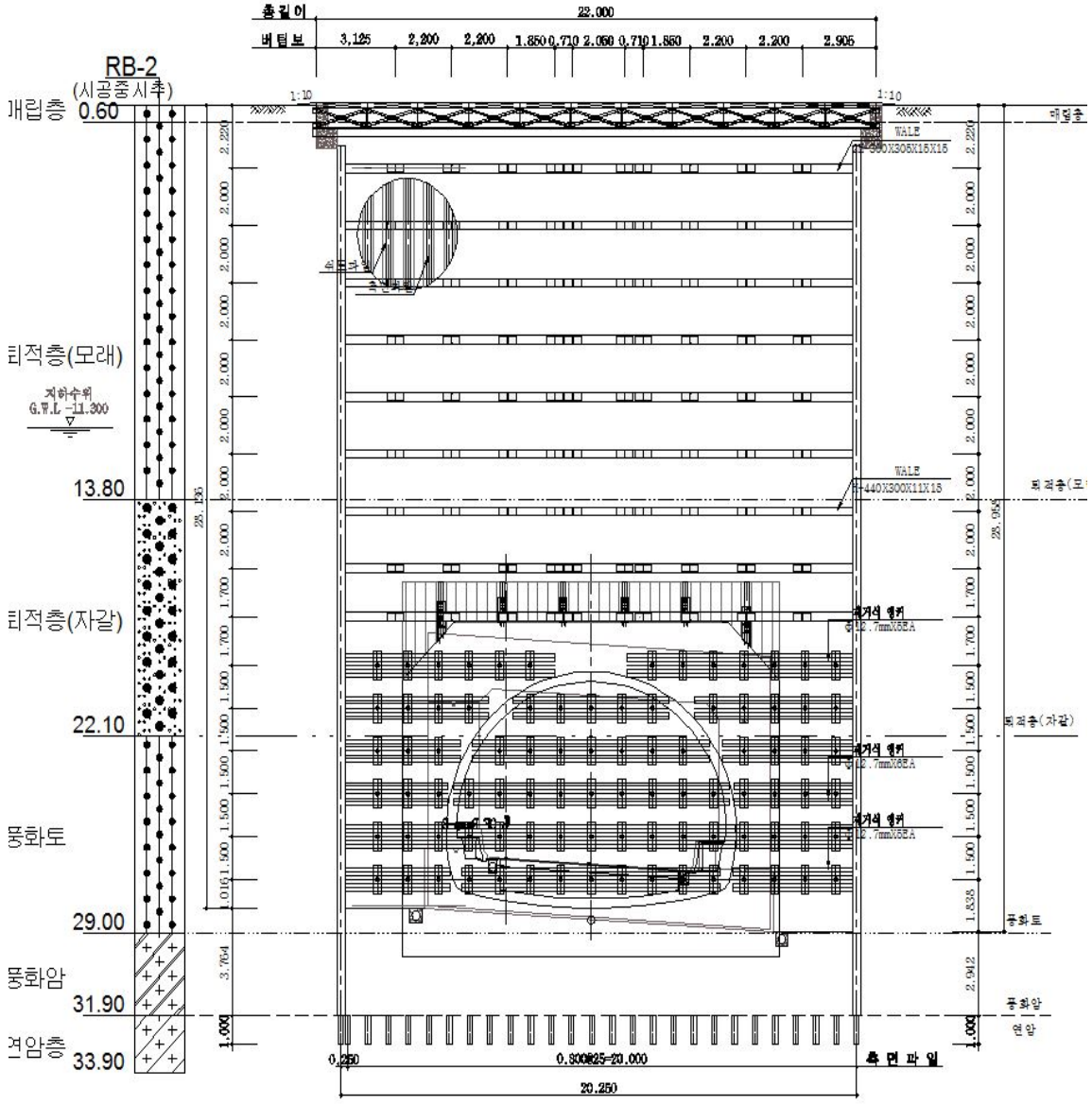
3. 노면복공 설계
3.1 주형보 설계
3.2 주형지지보 설계
3.3 중앙말뚝 설계

4. 흙막이 벽 설계
4.1 SHEETPILE 설계
4.2 버팀보 설계
4.3 버팀보 띠장 설계
4.4 E/Anchor 설계
4.5 E/Anchor 띠장 설계

5. 결과값 정리
5.1 부재 검토 요약
5.2 안전성 검토

6. 전산 DATA
6.1 INPUT DATA
6.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


RB-2
(시공중시추)
매립층 0.60
퇴적층(모래)
지하수위
G.W.L -11.300
13.80
퇴적층(자갈)
22.10
풍화토
29.00
풍화암
31.90
연암층
33.90
총길이
22.000
버팀보
3.125
2.200
2.200
1.850
0.710
2.050
0.710
1.850
2.200
2.200
2.905
WALE
H-440X300X11X18
자가식 앵커
φ12.7mmX5EA
0.250
0.800@25=20.000
20.250
흙 면 파 일

2. 설 계 기 준

2.1 일 반 사 항

1) 적용범위

- 개착공법에 의하여 구조물을 시공할 때 노면하중, 토압, 수압등을 지지하여 굴착지반 및 주변 지반의 안정을 확보하기 위한 가시설 구조물의 설계에 적용한다.

2) 부재 설계법

- 허용응력 설계법 ※ 지하수위 : G.L -11.30m

2.2 하 중

1) 고정하중

- 재료의 실중량에 의한것을 원칙
- 설계기준 2.2.1의 재료의 단위질량 적용

2) 활하중

(1) 차 도 부 : 표준트럭 하중을 하중 재하 방법에 의거 재하(자동차 하중 : DB-24)

(2) 충격계수 : 주 형 I = 15 / (40 + ℓ) ≤ 0.30

복공판 I = 0.40 (단, 보도부의 군집하중은 충격 무시)

(3) 보 도 부 : 군집하중 5kN/㎡ 만재시 적용

(4) 기타하중 : 공사용 중기 및 기타 대형차량하중 재하시는 별도로 고려한다.

3) 상재하중

(1) 자동차 하중에 의한 상재하중 = 10kN/㎡

(2) 인접건물에 의한 상재하중 = Wb / A (kN/㎡)

여기서, Wb = 건물하중 A = 건물면적

2.3 재료의 허용응력

1) 허용응력의 증가계수

(1) 가설구조물의 경우 : 1.25

(2) 영구구조물의 경우 : 1.00

2) 철근 및 콘크리트

(1) 콘크리트의 허용 휨 압축응력

fca = 0.40 x fck

(2) 철근의 허용응력 (단위 : MPa)

철근의 종류	항복점강도(fy)	허용응력(fsa)
SD 30	300	225
SD 40	400	300

3) 강재의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		일반구조용 압연강재 SS400, SM400	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		175	140 x 1.25 = 175
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 18.6 일 경우 175	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		20 < ℓ/r ≤ 93 일 경우 175-1.23(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 92.8 일 경우 1800000/(6700+(ℓ/r)^2)	
휨응력	인장연(순단면)	175	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.6 일 경우 175	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.6 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 175-3.74(ℓ/b-4.6)	
전단응력(총단면)		100	80 x 1.25 = 100
지 압 응 력		315	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

(단위 : MPa)

종 류		용접구조용 압연강재 SM490	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		238	190 x 1.25 = 238
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 16 일 경우 238	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		16 < ℓ/r ≤ 80 일 경우 238-1.94(ℓ/r-16)	
		ℓ/r > 80 일 경우 1800000/(5000+(ℓ/r)^2)	
휨응력	인장연(순단면)	238	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.0 일 경우 238	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.0 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 238-5.87(ℓ/b-4.0)	
전단응력(총단면)		138	110 x 1.25 = 138
지 압 응 력		420	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

4) 강널말뚝의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		강 널 말 뚝 (SY30)	비 고
휨응력	인 장	225	180 x 1.25 = 225
	압 축	255	
전 단 응 력		125	100 x 1.25 = 125

※ 재사용 강재시

강재의 반복 및 장기사용시는 사용재의 부식 및 사용상태 등을 고려하여 보정계수를 적용함

5) 목재의 허용응력 (단위 : MPa)

허용응력도 \ 목재의 종류		침 엽 수	활 엽 수	비 고
인장 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
휨 응 력 도	섬유에 평행	13.5	18.0	
지압 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
	섬유에 직각	3.0	5.2	
전단 응력도	섬유에 평행	1.2	1.8	
	섬유에 직각	1.8	2.7	
축 방 향 압 축 응 력 도	섬유에 평행	$\ell/r \le 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \le 100$ $12-0.087(\ell/r)$	ℓ : 고정점간 거리(mm) r : 최소단면2차 반지름(mm)
		$\ell/r > 100$ $33000/(\ell/r)^2$		

6) 볼트의 허용응력 (단위 : MPa)

볼트의 종류	응 력 의 종 류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	SS400 기준
	지 압	315	
고장력 볼 트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	SS400 기준

2.4 지반의 물성치

구 분	단 위	매립층	점토층	모래층	자갈층	풍화토	풍화암	연암
단위중량(γ)	kN/m^3	18.0	17.0	18.0	20.0	20.0	21.0	23.0
점 착 력 (C)	kN/m^2	0	20	0	0	21	30	200
내부마찰각(Φ)	Deg	26	15	28	35	29	33	36
지반반력계수(E)	kN/m^3	12000	14000	20000	32000	31000	34000	50000

4. 흙막이벽 설계

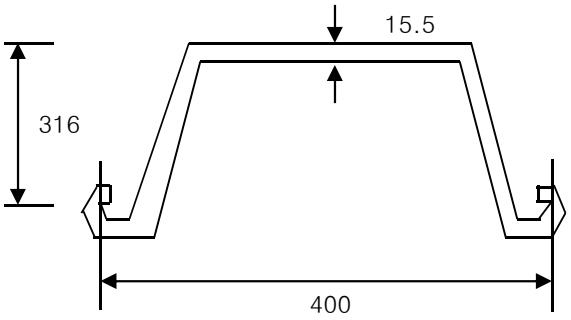
4.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : 합성파일 (SY30)

w (kN/m)	2.720
A (mm^2)	34560
I_x (mm^4/m)	538890000
Z_x (mm^3/m)	3416000
R_x (mm/m)	124.9
A_w(mm^2/m)	2445.1



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	1.000	×	1	×	6			=	6.36	kN
		1.24	×	1.000	×	1	×	3			=	3.72	kN
		1.06	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN
		1.24	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN
		0.82	×	1.000	×	2	×	6			=	9.864	kN
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/				
		0.882	×	#####	×	1	×	5	/	2	=	40.594	kN
		1.167	×	#####	×	1	×	2	/	2	=	21.487	kN
SHEETPILE 자중	:	2.720	×	32.9							=	89.49	kN
주형보의 반력	:	0									=	0.000	kN
주형지지보의 자중	:	0	×	1.000							=	0.000	kN
기타 자중	:	5									=	5.000	kN
최대축력	:										=	176.51	kN

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 397.21 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 387.60 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	176.513	x	1000	/	34560.0	=	5.107	MPa
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	397.210	x	1000000	/	3416000	×	0.6	MPa
												=	193.799	MPa
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	387.600	x	100	/	2445.1	=	15.852	MPa

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 229.5 MPa

휨응력

f_{ba} = 202.5 MPa

전단응력

ua = 112.5 MPa

f_{eax} = 1.25 x 0.90 x 1200000 / (18.410)^2

= 3983.146 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	229.500	MPa	>	f_c	=	5.107	MPa	--->	O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	202.500	MPa	>	f_b	=	193.799	MPa	--->	O.K
전단응력	ua	=	112.500	MPa	>	f_u	=	15.852	MPa	--->	O.K

조합응력 ,

$$= \frac{f_c}{f_{cax}} + \frac{f_b}{f_{cao} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$$

$$= \frac{5.107}{229.5} + \frac{193.799}{202.500 \times (1 - (5.107 / 3983.146))}$$

= 0.981 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 245.849 kN

Total Passive Moment

Mp = 1180.429 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 1180.429 ÷ 245.849

= 4.801 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 27.890 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

28.958 × 0.2% = 57.916 mm

27.890 < 57.916 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 25.32 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 25.51 mm (전산 OUTPUT 참조)

(3) 거리별 침하량(Si) 계산(Si = Sw x $\{(D - X) / D\}^2$)

거 리(X) (m)	0.00	2.50	5.10	7.60	12.70	25.30
침하량(Si) (mm)	25.51	20.66	16.32	12.50	6.38	0.00

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.5m 지점의 침하량: 20.66 mm

토류벽 설치중심에서 12.7m 지점의 침하량: 6.38 mm

부등 침하량: 14.28 mm

변위(δ/L) = 14.28 / 10,200 = 1 / 714 < 1 / 300 ∴ O.K !

위결과로볼때 굴착공사시 내부 터파기로 인한 주변피해는 근소할것으로 사료되나 실시공시 각별한 주위를 요함.

4.2 버팀보 설계

4.2.1 버팀보 (Φ406.4mm, t=9mm) : 1 단 ~ 6 단

1) 사용강재

▣ 사용 강재 : Φ406.4mm, t=9mm

1. Φ318.5mm, t=10mm 2. Φ355.6mm, t=10mm 3. Φ406.4mm, t=10mm
4. Φ406.4mm, t=12mm 5. Φ457.2mm, t=10mm 6. Φ500.0mm, t=10mm
7. Φ500.0mm, t=14mm 8. Φ508.0mm, t=10mm 9. Φ508.0mm, t=14mm
10. 기타(규격외 강관 입력란 참조)Φ406.4mm, t=9mm

▶ 규격외 강관 입력란 (선택사항)

규 격	D (mm)	406.4	t (mm)	9.0
단위중량 w (kgf/m)	88.2	단 면 적 A (cm^2)		112.362
단면2차모멘트	I (cm^4)	22193		
단면2차반경	R (cm)	14.1		
단면계수	Z (cm^3)	1092		

사용 강관 종류 ---------- 10

[Φ 406.4 mm, t = 9 mm]

(r_2 20.320 cm r_1 19.420 cm)

버팀보의 사용 갯수 ---------- 1 EA

버팀보의 수평방향 설치간격 ---------- 2.2 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 45.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

버팀보 위에 작용하는 등분포하중 (w) ---------- 5.00 kN/m

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 707.50 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 6.120 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 6.120 m

강재의 허용응력 보정계수 ---------- 0.9

(강재의 재사용과 장기사용등을 고려하여 보정계수 0.9를 적용)

2) 버팀보의 제원 (C.T.C = 3.0 M)

◈ 사용강관 제원 : Φ406.4mm, t=9mm (SS400)

E (Mpa)	A (cm^2)	Z (cm^3)	I (cm^4)	R (cm)
210,000	112.362	1,092	22,193	14.05

3) 버팀보에 작용하는 단면력 계산

(1) 설계축력 (N)

가. 최대작용축력 = 707.500 / 1 EA / cos (45.0 °) = 1000.556 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 1000.556 + 120.000 = 1120.556 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 1120.56 / 112.3622 × 1.0 = 9.973 kN/cm^2

(3) 설계 휨모멘트 (M)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 휨모멘트 (M) = $w \times L^2 / 8$ = 5.00 × 6.12^2 / 8 = 23.41 kN · m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 23.41 / 1092 × 100 = 2.143 kN/cm^2

(5) 설계 전단력(S)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 전단력 (S) = w × L / 2 = 5.00 × 6.12 / 2 = 15.30 kN

(6) 전단응력 : τ (r_2 : 외측반지름 r_1 : 내측 반지름)

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.272 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 6.12 / 14.05 × 100 = 43.547 < 100 ∴ O.K

L / R = 6.12 / 14.05 × 100 = 43.547 , (18.6 < L/R ≤ 92.8)

f_{cag} = 0.9 × 1.25 × (140 - 0.82 ×(L/R - 18.6))

= 134.49 Mpa

f_c = 99.730 Mpa f_{bc} = 21.430 Mpa f_{bt} = 21.43 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -121.160$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -78.300$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-121.160) - (-78.300)}{-121.160} = 0.354$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.354 / 10 = 1.035$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.035 \times 0.90) = 21.814$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 175 = 157.50$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 175 = 157.50$ Mpa

$f_{ca} = f_{cag} \times f_{cal} / f_{cao}$

$= 134.490 \times 157.5 / 157.5 = 134.49$ Mpa

$\therefore f_c = 99.73$ Mpa $< f_{ca} = 134.49$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 175, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 175 = 157.50$ Mpa

$\therefore f_b = 21.43$ Mpa $< f_{ba} = 157.50$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

$f_{ea} = 0.9 \times 1800000 / (L/R)^2$

$= 854.28$ Mpa

$$F = \frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_b}{f_{ba} \times (1 - f_c / f_{ea})}$$

$$= \frac{99.73}{134.49} + \frac{21.43}{157.50 \times (1 - 99.73 / 854.28)}$$

$= 0.742 + 0.154 = 0.896 \le 1.0$ ∴ O.K

$$F = f_c + \frac{f_b}{(1 - f_c / f_{ea})}$$

$$= 99.73 + \frac{21.43}{(1 - 99.73 / 854.28)}$$

$= 99.730 + 24.262 = 123.992 < f_{cal} = 157.5$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

r/t = 20.320 / 0.90 = 22.578 (r/t ≤125) (r:강관의 반지름)

τ_a = 0.9 × 1.25 × { 80 - 0.0019 $(r/t)^2$ } = 88.91 Mpa

τ = 2.720 Mpa < τ_a = 88.910 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{121.160}{134.490} + \left\{\frac{2.720}{88.910}\right\}^2$$

$$= 0.901 + 0.031^2 = 0.902 \leq 1.0$$ ∴ O.K

압축응력 검토			휨압축응력 검토			전단응력 검토		
fc	f_{ca}	비 고	f_b	f_{ba}	비 고	τ	τ_a	비 고
99.73	134.49	O.K	21.43	157.500	O.K	2.720	88.91	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.896	O.K	123.992	157.50	O.K	0.902	O.K

4.2.2 버팀보 (Φ406.4mm, t=12mm) : 7 단 ~ 9 단

1) 사용강재

▣ 사용 강재 : Φ406.4mm, t=12mm

1. Φ318.5mm, t=10mm 2. Φ355.6mm, t=10mm 3. Φ406.4mm, t=10mm
4. Φ406.4mm, t=12mm 5. Φ457.2mm, t=10mm 6. Φ500.0mm, t=10mm
7. Φ500.0mm, t=14mm 8. Φ508.0mm, t=10mm 9. Φ508.0mm, t=14mm
10. 기타(규격외 강관 입력란 참조)Φ406.4mm, t=12mm

▶ 규격외 강관 입력란 (선택사항)

규 격	D (mm)	406.4	t (mm)	12.0
단위중량 w (kgf/m)	116.7	단 면 적 A (cm^2)		148.685
단면2차모멘트	I (cm^4)	28937		
단면2차반경	R (cm)	14.0		
단면계수	Z (cm^3)	1424		

사용 강관 종류 ---------- 4

[Φ 406.4 mm, t = 12 mm]

(r_2 20.320 cm r_1 19.120 cm)

버팀보의 사용 갯수 ---------- 1 EA

버팀보의 수평방향 설치간격 ---------- 2.2 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 45.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

버팀보 위에 작용하는 등분포하중 (w) ---------- 5.00 kN/m

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 1085.30 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 6.120 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 6.120 m

강재의 허용응력 보정계수 ---------- 0.9

(강재의 재사용과 장기사용등을 고려하여 보정계수 0.9를 적용)

2) 버팀보의 제원 (C.T.C = 2.2 M)

◈ 사용강관 제원 : Ø 406.4mm, t=12mm(SS400)

E (Mpa)	A (cm^2)	Z (cm^3)	I (cm^4)	R (cm)
210,000	148.700	1,430	28,900	14.00

3) 버팀보에 작용하는 단면력 계산

(1) 설계축력 (N)

가. 최대작용축력 = 1085.300 / 1 EA / cos (45.0 °) = 1534.846 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 1534.846 + 120.000 = 1654.846 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 1654.85 / 148.7 × 1.0 = 11.129 kN/cm^2

(3) 설계 휨모멘트 (M)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 휨모멘트 (M) = $w \times L^2 / 8$ = 5.00 × 6.12^2 / 8 = 23.41 kN · m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 23.41 / 1430 × 100 = 1.637 kN/cm^2

(5) 설계 전단력(S)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 전단력 (S) = w × L / 2 = 5.00 × 6.12 / 2 = 15.30 kN

(6) 전단응력 : τ (r_2 : 외측반지름 r_1 : 내측 반지름)

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.206 \ kN/cm^2$$

3) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 6.12 / 14.00 × 100 = 43.714 < 100 ∴ O.K

L / R = 6.12 / 14.00 × 100 = 43.714 , (18.6 < L/R ≤ 92.8)

f_{cag} = 0.9 × 1.25 × (140 - 0.82 ×(L/R - 18.6))

= 134.33 Mpa

f_c = 111.290 Mpa f_{bc} = 16.370 Mpa f_{bt} = 16.37 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -127.660$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -94.920$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-127.660) - (-94.920)}{-127.660} = 0.256$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.256 / 10 = 1.026$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.026 \times 1.20) = 16.504$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 175 = 157.50$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 175 = 157.50$ Mpa

$f_{ca} = f_{cag} \times f_{cal} / f_{cao}$

$= 134.330 \times 157.5 / 157.5 = 134.33$ Mpa

$\therefore f_c = 111.29$ Mpa $< f_{ca} = 134.33$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 175, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 175 = 157.50$ Mpa

$\therefore f_b = 16.37$ Mpa $< f_{ba} = 157.50$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

$f_{ea} = 0.9 \times 1800000 / (L/R)^2$

$= 847.76$ Mpa

$$F = \frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_b}{f_{ba} \times (1 - f_c / f_{ea})}$$

$$= \frac{111.29}{134.33} + \frac{16.37}{157.50 \times (1 - 111.29 / 847.76)}$$

$= 0.828 + 0.120 = 0.948 \le 1.0$ ∴ O.K

$$F = f_c + \frac{f_b}{(1 - f_c / f_{ea})}$$

$$= 111.29 + \frac{16.37}{(1 - 111.29 / 847.76)}$$

$= 111.290 + 18.844 = 130.134 < f_{cal} = 157.5$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

r/t = 20.320 / 1.20 = 16.933 (r/t ≤125) (r:강관의 반지름)

τ_a = 0.9 × 1.25 × { 80 - 0.0019 $(r/t)^2$ } = 89.387 Mpa

τ = 2.060 Mpa < τ_a = 89.387 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{127.660}{134.330} + \left\{\frac{2.060}{89.387}\right\}^2$$

$$= 0.950 + 0.023^2 = 0.951 \leq 1.0$$ ∴ O.K

압축응력 검토			휨압축응력 검토			전단응력 검토		
fc	f_{ca}	비 고	f_b	f_{ba}	비 고	τ	τ_a	비 고
111.29	134.33	O.K	16.37	157.500	O.K	2.060	89.39	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.948	O.K	130.134	157.50	O.K	0.951	O.K

4.3 버팀보 띠장 설계

4.3.1 버팀보 띠장 (1 ~ 6) 단 (H - 300 x 305)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15					
▣ 단면 제원 :						
A =	13,480	mm^2	rx =	126	mm	
w =	1	kN/m	ry =	73	mm	
Ix =	215,000,000	mm^4	Zx =	1,440,000	mm^3	
Iy =	71,000,000	mm^4	Zy =	466,000	mm^3	

- 버팀보 C.T.C = 2.200 m

2) 단면력 산정 : 토압에 의한 띠장 위치의 반력을 등분포 하중으로 하고 버팀보 수평 거리를 지간으로 하는 단순보, 3-경간 연속보의 2가지 경우의 최대값 적용

- 등분포하중(W) = 707.500 / 2.200 = 321.591 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

M_1 = 1/8 WL^2 1/8 x 321.591 x 2.200 x 2.200 = 194.563 kN · m

- 연속보로 적용시

M_2 = 1/10 WL^2 1/10 x 321.591 x 2.200 x 2.200 = 155.650 kN · m

∴ Mmax max (155.650 , 194.563) = 194.563 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 321.591 x 2.200 = 412.708 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 321.591 x 2.200 = 424.500 kN

∴ Smax max (412.708 , 424.500) = 424.500 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 194,562,555 / 1,440,000 = 135.113 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 424,500 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15)] 104.815 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 2,200 / 305 = 7.213 (4.6 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 0.90 x 1.25 x [140 - 2.49 x (ℓ/b - 4.6)] = 150.181 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 0.90 x 100.000 = 90.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력 fba = 150.181 MPa > fb = 135.113 MPa ∴ O.K !

전단응력 va = 90.000 MPa < v = 104.815 MPa tiffner 필요

총소요 단면적 = Smax / va = 424500.12 / 90 = 4716.668 mm^2

추가필요 단면적 = 4716.668 - 4050 = 666.668 mm^2

사용 PL = 2PL - 145 x 270 x 14

사용 PL 단면적 (Aw') = 145 x 270 x 14 x 2ea / 2500 = 438.5 mm^2

소요 STIFFENER 수량 (n) = (666.668 / 438.48) + 1ea ≒ 3 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 412708.45 / (4050 + 438.48 x 3ea)

= 76.920 MPa

전단응력 va = 90.0 MPa > v = 76.920 MPa ∴ O.K !

4.3.2 버팀보 띠장 (7 ~ 9) 단 (H - 440 x 300)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18						
▣ 단면 제원 :							
A =	15,740	mm^2		rx =	189	mm	
w =	1.240	kN/m		ry =	71.800	mm	
Ix =	561,000,000	mm^4		Zx =	2,550,000	mm^3	
Iy =	81,100,000	mm^4		Zy =	541,000	mm^3	

- 버팀보 C.T.C = 2.200 m

2) 단면력 산정 : 토압에 의한 띠장 위치의 반력을 등분포 하중으로 하고 버팀보 수평 거리를 지간으로 하는 단순보, 3-경간 연속보의 2가지 경우의 최대값 적용

- 등분포하중(W) = 1,085.300 / 2.200 = 493.318 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

M_1 = 1/8 WL^2 1/8 x 493.318 x 2.200 x 2.200 = 298.457 kN · m

- 연속보로 적용시

M_2 = 1/10 WL^2 1/10 x 493.318 x 2.200 x 2.200 = 238.766 kN · m

∴ Mmax max (238.766 , 298.457) = 298.457 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 493.318 x 2.200 = 633.091 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 493.318 x 2.200 = 651.180 kN

∴ Smax max (633.091 , 651.180) = 651.180 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 298,457,390 / 2,550,000 = 117.042 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 651,180 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11)] 146.530 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 2,200 / 300 = 7.333 (4.6 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 0.90 x 1.25 x [140 - 2.49 x (ℓ/b - 4.6)] = 149.844 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 0.90 x 100.000 = 90.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력 fba = 149.844 MPa > fb = 117.042 MPa ∴ O.K !

전단응력 va = 90.000 MPa < v = 146.530 MPa tiffner 필요

총소요 단면적 = Smax / va = 651179.76 / 90 = 7235.331 mm^2

추가필요 단면적 = 7235.331 - 4444 = 2791.331 mm^2

사용 PL = 2PL - 145 x 404 x 14

사용 PL 단면적 (Aw') = 145 x 404 x 14 x 2ea / 1500 = 1093.5 mm^2

소요 STIFFENER 수량 (n) = (2791.331 / 1093.493) + 1ea ≒ 4 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 633091.433333333 / (4444 + 1093.493 x 4ea)

= 71.796 MPa

전단응력 va = 90.0 MPa > v = 71.796 MPa ∴ O.K !

4.4 E/Anchor 설계

1) 설 계 제 원

(1) 사용 ANCHOR의 제원

▣ 사용 PC강선: PC strand Φ12.7 mm		▣ 탄성계수(Ep):	200000 MPa
▣ 단 면 적(A):	98.71 mm^2/ea	▣ 항복강도(fpy):	1600.0 MPa
▣ 주 변 장(U):	39.898 mm	▣ 극한강도(fpu):	1900.0 MPa

(2) ANCHOR의 허용인장력

앵커의 종류		사용기간	인장재 극한하중 (Pu)에 대하여	인장재 항복하중 (Py)에 대하여	비 고
가 설 앵 커		2년미만	0.65 Pu	0.80 Py	적 용
영구앵커	상 시	2년이상	0.60 Pu	0.75 Py	
	지진시	2년이상	0.75 Pu	0.90 Py	

- 허용인장력(Pa)는 다음중 작은값 적용

Pa1 = 0.60 x 1900 x 98.71 x 1/1000 = 121.907 kN/ea

Pa2 = 0.75 x 1600 x 98.71 x 1/1000 = 126.349 kN/ea

∴ 허용인장력(Pa) = MIN(121.907, 126.349) = 121.907 kN/ea

(3) 굴착지반의 지층구성

지층번호	심 도 (m)	Φ (deg)	N 치 (회/0.3m)	τ (MPa)	토 질	비 고
1	12.500	28.0	50	0.45	모래층	
2	20.800	35.0	50	0.45	자갈층	
3	27.700	29.0	50	0.40	풍화토	
4	30.600	33.0	50	0.60	풍화암	
5	50.000	36.0	50	0.60	연암	
6	60.000	40.0	50	0.60	경암	

(4) GROUND ANCHOR의 설치 제원

NO	설치심도 (m)	설치간격 (m)	경사각 (deg)	반 력 (kN)	강선수 (ea)	천공직경 (mm)	최소축력 (kN)
1	18.400	1.200	30.000	502.600	5	100.000	503.000
2	19.900	1.200	30.000	505.600	5	100.000	506.000
3	21.400	1.200	30.000	550.000	6	100.000	550.000
4	22.900	1.200	30.000	550.000	6	100.000	550.000
5	24.400	1.200	30.000	550.000	6	100.000	550.000
6	25.900	1.200	30.000	550.000	6	100.000	550.000

(5) GROUND ANCHOR의 강선수계산 (Jacking Force 계산 참조)

- N(1단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 545.593 / 121.907 = 4.48 ea

  ∴ N(1단 강선수) = 4.48 ea < 5.0 ea ∴ O.K !

- N(2단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 548.593 / 121.907 = 4.50 ea

  ∴ N(2단 강선수) = 4.50 ea < 5.0 ea ∴ O.K !

- N(3단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 602.001 / 121.907 = 4.94 ea

  ∴ N(3단 강선수) = 4.94 ea < 6.0 ea ∴ O.K !

- N(4단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 602.948 / 121.907 = 4.95 ea

  ∴ N(4단 강선수) = 4.95 ea < 6.0 ea ∴ O.K !

- N(5단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 604.074 / 121.907 = 4.96 ea

  ∴ N(5단 강선수) = 4.96 ea < 6.0 ea ∴ O.K !

- N(6단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 606.679 / 121.907 = 4.98 ea

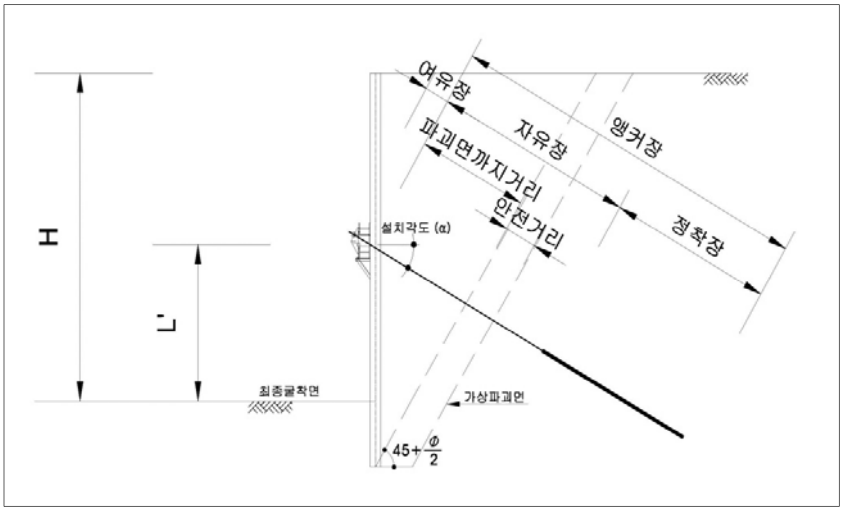
  ∴ N(6단 강선수) = 4.98 ea < 6.0 ea ∴ O.K !

2) GROUND ANCHOR의 자유장 산정

토층의 파괴면을 그 층의 내부마찰각에 따라 45+φ/2 로 가정한 다음 앵커의 자유장이 파괴면 밖에 위치하도록 설계한다. 여기서, 계산상의 안전거리는 굴착깊이를 H라 하면 0.15 x H로 하여 최소 1.5 m이상 이어야 한다.

즉 설계 자유장 > 앵커지점에서 가상파괴면까지의 거리 + 0.15 x H(1.5m이상)로 하며, 최소 설계 자유장은 4.0 m 이상으로한다.

- 지층번호 1의 가상파괴면 각도(β1) =	45 °	+ 28 °	/ 2 =	59.00 °
- 지층번호 2의 가상파괴면 각도(β1) =	45 °	+ 35 °	/ 2 =	62.50 °
- 지층번호 3의 가상파괴면 각도(β1) =	45 °	+ 29 °	/ 2 =	59.50 °
- 지층번호 4의 가상파괴면 각도(β1) =	45 °	+ 33 °	/ 2 =	61.50 °
- 지층번호 5의 가상파괴면 각도(β1) =	45 °	+ 36 °	/ 2 =	63.00 °
- 지층번호 6의 가상파괴면 각도(β1) =	45 °	+ 40 °	/ 2 =	65.00 °



(1) GROUND ANCHOR NO.1(설치심도:18.400m, 적용토층:풍화암)

- 앵커지점에서 가상파괴면 까지의 거리(Lf)

$$Lf = \frac{\sin(90 - \beta 1) \times L'}{\sin(\alpha + \beta 1)} = \frac{\sin(90.0 - 61.50) \times 10.56}{\sin(30.00 + 61.50)} \quad 5.040 \text{ m}$$

- 앵커의 안전거리(Lu)

Lu = MAX(0.15 x H , 1.50m) = MAX(0.15 x 28.958 , 1.500m) = 4.344 m

(2) GROUND ANCHOR NO.2(설치심도:19.900m, 적용토층:풍화암)

- 앵커지점에서 가상파괴면 까지의 거리(Lf)

$$Lf = \frac{\sin(90 - \beta 1) \times L'}{\sin(\alpha + \beta 1)} = \frac{\sin(90.0 - 61.50) \times 9.06}{\sin(30.00 + 61.50)} \quad 4.324 \text{ m}$$

- 앵커의 안전거리(Lu)

Lu = MAX(0.15 x H , 1.50m) = MAX(0.15 x 28.958 , 1.500m) = 4.344 m

(3) GROUND ANCHOR NO.3(설치심도:21.400m, 적용토층:연암)

- 앵커지점에서 가상파괴면 까지의 거리(Lf)

$$Lf = \frac{\sin(90 - \beta 1) \times L'}{\sin(\alpha + \beta 1)} = \frac{\sin(90.0 - 63.00) \times 7.56}{\sin(30.00 + 63.00)} \quad 3.436 \text{ m}$$

- 앵커의 안전거리(Lu)

Lu = MAX(0.15 x H , 1.50m) = MAX(0.15 x 28.958 , 1.500m) = 4.344 m

(4) GROUND ANCHOR NO.4(설치심도:22.900m, 적용토층:연암)

- 앵커지점에서 가상파괴면 까지의 거리(Lf)

$$Lf = \frac{\sin(90 - \beta 1) \times L'}{\sin(\alpha + \beta 1)} = \frac{\sin(90.0 - 63.00) \times 6.06}{\sin(30.00 + 63.00)} \quad 2.754 \text{ m}$$

- 앵커의 안전거리(Lu)

Lu = MAX(0.15 x H , 1.50m) = MAX(0.15 x 28.958 , 1.500m) = 4.344 m

(5) GROUND ANCHOR NO.5(설치심도:24.400m, 적용토층:연암)

- 앵커지점에서 가상파괴면 까지의 거리(Lf)

$$Lf = \frac{\sin(90 - \beta 1) \times L'}{\sin(\alpha + \beta 1)} = \frac{\sin(90.0 - 63.00) \times 4.56}{\sin(30.00 + 63.00)} \quad 2.072 \text{ m}$$

- 앵커의 안전거리(Lu)

Lu = MAX(0.15 x H , 1.50m) = MAX(0.15 x 28.958 , 1.500m) = 4.344 m

(6) GROUND ANCHOR NO.6(설치심도:25.900m, 적용토층:연암)

- 앵커지점에서 가상파괴면 까지의 거리(Lf)

$$Lf = \frac{\sin(90 - \beta 1) \times L'}{\sin(\alpha + \beta 1)} = \frac{\sin(90.0 - 63.00) \times 3.06}{\sin(30.00 + 63.00)} \quad 1.390 \text{ m}$$

- 앵커의 안전거리(Lu)

Lu = MAX(0.15 x H , 1.50m) = MAX(0.15 x 28.958 , 1.500m) = 4.344 m

앵커 NO	파괴면 까지 거리 (m)	안전거리 (m)	소요 자유장 (m)	설계 자유장 (m)	비 고
1	5.040	4.344	9.383	20.000	∴ O.K !
2	4.324	4.344	8.667	20.000	∴ O.K !
3	3.436	4.344	7.780	19.000	∴ O.K !
4	2.754	4.344	7.098	18.000	∴ O.K !
5	2.072	4.344	6.416	17.000	∴ O.K !
6	1.390	4.344	5.734	15.000	∴ O.K !

3) JACKING FORCE 계산

(1) 정착장치의 활동에 의한 Prestress의 감소

$\Delta fps = Ep \times \Delta L / L$

$\Delta Pp = \Delta fp \times A \times N$

여기서, Δfps : P.C강선의 인장응력 감소량 (MPa)

ΔPp : 정착장치 활동에 의한 Prestress의 감소량 (kN)

L : 자유장 + 0.5 (m)

ΔL : 정착장치에서 P.C강선의 활동량 (= 3.00mm)

Ep : P.C강선의 탄성계수 (= 200000 MPa)

A : 사용 P.C강선의 1ea당 단면적 (= 98.71mm² /ea)

앵커 NO	자 유 장 +0.5 (m)	단 면 적 (mm^2)	Δfps (MPa)	ΔPp (kN)	비 고
1	20.500	493.550	29.3	14.461	
2	20.500	493.550	29.3	14.461	
3	19.500	592.260	30.8	18.242	
4	18.500	592.260	32.4	19.189	
5	17.500	592.260	34.3	20.315	
6	15.500	592.260	38.7	22.920	

(2) RELAXATION에 의한 Prestress의 감소

$\Delta Ppr1 = K \times fpt \times A \times N =$ 0.050 x 1.140 x 98.71 x 5 ea = 28.132 kN

$\Delta Ppr2 = K \times fpt \times A \times N =$ 0.050 x 1.140 x 98.71 x 5 ea = 28.132 kN

$\Delta Ppr3 = K \times fpt \times A \times N =$ 0.050 x 1.140 x 98.71 x 5 ea = 33.759 kN

$\Delta Ppr4 = K \times fpt \times A \times N =$ 0.050 x 1.140 x 98.71 x 6 ea = 33.759 kN

$\Delta Ppr5 = K \times fpt \times A \times N =$ 0.050 x 1.140 x 98.71 x 6 ea = 33.759 kN

$\Delta Ppr6 = K \times fpt \times A \times N =$ 0.050 x 1.140 x 98.71 x 6 ea = 33.759 kN

여기서, ΔPpr : RELAXATION에 의한 Prestress의 감소량(kN)

K : P.C 강선의 겉보기 RELAXATION 값 (= 5.0%)

fpt : 손실이 일어난 후의 사용하중 상태에서의 응력 (MPa)

(0.60fpu 와 0.75fpy 중 작은값 적용)

0.60fpu = 0.60 x 1900 = 1140.00 MPa

0.75fpy = 0.75 x 1600 = 1200.00 MPa

∴ fpt = MIN(1,140.00 , 1,200.00) = 1140.00 MPa

(3) Jacking Force 및 늘음량 (Elongation)

- Jacking Force (Jf) = Tmax + ΔPp + ΔPpr
- Elongation (ε) = Jacking Force x L / (Ep x A x N)

앵커 NO	최소축력 (kN)	ΔPp (kN)	ΔPpr (kN)	Jacking Force (kN)	자유장 + 0.5 m (m)	Elongation ε (mm)	비 고
1	503.000	14.461	28.132	545.593	20.500	113.308	
2	506.000	14.461	28.132	548.593	20.500	113.931	
3	550.000	18.242	33.759	602.001	19.500	99.104	
4	550.000	19.189	33.759	602.948	18.500	94.169	
5	550.000	20.315	33.759	604.074	17.500	89.245	
6	550.000	22.920	33.759	606.679	15.500	79.387	

4) GROUND ANCHOR 의 정착장 검토

Anchor의 정착길이는 설계정착력으로 부터 구해지는 마찰저항길이와 인장재의 부착저항길이 중 큰 값으로 하며 진행파괴 가능성을 고려하여 3~10m 범위에서 사용하는데 이때 최소정착길이는 3.0m 이상으로 한다.

- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ)
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa)

여기서, Tmax : 설계축력

Fs : 안전율 = 2.5

D : 앵커체의 지름 = 100 mm

τa : 인장재의 허용부착응력 (MPa)

τ : 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (MPa)

U : 인장재의 주변장 (mm)

N : 인장재의 개수 (EA)

- 지반의 종류에 따른 주면마찰저항력 (τ)

지반의 종류		마 찰 저 항 (MPa)	비고
암반	경암	1.5 - 2.5	
	연암	1.0 - 1.5	
	풍화암	0.6 - 1.0	
자갈 (N치)	10	0.10 - 0.20	
	20	0.17 - 0.25	
	30	0.25 - 0.35	
	40	0.35 - 0.45	
	50	0.45 - 0.70	
모래 (N치)	10	0.10 - 0.14	
	20	0.18 - 0.22	
	30	0.23 - 0.27	
	40	0.29 - 0.35	
	50	0.30 - 0.40	
점성토		10.0 ~ 13.0 C	

- 주입재와 인장재의 허용부착응력 (τa)

지반의 종류	단기 허용부착응력	장기 허용부착응력
토 사	0.4 MPa	0.7 MPa
암	0.7 MPa	1.0 MPa

(1) GROUND ANCHOR NO.1

- 설계축력(Jacking Force) : Tmax = 545.593 kN
- 토 층 : 연암 (τ ≒ 1.0 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 545.593 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 1.00)
  = 4341.69 mm = 4.342 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 545.593 x 1000 / (39.898 x 5 x 0.7)
  = 3907.06 mm = 3.907 m

∴ 설계정착길이 = 4.342 m < 4.500 m ∴ O.K !

(2) GROUND ANCHOR NO.2

- 설계축력(Jacking Force) : Tmax = 548.593 kN
- 토 층 : 연암 (τ ≒ 1.0 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 548.593 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 1.00)
  = 4365.56 mm = 4.366 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 548.593 x 1000 / (39.898 x 5 x 0.7)
  = 3928.54 mm = 3.929 m

∴ 설계정착길이 = 4.366 m < 4.500 m ∴ O.K !

(3) GROUND ANCHOR NO.3

- 설계축력(Jacking Force) : Tmax = 602.001 kN

- 토　　층 : 연암 (τ ≒ 1.0 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 602.001 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 1.00)
　　= 4790.57 mm = 4.791 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 602.001 x 1000 / (39.898 x 5 x 0.7)
　　= 4311.00 mm = 4.311 m

∴ 설계정착길이 = 4.791 m < 5.000 m ∴ O.K !

(4) GROUND ANCHOR NO.4

- 설계축력(Jacking Force) : Tmax = 602.948 kN
- 토　　층 : 연암 (τ ≒ 1.0 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 602.948 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 1.00)
　　= 4798.11 mm = 4.798 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 602.948 x 1000 / (39.898 x 6 x 0.7)
　　= 3598.15 mm = 3.598 m

∴ 설계정착길이 = 4.798 m < 5.000 m ∴ O.K !

(5) GROUND ANCHOR NO.5

- 설계축력(Jacking Force) : Tmax = 604.074 kN
- 토　　층 : 연암 (τ ≒ 1.0 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 604.074 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 1.00)
　　= 4807.07 mm = 4.807 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 604.074 x 1000 / (39.898 x 6 x 0.7)
　　= 3604.87 mm = 3.605 m

∴ 설계정착길이 = 4.807 m < 5.000 m ∴ O.K !

(6) GROUND ANCHOR NO.6

- 설계축력(Jacking Force) : Tmax = 606.679 kN
- 토　　층 : 연암 (τ ≒ 1.0 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 606.679 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 1.0)
　　= 4827.80 mm = 4.828 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 606.679 x 1000 / (39.898 x 6 x 0.7)
　　= 3620.42 mm = 3.620 m

∴ 설계정착길이 = 4.828 m < 5.000 m ∴ O.K !

5) GROUND ANCHOR 소요장 집계

앵커 NO	자 유 장 (m)	정 착 장 (m)	여 유 장 (m)	계 (m)	비 고
1	20.000	4.500	1.500	26.000	
2	20.000	4.500	1.500	26.000	
3	19.000	5.000	1.500	25.500	
4	18.000	5.000	1.500	24.500	
5	17.000	5.000	1.500	23.500	
6	15.000	5.000	1.500	21.500	

6) GROUND ANCHOR 일람표

앵커 NO	규 격 (P.C Strand)	경사각 (deg)	자 유 장 (m)	정 착 장 (m)	여 유 장 (m)	계 (m)	Jacking Force (kN)
1	Φ12.7mm x 5ea	30.000	20.000	4.500	1.500	26.000	545.593
2	Φ12.7mm x 5ea	30.000	20.000	4.500	1.500	26.000	548.593
3	Φ12.7mm x 6ea	30.000	19.000	5.000	1.500	25.500	602.001
4	Φ12.7mm x 6ea	30.000	18.000	5.000	1.500	24.500	602.948
5	Φ12.7mm x 6ea	30.000	17.000	5.000	1.500	23.500	604.074
6	Φ12.7mm x 6ea	30.000	15.000	5.000	1.500	21.500	606.679

4.5 GROUND ANCHOR부 띠장 설계 (2H - 250 x 255)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	2H - 250 x 255 x 14 x 14 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	10470.0	mm^2	rx =	105.00	mm
w =	0.822	kN/m	ry =	60.90	mm
Ix =	115000000.0	mm^4	Zx =	919000.0	mm^3
Iy =	38800000.0	mm^4	Zy =	304000.0	mm^3

- Jacking Force = 606.679 kN
- EARTH ANCHOR C.T.C = 1.200 m
- ANCHOR 작용하는 최대반력 (Tmax) = 606.679 kN
- EARTH ANCHOR 경사각 (α) = 30 deg
- 상부거리(Xu) = 0.200 m
- 하부거리(Xd) = 0.350 m
- 작용하중(T1) = Tmax x Xu x COS(α) / L = 606.679 x 0.2 x COS(30) / 0.550
  = 191.054 kN
- 작용하중(T2) = Tmax x COS(α) - 작용하중(T1) = 606.679 x COS(30) - 191.054
  = 334.345 kN

∴설계하중 (w) = MAX(191.054, 334.345) = 334.345 kN

2) 단면력 산정

Mmax = Pℓ / 4 = (334.345 x 1.200) / 4 = 100.304 kN·m

Smax = Tmax = 334.345 = 200.607 kN

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 100,304,000.0 / 919,000.0 = 109.1 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 200,607.0 / [(250.0 - 14.0 x 2) x 14)] = 64.5 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 1,200.0 / 255.0 = 4.706 (4.6 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 0.90 x 1.25 x [140 - 2.49 x (ℓ/b - 4.6)] = 157.2 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 0.90 x 100.0 = 90.0 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	157.2 MPa	>	fb =	109.1 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	90.0 MPa	>	v =	64.5 MPa	∴ O.K !

5. 결과값 정리

5.1 부재검토 요약

공 종		단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
쉬트 파일	휨응력	MPa	193.80	202.50	1.04	∴ O.K	합성파일 (SY30)
	압축응력	MPa	5.11	229.50	44.93	∴ O.K	
	전단응력	MPa	15.85	112.50	7.10	∴ O.K	
	조합응력		0.981	1.000	1.02	∴ O.K	
버팀보 (9t)	작용력	kN/ea	1120.56				Φ406.4mm, t=9mm (SS400)
	조합응력		0.90	1.00	1.11	∴ O.K	
버팀보 (12t)	작용력	kN/ea	1654.85				Φ406.4mm, t=12mm (SS400)
	조합응력		0.95	1.00	1.05	∴ O.K	
G/A 1단	반 력	kN/ea	502.60				P.C strand Φ12.7 mm x 5ea
	J/F	kN/ea	545.59				

G/A 2단	반 력		kN/ea	505.60				P.C strand
	J/F		kN/ea	548.59				Φ12.7 mm x 5ea
G/A 3단	반 력		kN/ea	550.00				P.C strand
	J/F		kN/ea	602.00				Φ12.7 mm x 6ea
G/A 4단	반 력		kN/ea	550.00				P.C strand
	J/F		kN/ea	602.95				Φ12.7 mm x 6ea
G/A 5단	반 력		kN/ea	550.00				P.C strand
	J/F		kN/ea	604.07				Φ12.7 mm x 6ea
G/A 6단	반 력		kN/ea	550.00				P.C strand
	J/F		kN/ea	606.68				Φ12.7 mm x 6ea
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	135.11	150.18	1.11	∴ O.K	H - 300x305x15x15
		전단응력	MPa	76.92	90.00	1.17	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 H440	휨응력	MPa	117.04	149.84	1.28	∴ O.K	H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	71.80	90.00	1.25	∴ O.K	(SS400)
	G/A	휨응력	MPa	109.15	157.20	1.44	∴ O.K	2H - 250x255x14x14
		전단응력	MPa	64.55	90.00	1.39	∴ O.K	(SS400)

5.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	4.80	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	27.89㎜	<	57.92㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/714	<	1/300	∴ O.K

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+110 NBB-5 GL-10M적용)

UNIT    SI

SOIL   1   매립층
           18       9       0       26      12000       0         0       0
       2   퇴적층(점토)
           17       8       20      15      14000       0         0       0
       3   퇴적층(모래)
           18       9       0       28      20000       0         0       0
       4   퇴적층(자갈)
           20       11      0       35      32000       0         0       0
       5   풍화토
           20       11      21      29      31000       0         0       0
       6   풍화암
           21       12      30      33      34000       0         0       0
       7   연암
           23       14      200     36      50000       0         0       0
       8   경암
           26       17      400     40      80000       0         0       0
       9   성토층
           19       10      15      25      25000       0         0       0

PROFILE   1    12.5      3      3
          2    20.8      4      4
          3    27.7      5      5
          4    30.6      6      6
          5    50        7      7
          6    60        8      8

VWALL     1     30.6     .03456     5.38891E-04     2E+08     1     1     1     0     0
          2     31.6     .008336     .000133     2E+08     .8     .603     .201     0     0

STRUT   1    1       0.01124      6.12      2.2      300      0      0      0
        2    3       0.01124      6.12      2.2      300      0      0      0
        3    5       0.01124      6.12      2.2      300      0      0      0
        4    7       0.01124      6.12      2.2      350      0      0      0
        5    9       0.01124      6.12      2.2      350      0      0      0
        6    11      0.01124      6.12      2.2      400      0      0      0
        7    13      0.01487      6.12      2.2      400      0      0      0
        8    15      0.01487      6.12      2.2      400      0      0      0
        9    16.7    0.01487      6.12      2.2      400      0      0      0
```

```
ANCHOR   1   18.4    0.0004936     30     20     1.2      500     0    0
         2   19.9    0.0004936     30     20     1.2      500     0    0
         3   21.4    0.0005922     30     19     1.2      550     0    0
         4   22.9    0.0005922     30     18     1.2      550     0    0
         5   24.4    0.0005922     30     17     1.2      550     0    0
         6   25.9    0.0005922     30     15     1.2      550     0    0

SLAB   1     27.63   2         0         0
       2     17.98   1.8       0         0

WALL   1     17.98     27.63         2             0

Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.5
      GWL 11.3 11.3 10 0
      rankine 1.0 0.0 30
      LOAD  0  0.22  107  2.22  107   1
      SURCHARGE 50 0
      EXCAVATION 1.5

STEP  2  const strut 1 and excavation to 3.5
      const strut 1
      EXCAVATION 3.5

STEP  3  const strut 2 and excavation to 5.5
      const strut 2
      EXCAVATION 5.5

STEP  4  const strut 3 and excavation to 7.5
      const strut 3
      EXCAVATION 7.5

STEP  5  const strut 4 and excavation to 9.5
      const strut 4
      EXCAVATION 9.5

STEP  6  const strut 5 and excavation to 11.5
      const strut 5
      EXCAVATION 11.5
```

STEP 7 const strut 6 and excavation to 13.5

const strut 6
EXCAVATION 13.5

STEP 8 const strut 7 and excavation to 15.5
const strut 7

EXCAVATION 15.5

STEP 9 const strut 8 and excavation to 17.2

const strut 8
EXCAVATION 17.2

STEP 10 const strut 9 and excavation to 18.9

const strut 9

EXCAVATION 18.9

STEP 11 const anchor 1 and excavation to 20.4
const anchor 1

EXCAVATION 20.4

STEP 12 const anchor 2 and excavation to 21.9

const anchor 2
EXCAVATION 21.9

STEP 13 const anchor 3 and excavation to 23.4
const anchor 3

EXCAVATION 23.4

STEP 14 const anchor 4 and excavation to 24.9

const anchor 4
EXCAVATION 24.9

STEP 15 const anchor 5 and excavation to 26.4

const anchor 5

EXCAVATION 26.4

STEP 16 const anchor 6 and excavation to 27.63

const anchor 6

EXCAVATION 27.63

ground settlement

depth check

STEP 17 const slab1

CONSTRUCTION SLAB 1

```
STEP  18  remove anchor 6
      REMOVE ANCHOR 6
      FILL 0 0 25.422 9

STEP  19  const wall
      CONSTRUCTION WALL 1

STEP  20  remove anchor 5
      REMOVE ANCHOR 5

STEP  21  remove anchor 4
      REMOVE ANCHOR 4

STEP  22  remove anchor 3
      REMOVE ANCHOR 3

STEP  23  remove anchor 2
      REMOVE ANCHOR 2
      FILL 0 0 20.163 9

STEP  24  const slab2
      CONSTRUCTION SLAB 2

STEP  25  remove anchor1
      REMOVE ANCHOR 1
      FILL 0 0 17.98 9

STEP  26  peck check
      peck 0.65 0 0


END
```

6.2 OUTPUT DATA

S U N E X Ver W6.15 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2008-619 User : (주)진우엔지니어링
Input Data File = 05 종점부 ramp-b 쉬트파일(sta.8+110벽체).datDate : 2017-04-04
Project : 종점부 RAMP-B 1런 BOX검토 (STA.8+110 NBB-5 GL-10M적용)Time : 11:14:43

Step No. 99 << Pile, Strut, Anchor and Slab Force for each Step >>

>> Min and Max of Pile Force <<

Step	Exca	---- S H E A R(kN/m) ----				--- M O M E N T(kNm/m) ---			
No	Depth	Max	Depth	Min	Depth	Max	Depth	Min	Depth
1	1.50	33.55	5.10	-50.98	2.00	3.23	9.10	-96.05	3.40
-2	1.50	80.92	1.00	-55.44	1.00	33.23	2.80	-26.20	1.00
2	3.50	95.47	1.00	-58.17	1.00	62.42	3.10	-28.35	1.00
-3	3.50	71.65	3.00	-64.71	3.00	23.27	4.80	-26.24	3.00
3	5.50	103.53	3.00	-75.05	3.00	56.79	5.20	-52.45	3.00
-4	5.50	69.80	1.00	-68.77	5.00	17.78	6.80	-26.62	5.00
4	7.50	111.16	5.00	-78.11	5.00	61.24	7.10	-59.27	5.00
-5	7.50	78.55	7.00	-80.54	7.00	19.20	4.00	-38.77	7.00
5	9.50	127.73	7.00	-91.42	7.00	66.02	9.20	-76.81	7.00
-6	9.50	79.84	9.00	-79.25	9.00	19.62	4.00	-37.32	9.00
6	11.50	164.70	9.00	-102.50	9.00	100.85	11.50	-110.85	9.00
-7	11.50	96.94	11.00	-84.87	11.00	20.74	12.70	-44.08	11.00
7	13.50	206.29	11.00	-115.27	11.00	124.97	13.40	-134.09	11.00
-8	13.50	101.25	13.00	-85.51	11.00	28.06	14.40	-44.31	11.00
8	15.50	262.31	13.00	-138.42	13.00	162.00	15.40	-165.39	13.00
-9	15.50	135.33	13.00	-93.06	13.00	51.60	16.10	-58.79	13.00
9	17.20	289.25	15.00	-144.39	15.00	178.40	17.20	-146.45	15.00
-10	17.20	150.78	15.00	-100.92	15.00	77.28	17.70	-64.57	13.00
10	18.90	337.30	16.70	-155.96	16.70	218.37	18.90	-160.45	16.70
11	20.40	321.74	18.40	-177.01	16.70	276.70	20.20	-181.81	16.70
12	21.90	343.86	19.90	-169.33	16.70	338.10	21.70	-155.64	16.70
13	23.40	359.41	21.40	-190.86	18.40	367.53	23.10	-172.28	18.40
14	24.90	358.47	22.90	-227.78	18.40	397.21	24.50	-188.86	28.80
15	26.40	324.51	24.40	-249.43	27.80	383.77	25.80	-172.26	19.90
16	27.60	234.24	25.90	-238.49	18.40	248.04	26.90	-140.51	19.90
17	27.60	234.24	25.90	-238.49	18.40	248.04	26.90	-140.51	19.90
18	25.42	285.33	24.40	-242.53	27.60	305.78	25.70	-155.49	19.90
19	25.42	262.54	24.50	-234.15	27.70	305.78	25.70	-155.49	19.90
20	25.42	260.30	23.00	-230.76	27.70	295.31	25.40	-156.20	19.90

21	25.42	212.37	21.50	-231.87	27.70	277.01	25.50	-168.30	19.90
22	25.42	155.90	20.00	-232.66	18.30	274.38	25.50	-186.73	19.90
23	20.16	143.96	15.10	-350.62	27.70	222.23	25.50	-134.34	18.40
24	20.16	143.96	15.10	-350.62	27.70	222.23	25.50	-134.32	18.40
25	17.98	143.41	15.10	-387.60	27.70	211.81	27.60	-118.38	29.30
26	17.98	245.45	27.70	-249.51	27.50	25.38	25.40	-203.66	27.60

Note : Unit is per m, Pile Spacing must be multiplied to get Values for One Pile

>> Strut Force <<

		------- S T R U T N o. a n d D E P T H --------							
Step	Exca	1	2	3	4	5	6	7	8
No	Depth	1.0	3.0	5.0	7.0	9.0	11.0	13.0	15.0
1	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-2	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3.5	336.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-3	3.5	258.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	5.5	234.6	395.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-4	5.5	269.0	259.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.5	262.2	241.9	422.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-5	7.5	271.1	268.5	260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	9.5	272.5	258.5	240.5	489.2	0.0	0.0	0.0	0.0
-6	9.5	270.6	271.0	268.0	318.8	0.0	0.0	0.0	0.0
6	11.5	271.5	272.4	251.4	278.0	587.9	0.0	0.0	0.0
-7	11.5	270.5	270.9	269.6	323.2	327.5	0.0	0.0	0.0
7	13.5	270.3	272.2	271.0	302.3	280.0	707.5	0.0	0.0
-8	13.5	270.5	270.8	269.7	323.5	326.7	394.1	0.0	0.0
8	15.5	270.4	270.8	271.4	326.4	301.0	315.0	881.7	0.0
-9	15.5	270.4	270.8	270.1	324.1	321.2	376.9	502.5	0.0
9	17.2	270.4	270.7	270.0	326.0	324.0	346.6	393.1	954.1
-10	17.2	270.4	270.8	270.1	324.7	322.3	368.0	465.0	553.8
10	18.9	270.5	270.8	269.9	324.8	325.3	370.4	397.3	427.4
11	20.4	270.5	270.8	269.9	324.6	325.1	373.5	407.0	368.1

12	21.9	270.4	270.8	269.9	324.5	324.5	374.2	422.3	369.8
13	23.4	270.4	270.8	270.0	324.5	323.3	372.6	448.2	434.7
14	24.9	270.4	270.8	270.0	324.5	322.3	370.6	468.4	499.4
15	26.4	270.4	270.8	270.1	324.6	321.6	369.0	481.1	549.6
16	27.6	270.4	270.8	270.1	324.6	321.3	367.9	487.0	579.9
17	27.6	270.4	270.8	270.1	324.6	321.3	367.9	487.0	579.9
18	25.4	270.4	270.8	270.1	324.6	321.5	368.6	482.8	560.0
19	25.4	270.4	270.8	270.1	324.6	321.5	368.6	482.8	560.0
20	25.4	270.4	270.8	270.1	324.6	321.5	368.5	482.8	560.3
21	25.4	270.4	270.8	270.1	324.6	321.5	368.5	483.2	561.1
22	25.4	270.4	270.8	270.1	324.6	321.5	368.7	484.3	559.5
23	20.2	270.4	270.8	270.1	324.6	321.6	369.0	481.5	548.4
24	20.2	270.4	270.8	270.1	324.6	321.6	369.0	481.5	548.4
25	18.0	270.4	270.8	270.1	324.6	321.7	369.0	480.8	548.0
26	18.0	327.6	296.4	279.5	289.7	265.7	317.8	371.3	418.1

------- S T R U T No. and D E P T H --------

Step	Exca	9
No	Depth	16.7
1	1.5	0.0
-2	1.5	0.0
2	3.5	0.0
-3	3.5	0.0
3	5.5	0.0
-4	5.5	0.0
4	7.5	0.0
-5	7.5	0.0
5	9.5	0.0
-6	9.5	0.0
6	11.5	0.0
-7	11.5	0.0
7	13.5	0.0
-8	13.5	0.0
8	15.5	0.0

-9	15.5	0.0
9	17.2	0.0
-10	17.2	0.0
10	18.9	1085.3
11	20.4	866.7
12	21.9	669.4
13	23.4	433.4
14	24.9	271.2
15	26.4	182.9
16	27.6	153.4
17	27.6	153.4
18	25.4	177.4
19	25.4	177.4
20	25.4	178.1
21	25.4	174.4
22	25.4	157.8
23	20.2	176.2
24	20.2	176.3
25	18.0	185.5
26	18.0	394.7

Note : Unit of Force = (kN/ea),
Values are including effect of inclination of strut(1/cosΘ)

>> Anchor Force <<

		------ A N C H O R N o. a n d D E P T H --------					
Step	Exca	1	2	3	4	5	6
No	Depth	18.4	19.9	21.4	22.9	24.4	25.9
1	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-2	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-3	3.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	5.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-4	5.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-5	7.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

5	9.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-6	9.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	11.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-7	11.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	13.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-8	13.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	15.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-9	15.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	17.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-10	17.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	18.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	20.4	502.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	21.9	499.1	505.6	0.0	0.0	0.0	0.0
13	23.4	488.0	489.6	541.0	0.0	0.0	0.0
14	24.9	478.2	471.2	513.9	535.6	0.0	0.0
15	26.4	471.3	455.8	483.7	498.3	521.3	0.0
16	27.6	467.5	445.7	459.5	458.7	468.2	494.0
17	27.6	467.5	445.7	459.5	458.7	468.2	494.0
18	25.4	470.0	452.2	474.2	481.3	496.0	0.0
19	25.4	470.0	452.2	474.2	481.3	496.0	0.0
20	25.4	470.0	452.1	474.1	482.9	0.0	0.0
21	25.4	469.9	452.0	475.6	0.0	0.0	0.0
22	25.4	469.8	453.2	0.0	0.0	0.0	0.0
23	20.2	471.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24	20.2	471.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25	18.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
26	18.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Note : Unit of Force = (kN/ea)
Values are including effect of inclination of strut(1/cosΘ)

>> Slab Force <<

		-------- S L A B N o. a n d D E P T H --------	
Step	Exca	1	2
No	Depth	27.6	18.0
1	1.5	0.0	0.0
-2	1.5	0.0	0.0
2	3.5	0.0	0.0
-3	3.5	0.0	0.0
3	5.5	0.0	0.0
-4	5.5	0.0	0.0
4	7.5	0.0	0.0

-5	7.5	0.0	0.0
5	9.5	0.0	0.0
-6	9.5	0.0	0.0
6	11.5	0.0	0.0
-7	11.5	0.0	0.0
7	13.5	0.0	0.0
-8	13.5	0.0	0.0
8	15.5	0.0	0.0
-9	15.5	0.0	0.0
9	17.2	0.0	0.0
-10	17.2	0.0	0.0
10	18.9	0.0	0.0
11	20.4	0.0	0.0
12	21.9	0.0	0.0
13	23.4	0.0	0.0
14	24.9	0.0	0.0
15	26.4	0.0	0.0
16	27.6	0.0	0.0
17	27.6	0.0	0.0
18	25.4	-17.8	0.0
19	25.4	-17.8	0.0
20	25.4	-31.2	0.0
21	25.4	-39.2	0.0
22	25.4	-39.7	0.0
23	20.2	-437.0	0.0
24	20.2	-437.0	1.6
25	18.0	-524.3	170.4
26	18.0	530.4	200.5

Note : Unit of Force = (kN/m)

>> Maximum and Minimum Shear, Moment, Displacement and Pressure of Vertical Pile <<

		--- Shear(kN/m) ----		--- Moment(kNm/m) ---		변위(mm)	토압(kN/m2)
Node	Depth	Max.(Step)	Min.(step)	Max.(step)	Min.(step)	Max.(step)	Max(step)
1	0.00	0.03(1)	-0.69(2)	0.11(26)	0.00(0)	12.47(1)	67.33(26)
6	0.50	0.00(0)	-34.44(26)	0.00(0)	-8.40(26)	10.89(1)	71.24(26)
11	1.00	95.47(2)	-58.17(2)	0.00(0)	-34.62(26)	9.31(1)	73.00(26)
16	1.50	67.34(2)	-41.47(1)	12.20(2)	-27.05(1)	7.76(1)	72.76(26)
21	2.00	43.25(2)	-50.98(1)	39.65(2)	-50.89(1)	6.28(1)	71.80(26)
31	3.00	103.53(3)	-75.05(3)	62.40(2)	-92.18(1)	3.72(1)	69.58(26)
36	3.50	76.99(3)	-19.03(2)	58.24(2)	-95.89(1)	2.74(1)	68.10(26)

41	4.00	54.02(3)	-31.78(2)	44.74(2)	-89.91(1)	1.99(2)	66.78(26)
51	5.00	111.16(4)	-78.11(4)	56.23(3)	-61.89(1)	2.05(3)	65.95(5)
56	5.50	85.60(4)	-17.97(2)	53.98(3)	-45.29(1)	2.20(3)	66.86(6)
61	6.00	60.43(4)	-31.89(3)	40.97(3)	-30.31(1)	2.23(3)	68.97(6)
71	7.00	127.73(5)	-91.42(5)	60.73(4)	-76.81(5)	2.46(4)	73.79(6)
76	7.50	99.52(5)	-19.65(4)	57.80(4)	-31.29(6)	2.57(4)	74.33(7)
81	8.00	71.24(5)	-37.17(4)	42.67(4)	-40.34(6)	2.56(4)	76.44(7)
91	9.00	164.70(6)	-102.50(6)	64.74(5)	-110.85(6)	2.74(5)	79.82(7)
96	9.50	134.17(6)	-18.01(5)	63.38(5)	-41.67(7)	2.87(5)	79.77(8)
101	10.00	102.96(6)	-44.20(7)	48.47(5)	-54.35(7)	2.96(6)	80.86(8)
111	11.00	206.29(7)	-115.27(7)	92.91(6)	-134.09(7)	4.15(6)	86.27(8)
116	11.50	168.16(7)	-21.02(5)	100.85(6)	-58.61(8)	4.45(6)	84.13(9)
121	12.00	127.47(7)	-48.87(8)	90.38(6)	-72.70(8)	4.53(6)	84.33(25)
126	12.50	84.22(7)	-92.25(8)	86.71(7)	-107.86(8)	4.71(7)	89.59(25)
131	13.00	262.31(8)	-138.42(8)	117.44(7)	-165.39(8)	5.36(7)	95.64(25)
136	13.50	213.15(8)	-50.65(6)	124.40(7)	-57.71(9)	5.75(7)	101.73(25)
141	14.00	161.00(8)	-46.38(7)	109.48(7)	-59.90(9)	5.85(7)	107.85(25)
151	15.00	289.25(9)	-144.39(9)	152.63(8)	-146.45(9)	7.47(8)	120.23(8)
156	15.50	227.86(9)	-60.73(7)	161.28(8)	-71.20(10)	8.00(8)	126.49(8)
160	15.90	176.53(9)	-68.23(11)	149.77(8)	-84.26(11)	8.15(8)	131.52(9)
168	16.70	337.30(10)	-177.01(11)	162.25(9)	-181.81(11)	9.15(9)	141.67(9)
173	17.20	265.27(10)	-83.71(8)	178.40(9)	-106.06(12)	9.79(9)	148.07(9)
181	18.00	143.51(10)	-182.65(22)	154.40(10)	-108.82(13)	11.35(11)	158.41(10)
185	18.40	321.74(11)	-240.73(15)	199.10(10)	-172.28(13)	12.84(11)	163.62(24)
190	18.90	238.98(11)	-87.44(9)	218.37(10)	-123.03(14)	14.70(11)	170.18(24)
193	19.20	187.79(11)	-87.65(9)	214.00(10)	-120.45(14)	15.72(11)	174.13(11)
200	19.90	343.86(12)	-160.64(17)	265.79(11)	-186.73(22)	18.69(12)	183.44(11)
203	20.20	288.81(12)	-90.19(10)	276.70(11)	-141.87(22)	19.99(12)	187.45(22)
209	20.80	175.18(12)	-105.36(10)	259.85(12)	-107.42(21)	22.23(12)	195.54(12)
215	21.40	359.41(13)	-127.63(17)	329.83(12)	-148.06(21)	23.62(12)	201.24(12)
220	21.90	258.76(13)	-124.68(11)	333.61(12)	-51.79(21)	24.12(13)	205.97(12)
223	22.20	197.28(13)	-130.83(11)	317.18(12)	-48.06(9)	25.16(13)	208.80(22)
230	22.90	358.47(14)	-126.18(11)	361.66(13)	-75.86(10)	26.63(13)	215.38(22)
235	23.40	250.87(14)	-147.22(12)	360.27(13)	-78.88(10)	26.71(13)	220.06(13)
238	23.70	185.23(14)	-154.34(12)	339.72(13)	-75.59(10)	26.97(14)	222.86(22)
245	24.40	324.51(15)	-151.01(12)	395.46(14)	-109.19(11)	27.89(14)	229.37(22)
250	24.90	209.86(15)	-162.09(13)	381.46(14)	-111.25(11)	27.47(14)	234.00(22)
255	25.40	92.94(15)	-170.19(13)	365.58(15)	-103.33(12)	26.18(14)	238.62(15)
260	25.90	234.24(17)	-168.93(14)	382.34(15)	-139.10(12)	24.42(15)	243.22(15)
265	26.40	112.31(16)	-191.22(14)	338.99(15)	-147.41(12)	23.12(15)	247.81(15)
277	27.60	43.81(12)	-242.95(15)	211.81(25)	-203.66(26)	17.20(15)	258.76(16)
278	27.70	245.45(26)	-387.60(25)	171.65(25)	-178.22(26)	16.60(15)	0.00(0)
282	28.10	176.64(26)	-277.49(25)	75.17(16)	-169.50(13)	14.15(15)	0.00(0)
287	28.60	101.75(26)	-150.26(25)	4.51(9)	-187.07(14)	11.14(15)	0.00(0)

292	29.10	75.65(13)	-55.42(17)	10.35(26)	-179.97(14)	8.39(15)	0.00(0)
297	29.60	102.02(14)	-3.44(9)	21.16(26)	-140.40(14)	6.13(16)	0.00(0)
302	30.10	112.89(14)	-16.16(26)	17.07(26)	-92.95(15)	4.45(16)	0.00(0)
307	30.60	79.07(15)	-14.84(26)	8.35(26)	-43.51(15)	4.16(26)	0.00(0)
312	31.10	46.66(15)	-8.89(26)	2.47(26)	-12.20(15)	4.79(26)	0.00(0)
		--- Shear(kN/m) ----		--- Moment(kNm/m) ---		변위(mm)	토압(kN/m2)
Node	Depth	Max.(Step)	Min.(step)	Max.(step)	Min.(step)	Max.(step)	Max(step)
Max/Min		359.41	-387.60	397.21	-203.66	27.89	258.76

Note : Unit is per m, Pile Spacing must be multiplied to get Values for One Pile

Max Disp / Max Exdepth = 27.89mm/27.60m = 0.10%

우

서울제물포터널 민간투자사업 Ramp A&B 복공 구조물

콘크리트 직접기초 구조계산서 (Rev. 2)

L = 13.0m B = 2.0m

2017.04.

■ 콘크리트 직접기초 설계

1. 안정검토

※ 직접기초 지지력 검토

공 사 명 : 서울제물포터널 민간투자사업 | 시공구간 : Ramp A & B 복공 구조물기초

공 번 : NBB-5 | 기초심도 : GL.(-) 1.8m

● 지지력 산정 입력정수

– 기초폭(B)	2.00	m	– 기초 지반의 단위중량(γ_1)	0.90	tf/m^3
– 기초길이(L)	13.00	m	– 기초 지반의 단위중량(γ_2)	1.40	tf/m^3
– 기초근입깊이(D_f)	0.50	m	– 기초 지반의 내부마찰각(Φ)	32	°
– 지하수위 레벨(EL)	지반포화조건	m	– 기초 지반의 점착력(c)	1.8	tf/m^2
– 기초하부 영향 유효깊이(d')	1.79	m	– 설계하중(Q)	10.71	tf/m^2
– 하중방향의 경사각(β)	0	°		107.13	kN/m^2

– 유효깊이(d')=0.5xBxtan(45 ° +Φ/2)= 0.5 x 2.0 x tan(45 + 31.7 / 2) = 1.79 m

– C_{av}, Φ_{av} 값 산정

$$C_{av} = \frac{C_1H_1+C_2H_2+\cdots+C_nH_n}{\Sigma H_i} \qquad \Phi_{av} = \tan^{-1}\left(\frac{H_1\tan\Phi_1+H_2\tan\Phi_2+\cdots+H_n\tan\Phi_n}{\Sigma H_i}\right)$$

구분	N	Φ	C	층두께	지층
NBB-5		35	3.0	1.10	잡석Con'c
	5	26	0.0	0.69	매립층
평균값		32	1.8	1.79	

*잡석콘크리트는 잡석이 포함된 버림콘크리트로 적용하면 될 것으로 사료됨.
*구조물기초의 크기는 2.0m×13.0m×0.5m로 검토되었으나, 현장상황을 고려하여 구조물을 더 크게 적용할 수 있음.
*침하발생에 대한 면밀한 주의 및 관찰이 요구되며, 문제발생시 현장에서 안전사고가 발생하지 않도록 빠른 조치가 필요함.

● Terzaghi의 지지력 공식

수정지지력계수(Bearing Capacity Factor)

N_c = 20.90
N_r = 10.60
N_q = 14.10

형상계수(Shape Factor)

형상계수	연속기초	정사각형	원 형	구 형
α	1	1.3	1.3	1+0.3B/L
β	0.5	0.4	0.3	0.5-0.1B/L

α = 1.05
β = 0.48

극한지지력

$q_{uit} = \alpha cN_c + \beta \gamma_2 BN_r + \gamma_1 D_f N_q$

40.2 + 14.4 + 6.3 = 60.96 tf/m^2

허 용 지 지 력

$q_a = \frac{1}{3} q_{uit}$ = 20.3 tf/m^2 = 203 kN/m^2

● Meyerhof의 지지력 공식

지지력계수(Bearing Capacity Factor)

$N_c = (N_q-1)/\tan\Phi$ 35.49
$N_r = (N_q-1)\tan(1.4\Phi)$ 22.02
$N_q = \tan^2(45+\Phi/2)e^{\pi\tan\Phi}$ 23.18

극한지지력

$q_{uit} = cN_c + 1/2\gamma_2 BN_r + \gamma_1 D_f N_q$

65.3 + 30.8 + 10.4 = 106.6 tf/m^2

허 용 지 지 력

$q_a = \frac{1}{3} q_{uit}$ = 35.5 tf/m^2 = 355 kN/m^2

● Hansen의 지지력 공식

지지력계수(Bearing Capacity Factor)

$N_c = (N_q-1)/\tan\Phi$ 35.49
$N_r = 1.5(N_q-1)\tan\Phi$ 20.79
$N_q = \tan^2(45+\Phi/2)e^{\pi\tan\Phi}$ 23.18

깊이계수(Depth Factor)

$F_{qd} = 1+2\tan\Phi(1-\sin\Phi)^2(D_f/B)$ 1.07 (Df/B≤1
$F_{qd} = 1+2\tan\Phi(1-\sin\Phi)^2\tan^{-1}(D_f/B)$ 1.07 (Df/B>1)
$F_{cd} = 1+0.4(D_f/B)$ 1.10 (Df/B≤1
$F_{cd} = 1+0.4\tan^{-1}(D_f/B)$ 1.10 (Df/B>1)
$F_{rd} = 1$ 1.00

형상계수(Shape Factor)

$F_{qs} = 1+(B/L)\tan\Phi$ 1.10
$F_{cs} = 1+(B/L)(N_q/N_c)$ 1.10
$F_{rs} = 1-0.4(B/L)$ 0.94

경사계수(Inclination Factor)

F_{ci} = 1.00
F_{ri} = 1.00
F_{qi} = 1.00

극한지지력

$q_{uit} = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + 1/2\gamma_2 BN_rF_{rs}F_{rd}F_{ri} + \gamma_1 D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi}$

78.9 + 27.3 + 12.2 = 118.4 tf/m^2

허 용 지 지 력

$q_a = \frac{1}{3} q_{uit}$ = 39.5 tf/m^2 = 395 kN/m^2

◆ 상기 각 허용지지력 중 최소값 q_a = 203 kN/m^2 〉 설계하중 (Q) = 107 kN/m^2 (O.K)

※ 직접기초 침하량 검토

공 사 명 : 서울제물포터널 민간투자사업 **시공구간 :** Ramp A & B 복공 구조물기초

공 번 : NBB-5 **기초심도 :** GL.(-) 1.8m

● 침하량 산정 입력정수

– 기초폭(B)	2.00	m	– 기초 지반의 단위중량(γ_t)	2.30	tf/m^3
– 기초길이(L)	13.00	m	– 기초 지반의 수중단위중량(γ sub)	1.40	tf/m^3
– 기초근입깊이(D_f)	0.50	m	– 설계하중(Q)	10.71	tf/m^2
– 기초 지반의 평균 탄성(변형)계수(Em)	2,720	tf/m^2		107.13	kN/m^2

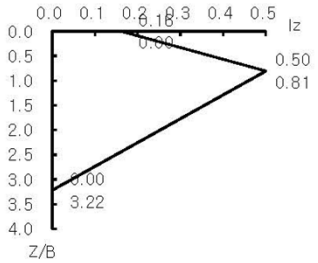
● 변형영향계수를 이용한 탄성침하 산정

– Schmertmann & Hartman(1978)이론 : (구조물 기초설계기준 해설 P239)

$$S = C1 \times C2 \times \Delta P \times \Sigma \frac{Iz}{Es} \times \Delta Z$$

$$(C1 = 1 - 0.5 \frac{q'}{q - q'}$$, q : 하중 , q′ : 토피압)

여기서, C1: 기초의 근입 깊이에 대한 보정계수
ΔP : 기초에 작용하는 순하중 (q−q′)
C2 : 흙의 Creep에 대한 보정계수 (1+0.2log(년/0.1))
Iz : 변형률 영향계수



변형영향계수(직사각형기초)

깊이(m)			Δz(m)	Em(tf/m^2)	평균Iz	$\frac{Iz}{Em} \times \Delta Z(m^3/tf)$
0.00	~	1.10	1.10	15,000	0.28	2.030.E-05
1.10	~	1.50	0.40	440	0.43	3.951.E-04
1.50	~	2.00	0.50	550	0.47	4.256.E-04
2.00	~	3.00	1.00	880	0.41	4.637.E-04
3.00	~	4.00	1.00	1,100	0.30	2.769.E-04
4.00	~	6.44	2.44	1,650	0.13	1.877.E-04
			6.44		Σ	1.769.E-03

Em=	40 ~ 150N				(철도설계기준 P527)	
Em=					15,000	잡석Con'c
Em=	110	x	4	=	440	매립층
Em=	110	x	5	=	550	퇴적모래
Em=	110	x	8	=	880	퇴적모래
Em=	110	x	10	=	1,100	퇴적모래
Em=	110	x	15	=	1,650	퇴적모래

$$C1 = 1 - 0.5 \times \frac{(1.4 \times 0.50)}{10.71 - (1.4 \times 0.50)} = 0.97$$

단, C1 〉 0.5일 경우
C1 〈 0.5일 경우 1.0

$$C2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{10}{0.1}\right)$$ 기간: 10년적용 = 1.40

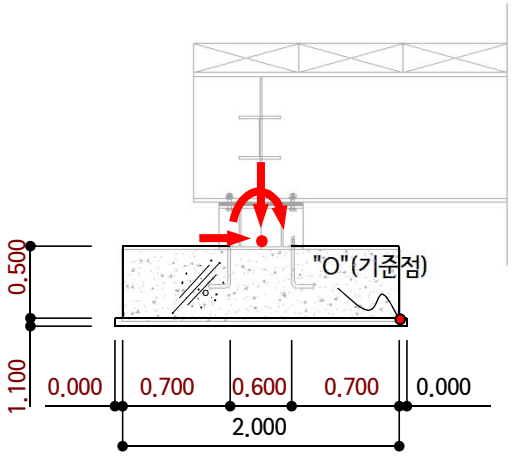
$$S = 0.97 \times 1.40 \times (10.71 - 1.4 \times 0.50) \times 1.769.E-03 = \mathbf{23.93}\ mm$$

계 산 침 하 량			
S	=	23.93	mm

◆ 계산침하량 S = 23.93 mm 〈 허용침하량 = 25.00 mm (O.K)

2. 단면검토

2.1 극한하중에 대한 단면검토



기 초 자 중 = 2.000 × 0.500 × 25.000 × 1.300
= 32.500 kN/m

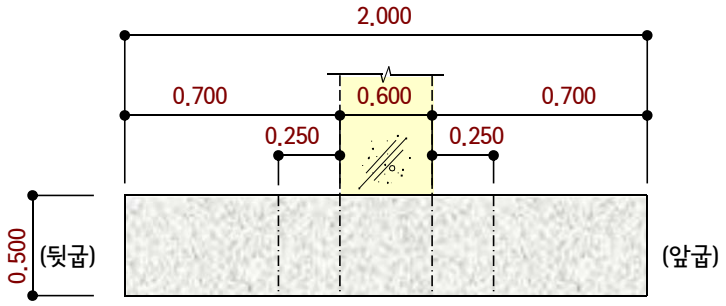
1) 상부 전달하중

하중상태	단면력	폭	축력(kN)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	비 고
상 시	축 력 최대	단위폭	379.520	0.000	0.000	

2) 기타 작용하중

구 분	V	H	Xi	Yi	↶ Mr	↷ Mo	비고
기 초 자 중	32.500	-	1.000	-	32.500	-	
소 계	32.500	-	-	-	32.500	-	

3) 기초 상부에 작용하는 하중에 의한 단면력



① 앞굽의 단면력 계산

- 기초 자중에 의한 단면력

Vc = (0.700 - 0.250) × 0.500 × 25.000 × 1.300 = 7.313 kN/m

Mc = 0.700 × 0.500 × 25.000 × 0.700 / 2 × 1.300 = 3.981 kN·m/m

② 뒷굽의 단면력 계산

- 기초 자중에 의한 단면력

Vc = (0.700 - 0.250) × 0.500 × 25.000 × 1.300 = 7.313 kN/m

Mc = 0.700 × 0.500 × 25.000 × 0.700 / 2 × 1.300 = 3.981 kN·m/m

4) 기초의 단면력 산정

구 분		V	H	Xi	Yi	↶ Mr	↷ Mo	비고
상부	연직력	379.520	-	1.000	-	379.520	-	
전달	수평력	-	0.000	-	0.500	-	0.000	
하중	모멘트	-	-	-	-	-	0.000	
기 타 하 중		32.500	-	-	-	32.500	-	
총 계		412.020	0.000	-	-	412.020	0.000	

① 지반반력의 산정

ΣM = ΣMr - ΣMo

= 412.020 - 0.000 = 412.020 kN·m

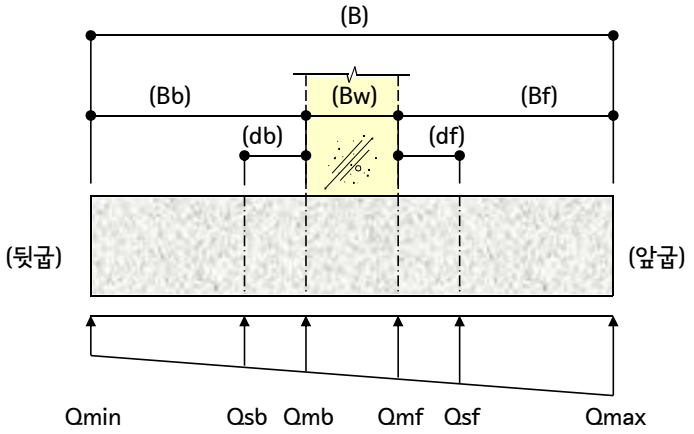
e = B / 2 - ΣM / ΣV

= 2.000 / 2 - 412.020 / 412.020 = 1.000 - 1.000 = 0.000 m ∴ 앞굽 편심

x = 3·(B/2 - |e|) = 3.000 m ≥ B (= 2.000 m) ····· ∴ 사다리꼴 분포

Qmax = 206.010 kN/m² ☞ V / B·(1 + 6·|e| / B) *[도.설.기.해(하부) 5.6.6.1]*

Qmin = 206.010 kN/m² ☞ V / B·(1 - 6·|e| / B)



* B = 2.000 m
Bb = 0.700 m
Bw = 0.600 m
Bf = 0.700 m
db = 0.250 m
df = 0.250 m

② 앞굽의 단면력 계산

Qmf = Qmin + (Qmax - Qmin)·Xmf / X = 206.010 kN/m²

Qsf = Qmin + (Qmax - Qmin)·Xsf / X = 206.010 kN/m²

여기서, Xmf = 1.300 m ☞ {= X - Bf}

Xsf = 1.550 m ☞ {= X - Bf + df}

X = 2.000 m

- 지반반력에 의한 단면력

Vq = 92.705 kN/m ☞ {= Qsf·(Bf - df) + ½·(Qmax - Qsf)·(Bf - df)}

Mq = 50.472 kN·m/m ☞ {= ½·Qmf·Bf²+ ½·(Qmax - Qmf)·Bf²·⅔}

- 기초 자중에 의한 단면력

Vc = 7.313 kN/m : 『3) 기초 상부에 작용하는 하중에 의한 단면력』참조

Mc = 3.981 kN·m/m : 『3) 기초 상부에 작용하는 하중에 의한 단면력』참조

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 85.392 kN/m (↑+)

Mu = Mq - Mc = 46.491 kN·m/m (↻+)

③ 뒷굽의 단면력 계산

Qmb = Qmin + (Qmax - Qmin)·Xmb / X = 206.010 kN/m²

Qsb = Qmin + (Qmax - Qmin)·Xsb / X = 206.010 kN/m²

여기서, Xmb = 0.700 m ☞ {= X - Bf - Bw}

Xsb = 0.450 m ☞ {= X - Bf - Bw - db}

X = 2.000 m

- 지반반력에 의한 단면력

Vq = 92.705 kN/m ☞ {= Qmin·Xsb + ½·(Qsb - Qmin)·Xsb}

Mq = 50.472 kN·m/m ☞ {= ½·Qmin·Xmb²+ ½·(Qmb - Qmin)·Xmb²·⅓}

- 기초 자중에 의한 단면력

Vc = 7.313 kN/m : 『3) 기초 상부에 작용하는 하중에 의한 단면력』참조

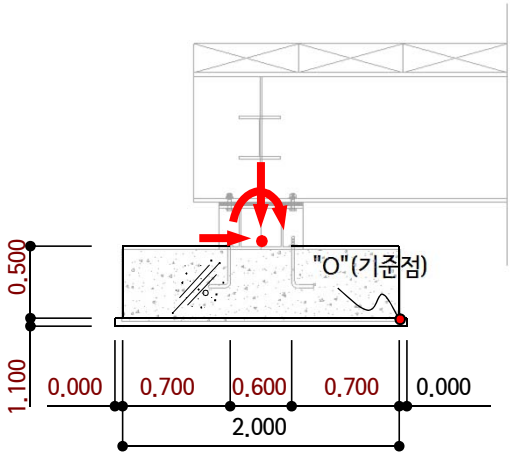
Mc = 3.981 kN·m/m : 『3) 기초 상부에 작용하는 하중에 의한 단면력』참조

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 85.392 kN/m (↑+)

Mu = Mq - Mc = 46.491 kN·m/m (↻+)

2.2 사용하중에 대한 단면검토



기 초 자 중 = 2.000 × 0.500 × 25.000 × 1.000
= 25.000 kN/m

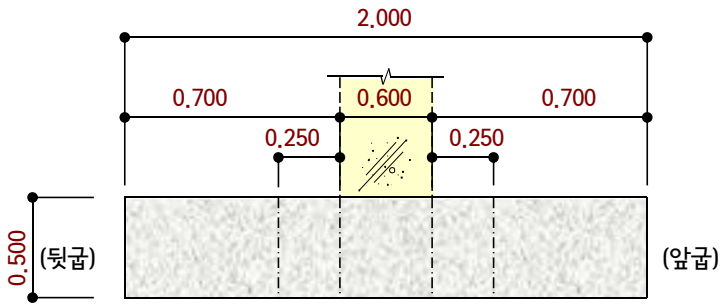
1) 상부 전달하중

하중상태	단면력	폭	축력(kN)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	비 고
상 시	축 력 최대	단위폭	198.950	0.000	0.000	

2) 기타 작용하중

구 분	V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비고
기 초 자 중	25.000	-	1.000	-	25.000	-	
소 계	25.000	-	-	-	25.000	-	

3) 기초 상부에 작용하는 하중에 의한 단면력



① 앞굽의 단면력 계산

- 기초 자중에 의한 단면력

Vc = (0.700 - 0.250) × 0.500 × 25.000 × 1.000 = 5.625 kN/m

Mc = 0.700 × 0.500 × 25.000 × 0.700 / 2 × 1.000 = 3.063 kN·m/m

② 뒷굽의 단면력 계산

- 기초 자중에 의한 단면력

Vc = (0.700 - 0.250) × 0.500 × 25.000 × 1.000 = 5.625 kN/m

Mc = 0.700 × 0.500 × 25.000 × 0.700 / 2 × 1.000 = 3.063 kN·m/m

4) 기초의 단면력 산정

구 분		V	H	Xi	Yi	↶ Mr	↷ Mo	비고
상부	연직력	198.950	-	1.000	-	198.950	-	
전달	수평력	-	0.000	-	0.500	-	0.000	
하중	모멘트	-	-	-	-	-	0.000	
기 타 하 중		25.000	-	-	-	25.000	-	
총 계		223.950	0.000	-	-	223.950	0.000	

① 지반반력의 산정

ΣM = ΣMr - ΣMo

= 223.950 - 0.000 = 223.950 kN·m

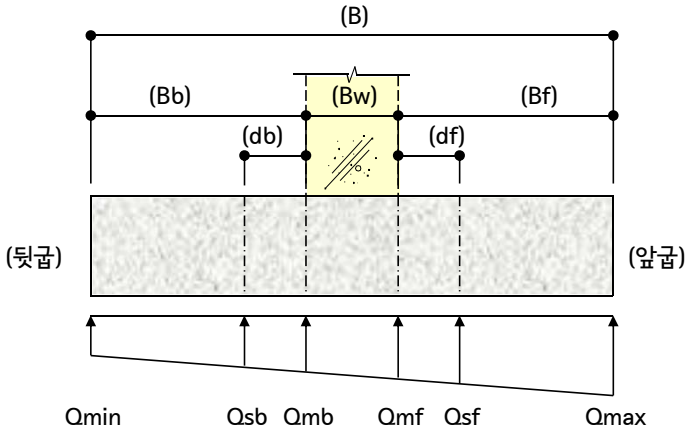
e = B / 2 - ΣM / ΣV

= 2.000 / 2 - 223.950 / 223.950 = 1.000 - 1.000 = 0.000 m ∴ 앞굽 편심

x = 3·(B/2 - |e|) = 3.000 m ≥ B (= 2.000 m) ····· ∴ 사다리꼴 분포

Qmax = 111.975 kN/m² ☞ V / B·(1 + 6·|e| / B) *[도.설.기.해(하부) 5.6.6.1]*

Qmin = 111.975 kN/m² ☞ V / B·(1 - 6·|e| / B)



* B = 2.000 m
Bb = 0.700 m
Bw = 0.600 m
Bf = 0.700 m
db = 0.250 m
df = 0.250 m

② 앞굽의 단면력 계산

Qmf = Qmin + (Qmax - Qmin)·Xmf / X = 111.975 kN/m²

Qsf = Qmin + (Qmax - Qmin)·Xsf / X = 111.975 kN/m²

여기서, Xmf = 1.300 m ☞ {= X - Bf}

Xsf = 1.550 m ☞ {= X - Bf + df}

X = 2.000 m

- 지반반력에 의한 단면력

Vq = 50.389 kN/m ☞ {= Qsf·(Bf - df) + ½·(Qmax - Qsf)·(Bf - df)}

Mq = 27.434 kN·m/m ☞ {= ½·Qmf·Bf²+ ½·(Qmax - Qmf)·Bf²·⅔}

- 기초 자중에 의한 단면력

Vc = 5.625 kN/m : 『3) 기초 상부에 작용하는 하중에 의한 단면력』참조

Mc = 3.063 kN·m/m : 『3) 기초 상부에 작용하는 하중에 의한 단면력』참조

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 44.764 kN/m (↑+)

Mu = Mq - Mc = 24.371 kN·m/m (↻+)

③ 뒷굽의 단면력 계산

Qmb = Qmin + (Qmax - Qmin)·Xmb / X = 111.975 kN/m²

Qsb = Qmin + (Qmax - Qmin)·Xsb / X = 111.975 kN/m²

여기서, Xmb = 0.700 m ☞ {= X - Bf - Bw}

Xsb = 0.450 m ☞ {= X - Bf - Bw - db}

X = 2.000 m

- 지반반력에 의한 단면력

Vq = 50.389 kN/m ☞ {= Qmin·Xsb + ½·(Qsb - Qmin)·Xsb}

Mq = 27.434 kN·m/m ☞ {= ½·Qmin·Xmb²+ ½·(Qmb - Qmin)·Xmb²·⅓}

- 기초 자중에 의한 단면력

Vc = 5.625 kN/m : 『3) 기초 상부에 작용하는 하중에 의한 단면력』참조

Mc = 3.063 kN·m/m : 『3) 기초 상부에 작용하는 하중에 의한 단면력』참조

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 44.764 kN/m (↑+)

Mu = Mq - Mc = 24.371 kN·m/m (↻+)

2.3 기초 설계 부재력 SUMMARY

하 중 상 태	단면력 구 분	작 용 위 치	극한하중 모멘트(kN·m)	극한하중 전단력(kN)	사용하중 모멘트(kN·m)	비 고
상 시	축 력 최 대	앞 굽	46.491	85.392	24.371	
		뒷 굽	46.491	85.392	24.371	

위 치 구 분	인 장 단 면	극한하중 모멘트(kN·m)	극한하중 전단력(kN)	사용하중 모멘트(kN·m)	비 고
앞굽 적용 부재력	상면 인장	-	-	-	
	하면 인장	46.491	85.392	24.371	
뒷굽 적용 부재력	상면 인장	-	-	-	
	하면 인장	46.491	85.392	24.371	

2.4 단면 및 사용성 검토

1) 단면검토

▣ TITLE : **앞굽판 상면** [압축단면-설계불필요]

▣ TITLE : **앞굽판 하면** [인장단면-설계검토]

· 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa , fy = 400 MPa , β_1 = 0.85 , Φf = 0.85 , Φv = 0.8

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN·m)	Mo(kN·m)	Vu(kN)
1,000	500	400	100	46.49	24.37	85.39

· 강도감소계수(Φf) 산정

a = (As·fy) / (0.85·fck·b) = 11.54 mm

εt = 0.003·(H - a/β_1- dc_1) / (a/β_1) = 0.08539 ≥ 0.004 ····· ☞ O.K!

Φf = 0.85 : 0.005 ≤ εt ⇒ Φf = 0.85

· 필요철근량 산정

Mu / φ = As·fy·(d - a/2) ····· ① , a = As·fy·(0.85·fck·b) ····· ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다.

$$\frac{fy^2}{2\cdot 0.85\cdot fck\cdot b}\cdot As^2 - fy\cdot d\cdot As + \frac{Mu}{\varphi} = 0 \quad , \quad As,req = 344 \ mm^2$$

· 사용철근량 = 662 mm² (철근도심 = 100 mm) , [사용률 = 1.924] ····· ☞ O.K!

1단 : H16 @ 300 = 662 mm² (dc_1 = 100 mm)

· 철근비 검토

ρmin = Max (0.25√(fck) / fy, 1.4 / fy, 수축온도철근비)

= Max (0.00325 , 0.00350 , 0.00200) = 0.00350

ρmax = 0.75 ·ρb = 0.75 · 0.85·β_1·(fck / fy)·{600 / (600 + fy)} = 0.02195

ρreq = As,req / (b·d) = 0.00086 , ρreq' = 4/3·ρreq = 0.00115

ρuse = As,use / (b·d) = 0.00166

ρmax ≥ ρuse ≥ ρreq' ∴ 철근비 만족 ····· ☞ O.K!

· 휨에 대한 검토

ΦMn = Φf·fy·As·(d - a / 2) = 88,733,288 N·mm

= 88.73 kN·m ≥ Mu = 46.49 kN·m [안전률 : 1.909] ····· ☞ O.K!

여기서, a = (As·fy) / (0.85·fck·b) = 11.54 mm

· 전단에 대한 검토 *[콘.설 7.4.3] 슬래브/기초판/교대벽체/날개벽 최소전단철근 배치 제외*

Φv·Vc = 0.8 ·1/6 ·√fck·b·d / 1,000 = 277.13 kN

Φv·Vc ≥ Vu (=85.39kN) ∴ 전단보강 불필요

▣ TITLE : 뒷굽판 상면 [압축단면-설계불필요]

▣ TITLE : 뒷굽판 하면 [인장단면-설계검토]

· 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa , fy = 400 MPa , β_1 = 0.85 , Φf = 0.85 , Φv = 0.8

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN·m)	Mo(kN·m)	Vu(kN)
1,000	500	400	100	46.49	24.37	85.39

· 강도감소계수(Φf) 산정

a = (As·fy) / (0.85·fck·b) = 11.54 mm

εt = 0.003·(H - a/β_1- dc_1) / (a/β_1) = 0.08539 ≥ 0.004 ····· ☞ O.K!

Φf = 0.85 : 0.005 ≤ εt ⇒ Φf = 0.85

· 필요철근량 산정

Mu / φ = As·fy·(d - a/2) ····· ① , a = As·fy·(0.85·fck·b) ····· ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다.

$$\frac{fy^2}{2\cdot 0.85\cdot fck\cdot b}\cdot As^2 - fy\cdot d\cdot As + \frac{Mu}{\varphi} = 0 \quad , \quad As,req = 344 \ mm^2$$

· 사용철근량 = 662 mm² (철근도심 = 100 mm) , [사용률 = 1.924] ····· ☞ O.K!

1단 : H16 @ 300 = 662 mm² (dc_1 = 100 mm)

· 철근비 검토

ρmin = Max (0.25√(fck) / fy, 1.4 / fy, 수축온도철근비)

= Max (0.00325 , 0.00350 , 0.00200) = 0.00350

ρmax = 0.75 ·ρb = 0.75 · 0.85·β_1·(fck / fy)·{600 / (600 + fy)} = 0.02195

ρreq = As,req / (b·d) = 0.00086 , ρreq' = 4/3·ρreq = 0.00115

ρuse = As,use / (b·d) = 0.00166

ρmax ≥ ρuse ≥ ρreq' ∴ 철근비 만족 ····· ☞ O.K!

· 휨에 대한 검토

ΦMn = Φf·fy·As·(d - a / 2) = 88,733,288 N·mm

= 88.73 kN·m ≥ Mu = 46.49 kN·m [안전률 : 1.909] ····· ☞ O.K!

여기서, a = (As·fy) / (0.85·fck·b) = 11.54 mm

· 전단에 대한 검토 *[콘.설 7.4.3] 슬래브/기초판/교대벽체/날개벽 최소전단철근 배치 제외*

Φv·Vc = 0.8 ·1/6 ·√fck·b·d / 1,000 = 277.13 kN

Φv·Vc ≥ Vu (=85.39kN) ∴ 전단보강 불필요

2) 사용성 검토

▣ TITLE : 앞굽판 상면 [압축단면-설계불필요]

▣ TITLE : 앞굽판 하면 [인장단면-설계검토]

· 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa , fy = 400 MPa , Ec = 27,800 MPa , Es = 200,000 MPa

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	n(=Es/Ec)	최외측철근	As(mm²)	Mo(kN·m)
1,000	500	400	100	7.19	H16 @ 300	662	24.37

· 응력 산정

Mo = 24.37 kN·m

ρ = As / (b·d) = 0.00166

k = $-n\cdot\rho + \sqrt{((n\cdot\rho)^2 + 2\cdot n\cdot\rho)}$ = 0.14303

x = k·d = 57.21 mm

fc = 2·Mo / {b·x·(d - x / 3)} = 2.24 MPa

fs = Mo / {As·(d - x / 3)} = 96.64 MPa

fst = fs·(H - dc_1 - x) / (d - x) = 96.64 MPa : 최외측 보강철근 응력

· 철근의 최대중심간격 *[콘.설 6.3.3]*

s = Min [{375·(210 / fst) - 2.5·Cc}, {300·(210 / fst)}]

= Min [584.88 , 651.90] = 584.88 mm

여기서, Cc = dc_1 - 최외측주철근직경/2 = 92.00 mm

배근간격 = 300 mm ≤ s = 584.88 mm ····· ☞ O.K!

▣ TITLE : 뒷굽판 상면 [압축단면-설계불필요]

▣ TITLE : 뒷굽판 하면 [인장단면-설계검토]

· 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa , fy = 400 MPa , Ec = 27,800 MPa , Es = 200,000 MPa

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	n(=Es/Ec)	최외측철근	As(mm²)	Mo(kN·m)
1,000	500	400	100	7.19	H16 @ 300	662	24.37

· 응력 산정

Mo = 24.37 kN·m

ρ = As / (b·d) = 0.00166

k = $-n\cdot\rho + \sqrt{((n\cdot\rho)^2 + 2\cdot n\cdot\rho)}$ = 0.14303

x = k·d = 57.21 mm

fc = 2·Mo / {b·x·(d - x / 3)} = 2.24 MPa

fs = Mo / {As·(d - x / 3)} = 96.64 MPa

fst = fs·(H - dc_1 - x) / (d - x) = 96.64 MPa : 최외측 보강철근 응력

· 철근의 최대중심간격 *[콘.설 6.3.3]*

s = Min [{375·(210 / fst) - 2.5·Cc}, {300·(210 / fst)}]

= Min [584.88 , 651.90] = 584.88 mm

여기서, Cc = dc_1 - 최외측주철근직경/2 = 92.00 mm

배근간격 = 300 mm ≤ s = 584.88 mm ····· ☞ O.K!

2.5 기초 배력철근 검토

1) 기초 앞굽

· 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662 mm²

인장부 : H16 @ 300 = 662 mm²

Σ = 1,324 mm²

· 0.0015hb { h : 부재두께 (최대 1,200 mm, b : 부재 폭 } *[도.설 4.3.9]*

필요철근량 : 0.0015 × 500 × 1,000 = 750 mm² ≤ 1,324 mm² ····· ☞ O.K!

· 단면적비(온도 및 건조수축 철근) *[콘.설 5.7.2]*

단면적대비 0.002 이상

필요철근량 : Min(0.002 ·B·T, 1,800)

= Min(1,000 , 1,800) = 1,000 mm² ≤ 1,324 mm² ····· ☞ O.K!

· 노출면 300 mm²이상 *[도.설 4.3.9]*

필요철근량 : 300 mm² ≤ 662 mm² ····· ☞ O.K!

2) 기초 뒷굽

· 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662 mm²

인장부 : H16 @ 300 = 662 mm²

Σ = 1,324 mm²

· 0.0015hb { h : 부재두께 (최대 1,200 mm, b : 부재 폭 } *[도.설 4.3.9]*

필요철근량 : 0.0015 × 500 × 1,000 = 750 mm² ≤ 1,324 mm² ····· ☞ O.K!

· 단면적비(온도 및 건조수축 철근) *[콘.설 5.7.2]*

단면적대비 0.002 이상

필요철근량 : Min(0.002 ·B·T, 1,800)

= Min(1,000 , 1,800) = 1,000 mm² ≤ 1,324 mm² ····· ☞ O.K!

· 노출면 300 mm²이상 *[도.설 4.3.9]*

필요철근량 : 300 mm² ≤ 662 mm² ····· ☞ O.K!

2.6 확대기초 두께에 대한 강체 검토

[도.설.기.해(하부) 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서,

$\beta = \sqrt[4]{(3 \cdot k)/(E \cdot h^3)} = 0.263 \ m^{-1}$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= kvo·(Bv/0.3)^(-3/4)

= 46666.67 × (5.099 / 0.3) $^{-3/4}$ = 5574.84 kN/m³

Kvo = α·Eo / 0.3

= 1 × 14000.00 / 0.3 = 46666.67 kN/m³

Eo = 2,800 N

= 2800 × 5 = 14000.00 kN/m²

L : 확대기초의 길이 (= 13.000 m)

B : 확대기초의 폭 (= 2.000 m)

Bv = √(L·B) = 5.099 m²

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27,800,000 kN/m²)

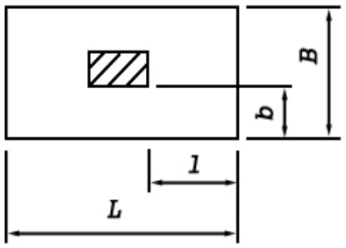
h : 확대기초의 평균두께 (= 0.500 m)

λ : 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우 → Max(l, b)

= Max (0.000 , 0.700) = 0.700 m

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 6.500 m

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 1.000 m



∴ βλ = 0.263 × 0.700 = 0.184 ≤ 1 ..... ☞ O.K! (강체기초로 설계)

T-Staging 가설교량

서울제물포터널 민간투자사업 Ramp A&B 복공 구조물

T-Staging 가설교량 구조계산서 (Rev. 2)

L = 24.0 m B = 12.00 m

2017 년 04 월

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 작용하중 산정 및 모형화

4. 단면제원산정

5. 단면력도

6. 허용응력 산정

7. 단면검토

8. 처짐검토

9. 이음부 설계

10. 반력 검토

11. 보강재 설계

12. 용접부 설계

13. 기초 설계

1. 설계조건

1.1 개　요

1) 형　　식 : T-Staging 가설교량 (프리스트레스 가설교량)

2) 연　　장 : 24.000 m

3) 폭　　원 : 12.000 m

4) 거더 제원 : H-900×300×16×28

5) 거더 본수 : 7 EA

6) PRESTRESS 도입방식 : 고강도 강판을 이용한 온도프리스트레싱 (TPSM: Thermal Pre-Stressing Method)

1.2 사용재료

1.2.1 강 재

1) 주부재 및 부부재 [도로교설계기준] 2-32 page

- 사용강종 : SS400
- 탄성계수, E_s = 205000 MPa

2) 온도프리스트레싱 강판

- 사용강종 : SM490
- 탄성계수, E_s = 205000 MPa

1.3 설계하중

- 가설교량 설계시 고려되어야 할 하중으로는 고정하중, 활하중, 충격 등이다. [도로교설계요령] 636 Page

1.3.1 자　중 (단위질량)

- 강 재 : 7850 kgf/m^3 = 78.500 kN/m^3

1.3.2 사하중

- 복공판 : 2.000 kN/m^2
- 난　간 : 1.000 kN/m

1.3.3 활하중

- 적용 활하중 : DB- 24 , DL- 24
- 충격계수 : i = 0.300

1.3.4 크레인 활하중

- 적용 크레인 : BMS-800 (Hydraulic Crawler Crane 80 Ton)
- 인양물 최대중량 : 30 Ton
- 충격계수 : i = 0.300

1.4 강재의 허용응력

1) 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력 (MPa) [도로교설계기준] 3-10 Page

강 종 / 강재판두께 (㎜)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40이하	140	190	215	270
40초과 75이하	130	175	200	260
75초과 100이하			195	250

2) 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력 (MPa) [도로교설계기준] 3-11 Page

강 종 / 판두께 (㎜)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40이하	140 $(\ell/\gamma \le 18.6)$	190 $(\ell/\gamma \le 16)$	215 $(\ell/\gamma \le 15.1)$	270 $(\ell/\gamma \le 13.4)$
	$140-0.82(\ell/\gamma-18.6)$ $(18.6 < \ell/\gamma \le 92.8)$	$190-1.29(\ell/\gamma-16)$ $(16 < \ell/\gamma \le 80.1)$	$215-1.55(\ell/\gamma-15.1)$ $(15.1 < \ell/\gamma \le 75.5)$	$270-2.19(\ell/\gamma-13.4)$ $(13.4 < \ell/\gamma \le 67.1)$
	$\frac{1200000}{6700+(\ell/\gamma)^2}$ $(92.8 < \ell/\gamma)$	$\frac{1200000}{5000+(\ell/\gamma)^2}$ $(80.1 < \ell/\gamma)$	$\frac{1200000}{4400+(\ell/\gamma)^2}$ $(75.5 < \ell/\gamma)$	$\frac{1200000}{3500+(\ell/\gamma)^2}$ $(67.1 < \ell/\gamma)$
40초과 ~ 75이하	130 $(\ell/\gamma \le 19.4)$	175 $(\ell/\gamma \le 16.6)$	200 $(\ell/\gamma \le 15.5)$	260 $(\ell/\gamma \le 13.7)$
	$130-0.73(\ell/\gamma-19.4)$ $(19.4 < \ell/\gamma \le 97)$	$175-1.15(\ell/\gamma-16.6)$ $(16.6 < \ell/\gamma \le 82.8)$	$200-1.40(\ell/\gamma-15.5)$ $(15.5 < \ell/\gamma \le 77.7)$	$260-2.07(\ell/\gamma-13.7)$ $(13.7 < \ell/\gamma \le 68.6)$
	$\frac{1200000}{7300+(\ell/\gamma)^2}$ $(97.0 < \ell/\gamma)$	$\frac{1200000}{5300+(\ell/\gamma)^2}$ $(82.8 < \ell/\gamma)$	$\frac{1200000}{4700+(\ell/\gamma)^2}$ $(77.7 < \ell/\gamma)$	$\frac{1200000}{3600+(\ell/\gamma)^2}$ $(68.6 < \ell/\gamma)$
비 고	· ℓ : 부재의 유효좌굴 길이 (㎜) · γ : 부재 총단면의 부재 2차 반경 (㎜)			

3) 허용휨압축응력 (MPa)

ⓐ 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 직접 고정되어 있는 경우 및 상자형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

강 종 / 강재 판두께 (㎜)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40이하	140	190	215	270
40초과~75이하	130	175	200	260

ⓑ ⓐ에 규정한 이외의 경우

강종 / 판두께 (㎜)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
Aw/Ac ≤ 2 (40이하)	140 (ℓ/b ≤ 4.6)	190 (ℓ/b ≤ 4.0)	215 (ℓ/b ≤ 3.8)	270 (ℓ/b ≤ 3.4)
	140-2.49(ℓ/b-4.6) (4.6 < ℓ/b ≤ 30)	190-3.91(ℓ/b-4.0) (4.0 < ℓ/b ≤ 30)	215-4.69(ℓ/γ-3.8) (3.8 < ℓ/γ ≤ 27)	270-6.64(ℓ/γ-3.4) (3.4 < ℓ/γ ≤ 25)
Aw/Ac ≤ 2 (40초과 75이하)	130 (ℓ/b ≤ 4.9)	175 (ℓ/b ≤ 4.1)	200 (ℓ/b ≤ 3.9)	260 (ℓ/b ≤ 3.4)
	130-2.21(ℓ/b-4.9) (4.9 < ℓ/b ≤ 30)	175-3.48(ℓ/b-4.1) (4.1 < ℓ/b ≤ 30)	200-4.24(ℓ/γ-3.9) (3.9 < ℓ/γ ≤ 27)	270-6.25(ℓ/γ-3.4) (3.4 < ℓ/γ ≤ 25)
비 고	· Aw : 복부판의 총단면적 (㎟) · Ac : 압축플랜지의 총단면적 (㎟) · ℓ : 압축플랜지의 고정점간의 거리 (㎜) · b : 압축플랜지의 폭 (㎜) · k = √[3 + Aw/(2· Ac)]			

4) 허용전단응력 (MPa) [도로교설계기준] 3-18 Page

강 종 / 강재 판두께 (㎜)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40이하	80	110	125	155
40초과 75이하	75	100	115	150
75초과 100이하			115	145

5) 용접부의 허용응력 (MPa) (강재판두께 40㎜이하) [도로교설계기준] 3-20 Page

강 종 / 용접조건 및 응력종류			SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
공장용접 (40이하)	전단면용입 홈용접	압축응력	140	190	215	270
		인장응력	140	190	215	270
		전단응력	80	110	125	155
	필렛용접, 부분용입홈용접	전단응력	80	110	125	155
공장용접 (40초과 100이하)	전단면용입 홈용접	압축응력	130	175	200	260
		인장응력	130	175	200	260
		전단응력	75	100	115	150
	필렛용접, 부분용입홈용접	전단응력	75	100	115	150
현장용접			공장용접에 준하는 품질을 얻을 수 없는 경우에 있어서 상기의 90%로 한다.			

5) 용접부의 허용응력 (MPa) (강재판두께 40㎜이하) [도로교설계기준] 3-21 Page

볼트의 등급 / 나사호칭	F 8 T	F 10 T	S 10 T
M 20	31	39	39
M 22	39	48	48
M 24	45	56	56

1.5 설계방법

1) 강재 가설교량 : 허용응력 설계법

2) 콘크리트 기초 (직접기초) : 강도 설계법

1.6 참고문헌

1) 도로교설계기준 (한국도로교통협회, 2010)

2) 도로설계요령 (한국도로공사, 2008)

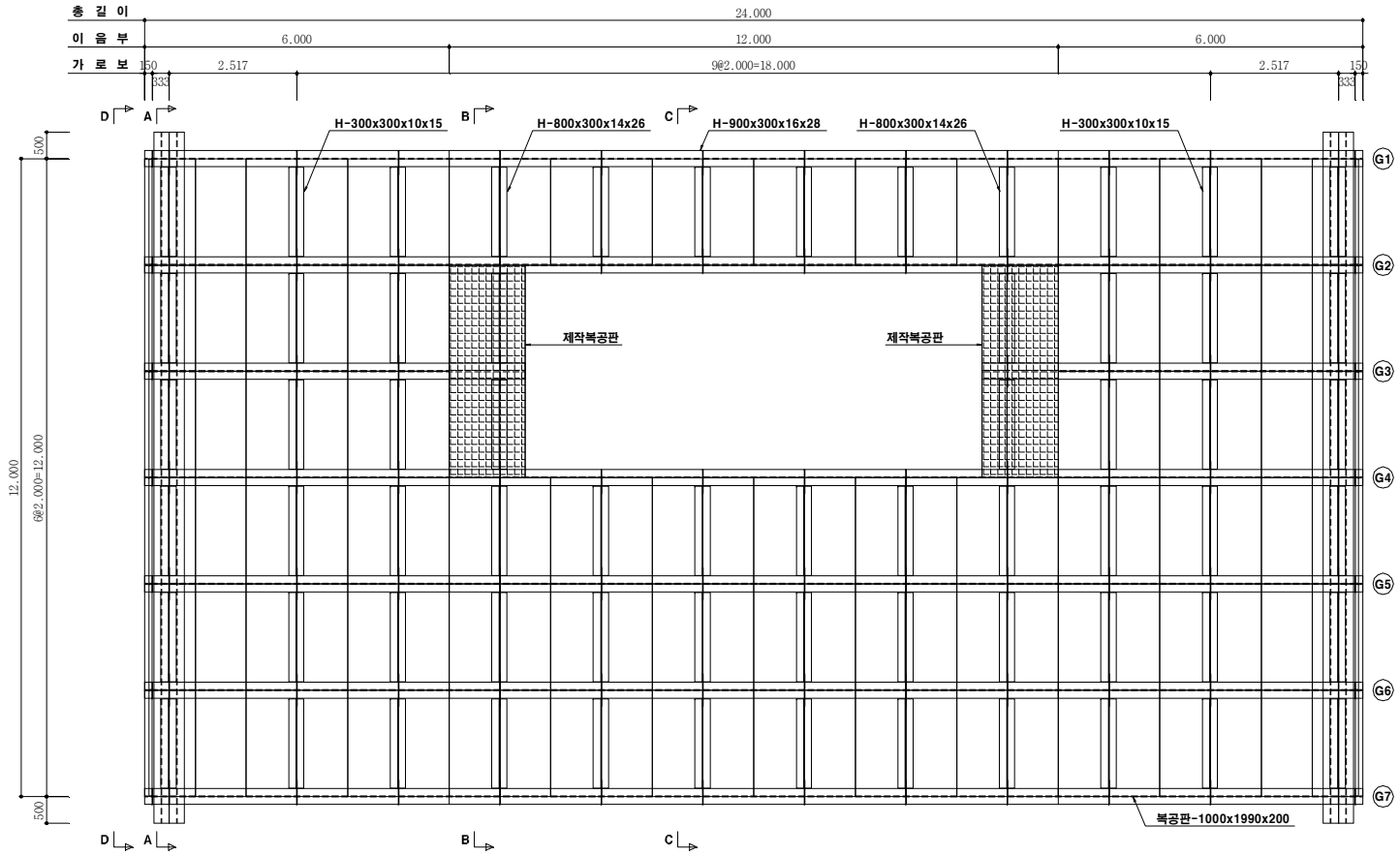
3) 강구조 가설 설계예 (일본토목학회, 2005)

4) 가설공사표준시방서 (건설교통부, 2006)

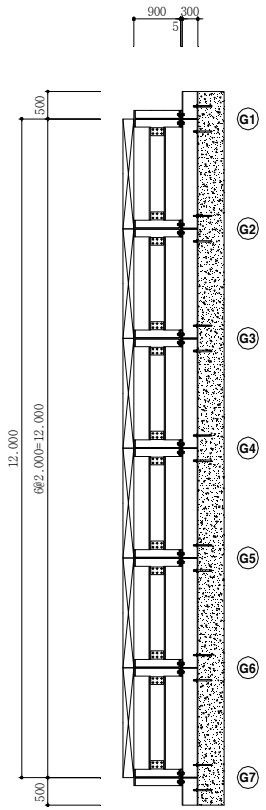
5) 이동식 크레인 양중작업의 안정성 검토 지침 (한국산업안전보건공단, 2014)

2. 단면가정

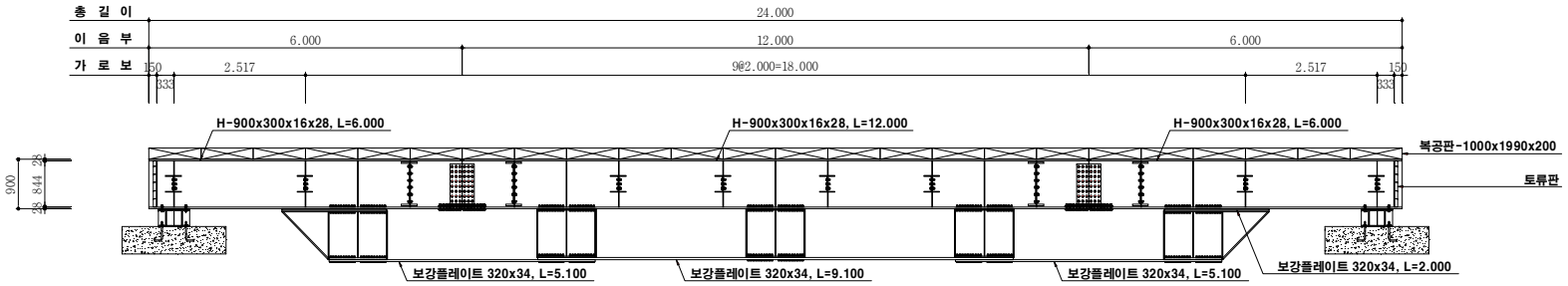
평 면 도



횡 단 면 도



종 단 면 도



3. 작용하중 산정 및 모형화

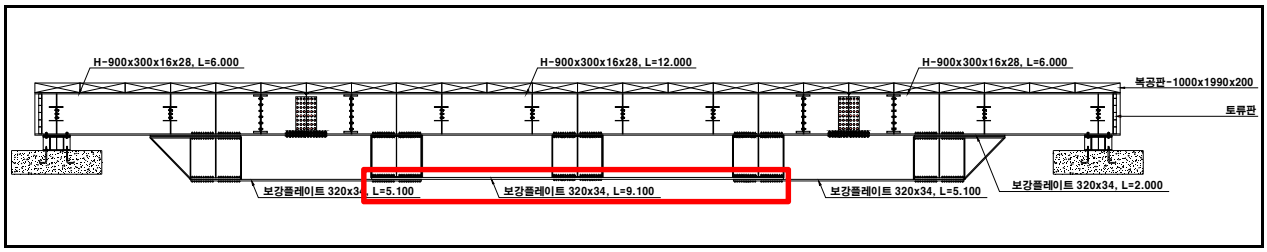
3.1 하중 산정

3.1.1 자 중

- 구조해석 PROGRAM (MIDAS) 내 "Self Weight" 기능 사용하여 적용
- 산정 근거 : W_{self} = 78.5 kN/m^3 (10 % 할증 적용)

3.1.2 온도프리스트레싱

- 고강도 강판 SM490 을 이용한 온도프리스트레싱 도입
- 고강도 강판에 가열장비를 이용하여 인위적인으로 온도분포를 도입한 상태에서 브라켓과 강결한 후 도입된 온도분포를 제거함으로서 고강도 강판의 온도 하강으로 인한 수축변형에 의해 주거더에 프리스트레싱 도입
- 온도프리스트레싱 도입을 위한 온도분포 : L = 9.100 m 구간, T = 20.000 ℃ 도입



3.1.3 사하중

- 구조해석 PROGRAM (MIDAS) 내 "Element Beam Loads" 기능 사용하여 적용
- 산정 근거 : 복공판 하중 = 2.000 kN/m^2 , 거더 C.T.C = 2.000 m
  난 간 하중 = 1.000 kN/m
- 사하중 산정 :

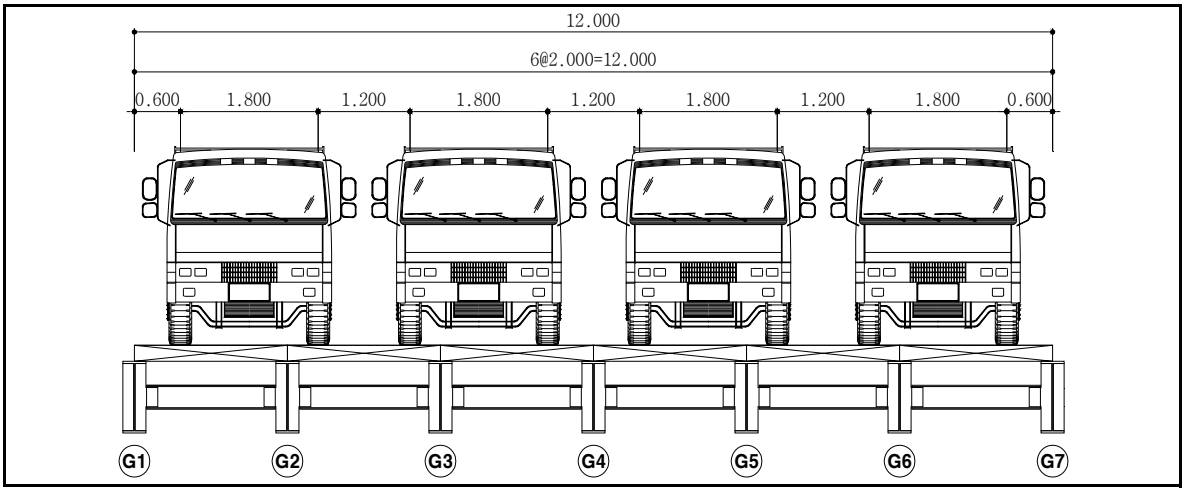
구 분	사 하 중 (kN/m)	
	외측 거더	내측 거더
복공판 하중	2.000	4.000
난 간 하중	1.000	0.000
사하중 합계	3.000	4.000

외측 거더 : 가설교량 외측 거더 및 작업구 인접 거더

3.1.4 활하중

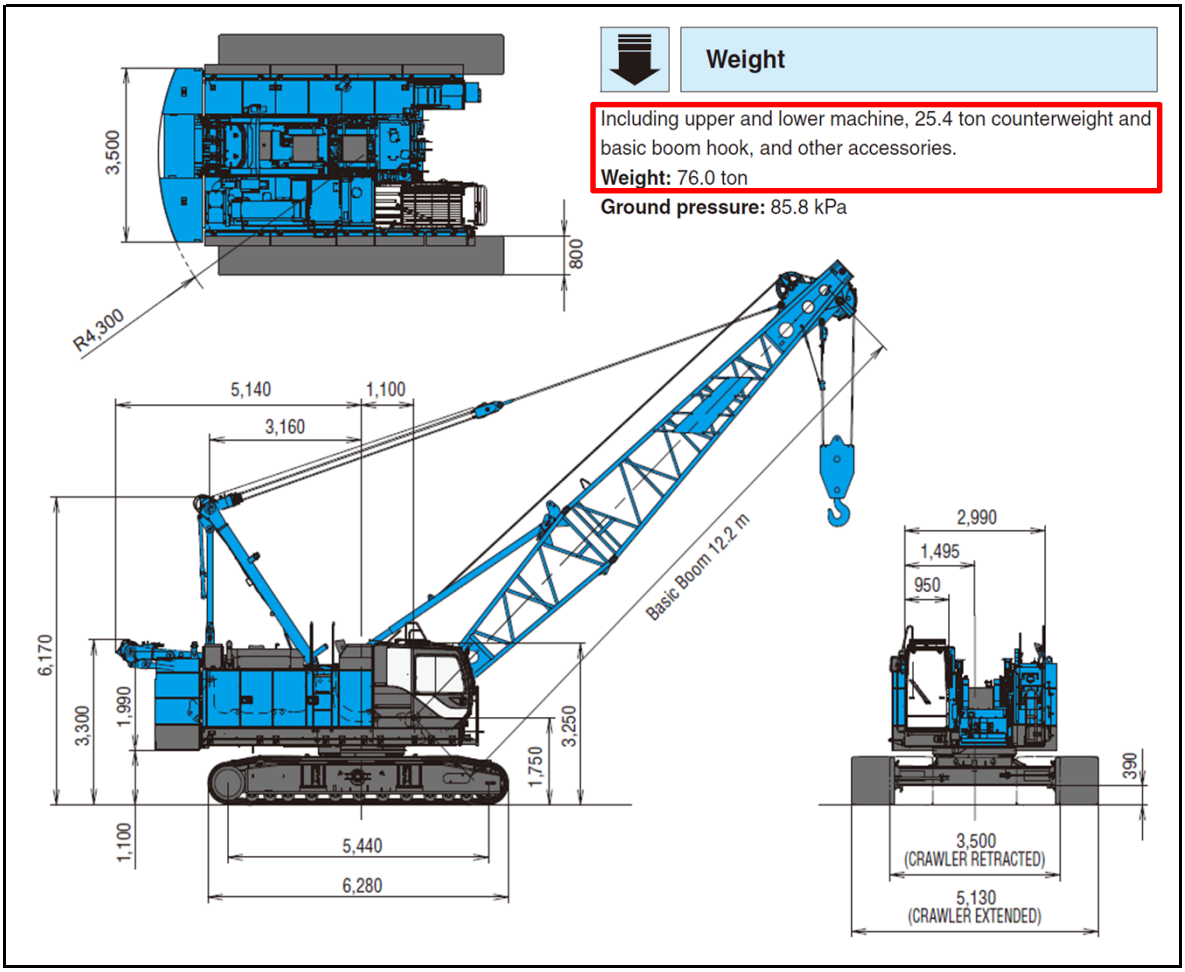
- 적용 활하중 : DB - 24 (P_f = 24 kN , P_r = 96 kN)
  DL - 24 (P_m = 108 kN , P_s = 156 kN , W_l = 12.7 kN/m)
- 충격계수 : i = 0.300
- 활하중 재하 CASE : CASE 1 → DB - 24 또는 DL - 24 4차선 재하

- CASE 1 활하중 재하도



3.1.5 크레인 활하중

- 적용 크레인 : BMS-800 (Hydraulic Crawler Crane 80 Ton) W = 76.0 Ton
- 인양물 최대중량 : 30 Ton
- 크레인 제원



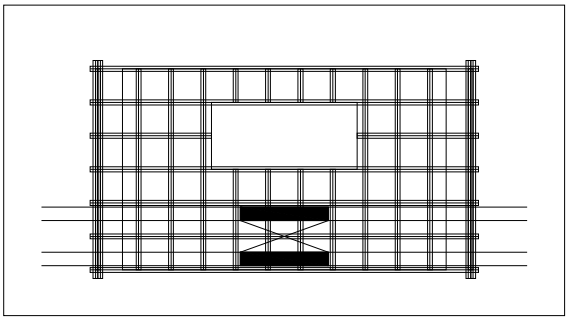
- 크레인 주행하중 산정

: 크롤러 크레인의 경우는 무한궤도로 접지하므로, 주행시 하중은 크롤러 크레인의 자중이 무한궤도에 등분포하는 것으로 하고, 여기에 충격력(30%)를 가한 것으로 한다. (충격계수 : i = 0.300)

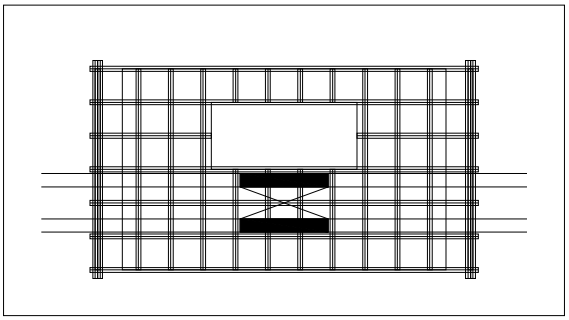
- 크레인 주행하중 재하 CASE : (W = 76.0 Ton)

CASE 1	→	80	Ton Crane ,	교축방향 주행	,	우측 편재하
CASE 2	→	80	Ton Crane ,	교축방향 주행	,	반입구 인접 좌측 편재하
CASE 3	→	80	Ton Crane ,	교축방향 주행	,	중앙 재하
CASE 4	→	80	Ton Crane ,	교축방향 주행	,	반입구 중앙 재하
CASE 5	→	80	Ton Crane ,	교축방향 주행	,	좌측 편재하
CASE 6	→	80	Ton Crane ,	교직방향 주행	,	A1측 편재하
CASE 7	→	80	Ton Crane ,	교직방향 주행	,	A1측 반입구 인접 편재하
CASE 8	→	80	Ton Crane ,	교직방향 주행	,	중앙 재하
CASE 9	→	80	Ton Crane ,	교직방향 주행	,	A2측 편재하
CASE 10	→	80	Ton Crane ,	교직방향 주행	,	A2측 반입구 인접 편재하

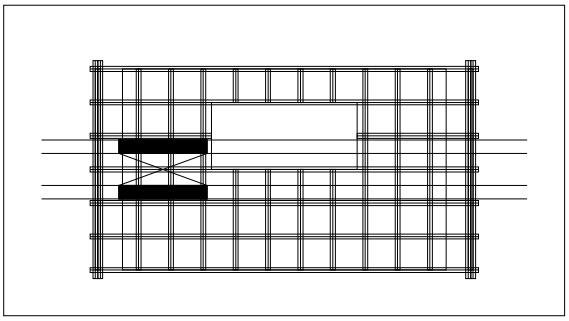
- CASE 1 크레인 주행하중 재하도



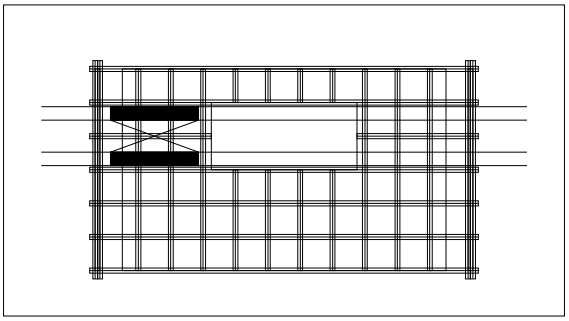
- CASE 2 크레인 주행하중 재하도



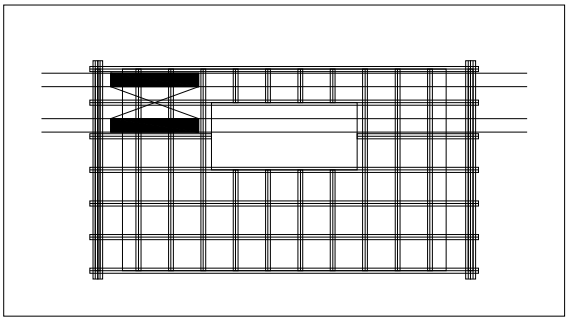
- CASE 3 크레인 주행하중 재하도



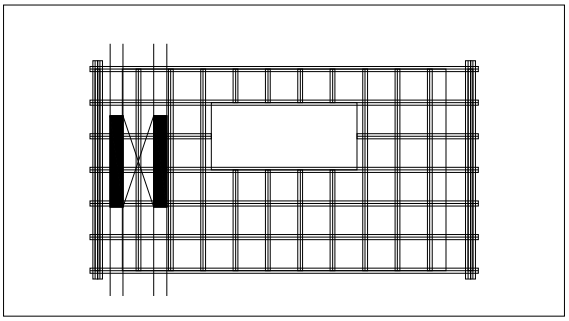
- CASE 4 크레인 주행하중 재하도



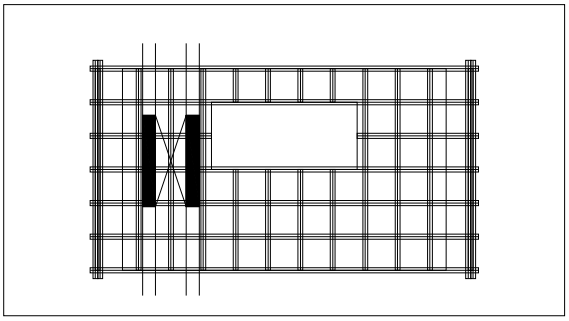
- CASE 5 크레인 주행하중 재하도



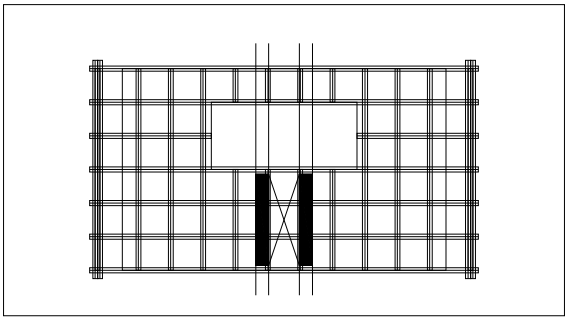
- CASE 6 크레인 주행하중 재하도



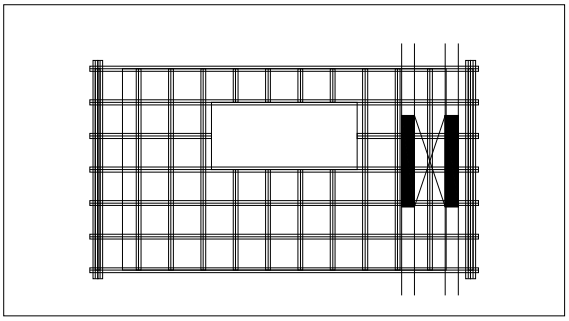
- CASE 7 크레인 주행하중 재하도



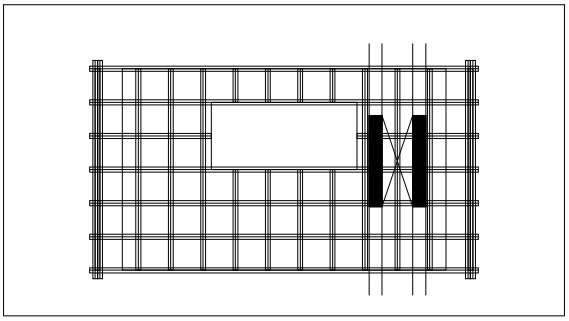
- CASE 8 크레인 주행하중 재하도



- CASE 9 크레인 주행하중 재하도



- CASE 10 크레인 주행하중 재하도

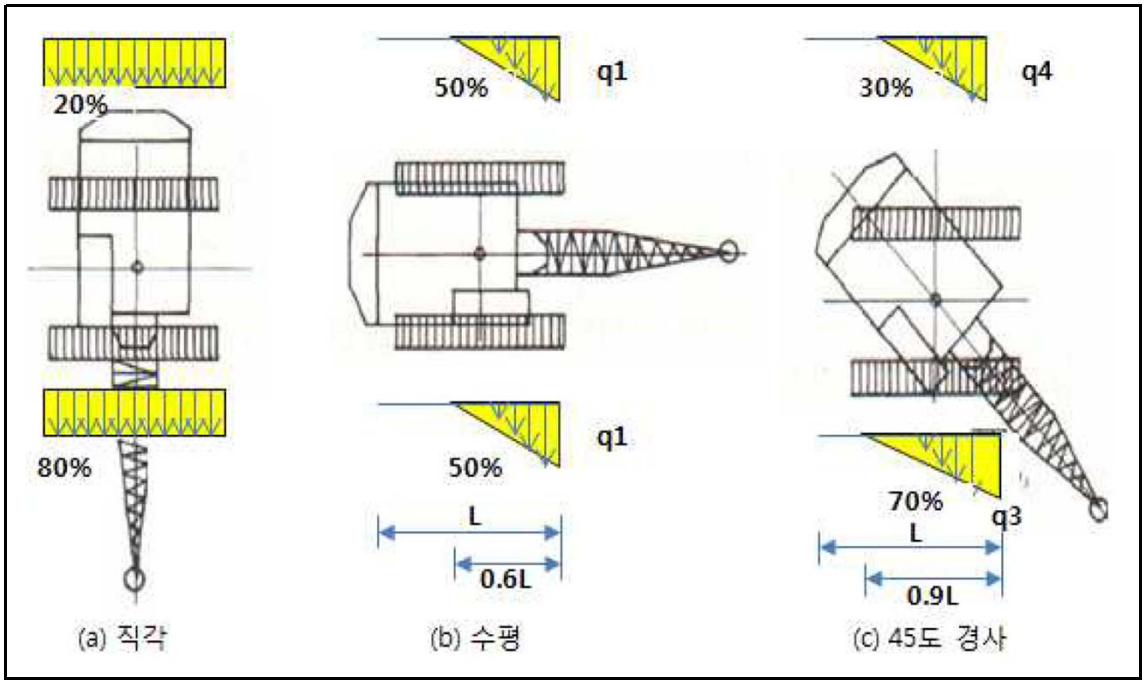


- 크레인 작업하중 산정 [이동식 크레인 양중작업의 안정성 검토 지침] 14 Page

: 크롤러 크레인 차체의 중량과 인양물의 중량을 고려하여 작업하중을 산정한다. (작업하중 : 106.0 Ton)

: 작업 시 하중은 그림과 같이 붐이 무한궤도 방향과 직교하고 있을 때에는 붐측 무한궤도가 전체하중의 80%, 붐과 반대측 무한궤도에 20%로 하여야 한다.

: 붐이 기울기가 45도 방향에 있을 때는 그림과 같이 붐측의 무한궤도가 전체하중의 70%, 붐과 반대측의 무한궤도가 30%를 분담하고 각기 부분등변분포하중으로 된다.



- 크레인 작업하중 재하 CASE : CASE 1 → 76.0 + 30 Ton , 반입구 인접 하측중앙 위치에서 작업

CASE 2 → 76.0 + 30 Ton , 반입구 인접 상측중앙 위치에서 작업

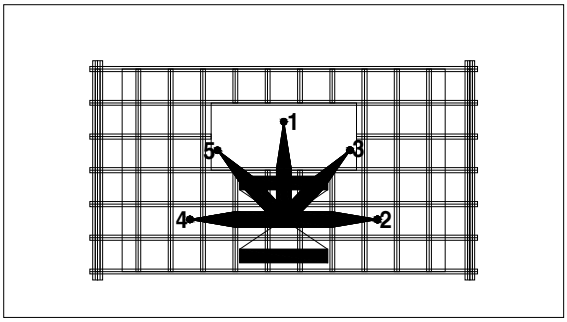
CASE 3 → 76.0 + 30 Ton , A1 인접 중앙 위치에서 작업

CASE 4 → 76.0 + 30 Ton , A2 인접 중앙 위치에서 작업

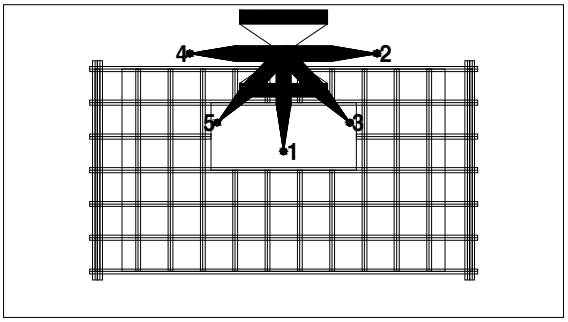
CASE 5 → 76.0 + 30 Ton , A1 인접 반입구 중앙 위치에서 작업

CASE 6 → 76.0 + 30 Ton , A2 인접 반입구 중앙 위치에서 작업

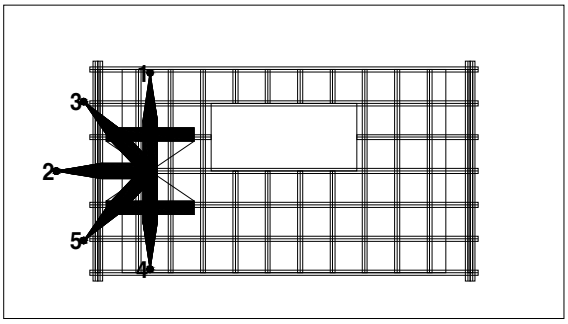
- CASE 1 크레인 작업하중 재하도



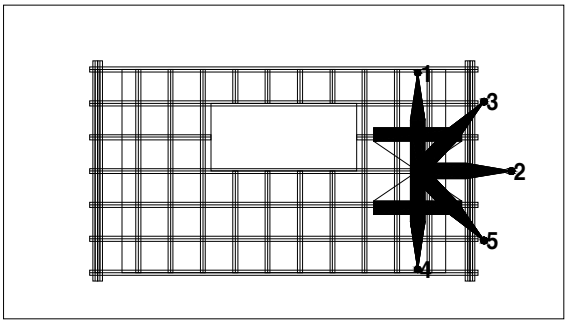
- CASE 2 크레인 작업하중 재하도



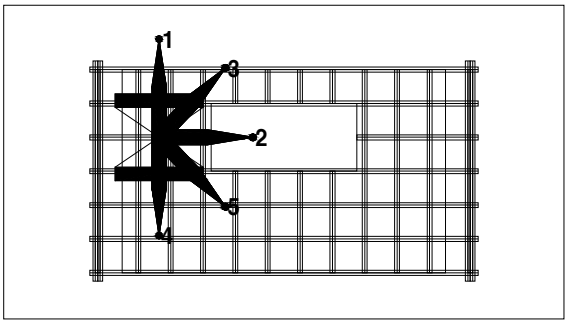
- CASE 3 크레인 작업하중 재하도



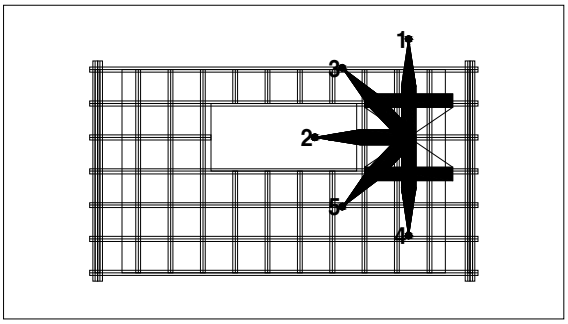
- CASE 4 크레인 작업하중 재하도



- CASE 5 크레인 작업하중 재하도



- CASE 6 크레인 작업하중 재하도



3.2 하중조합

LOAD CASE	하중조합	허용응력할증계수
LCB 1	자중 + 온도프리스트레싱 + 사하중 + 활하중	1.250 × 0.900

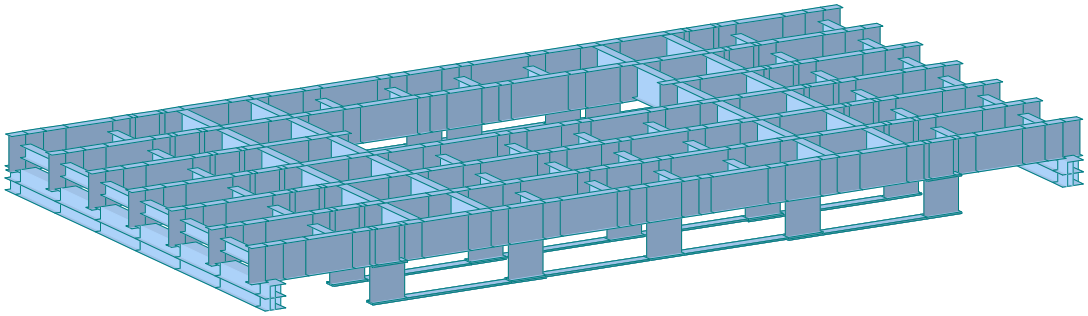
- 활하중 : (DB-24 주행) OR (DL-24 주행) OR (80Ton 크레인 주행) OR (80Ton 크레인 + 30Ton 인양물 작업시)

- 허용응력할증계수 = 1.250 (존치기간 2년 이상)

- 고재 감소계수 = 0.900 (재사용 강재) , 1.000 (신재)

3.3 구조해석 모델링

3.3.1 구조해석용 모델링



4. 단면제원산정

4.1 형강 및 강판의 단면제원산정

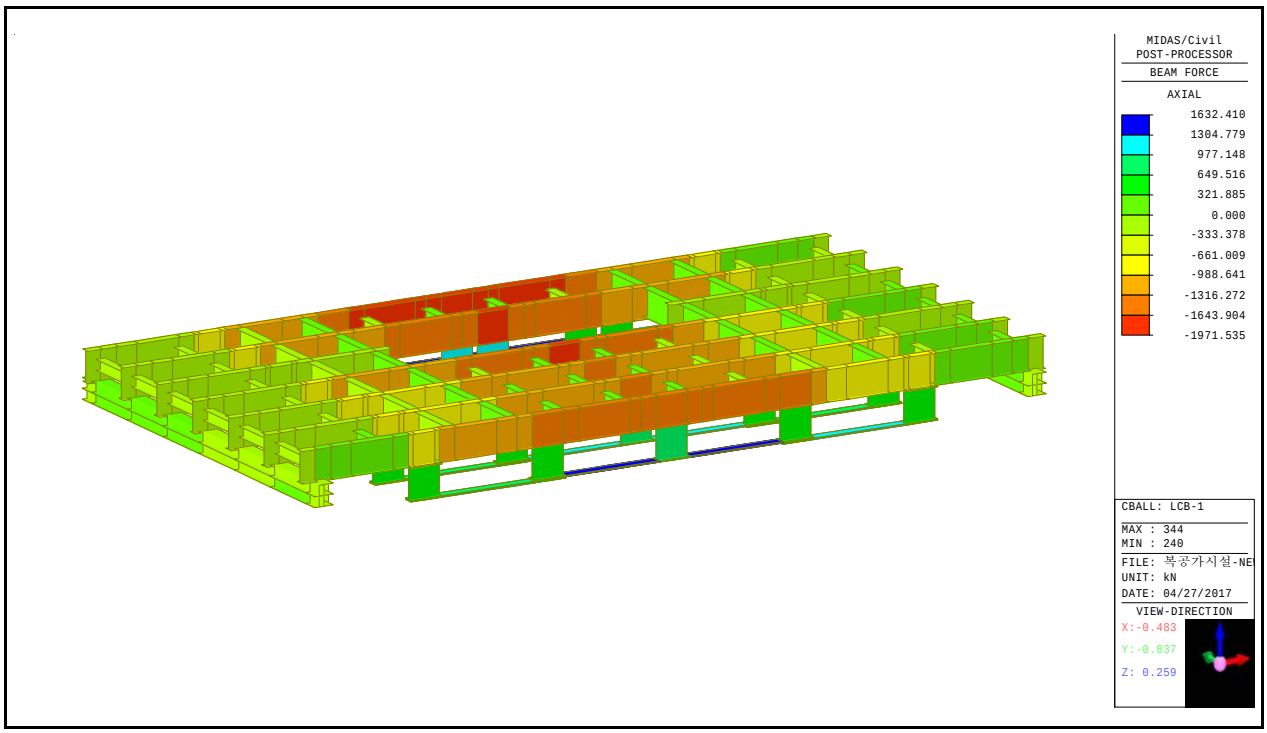
구 분		규 격 (mm)	단면적 A (mm^2)	단면2차모멘트 (mm^4)	
				I_Y	I_Z
거 더	H-BEAM	H-900×300×16×28	30,580	4,040,000,000	126,000,000
거더받침빔	H-BEAM	H-300×300×10×15	11,980	204,000,000	67,500,000
가로보-1	H-BEAM	H-800×300×14×26	26,740	2,920,000,000	117,000,000
가로보-2	H-BEAM	H-300×300×10×15	11,980	204,000,000	67,500,000
온도강판	PLATE	PL- 320 × 34	10,880	-	-
보강판	PLATE	PL- 320 × 34	10,880	-	-

구 분		규 격 (mm)	단면2차반경 (mm)		중립축으로부터의 거리 (mm)			
					Z축 방향		Y축 방향	
					상연	하연	상연	하연
			r_Y	r_Z	Z_u	Z_l	Y_u	Y_l
거 더	H-BEAM	H-900×300×16×28	363.5	64.2	450.0	-450.0	150.0	-150.0
거더받침빔	H-BEAM	H-300×300×10×15	130.5	75.1	150.0	-150.0	150.0	-150.0
가로보-1	H-BEAM	H-800×300×14×26	330.5	66.1	400.0	-400.0	150.0	-150.0
가로보-2	H-BEAM	H-300×300×10×15	130.5	75.1	150.0	-150.0	150.0	-150.0
온도강판	PLATE	PL- 320 × 34	-	-	-	-	-	-
보강판	PLATE	PL- 320 × 34	-	-	-	-	-	-

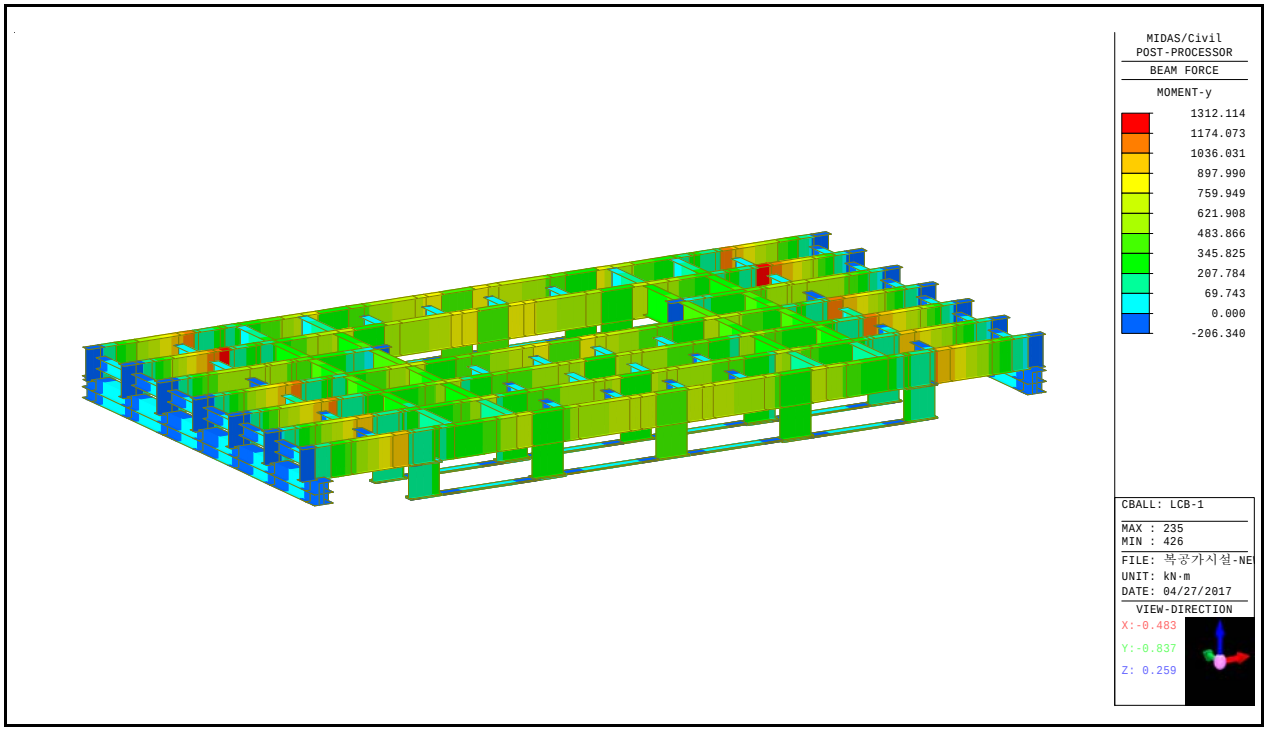
5. 단면력도

5.1 LCB 1 단면력도

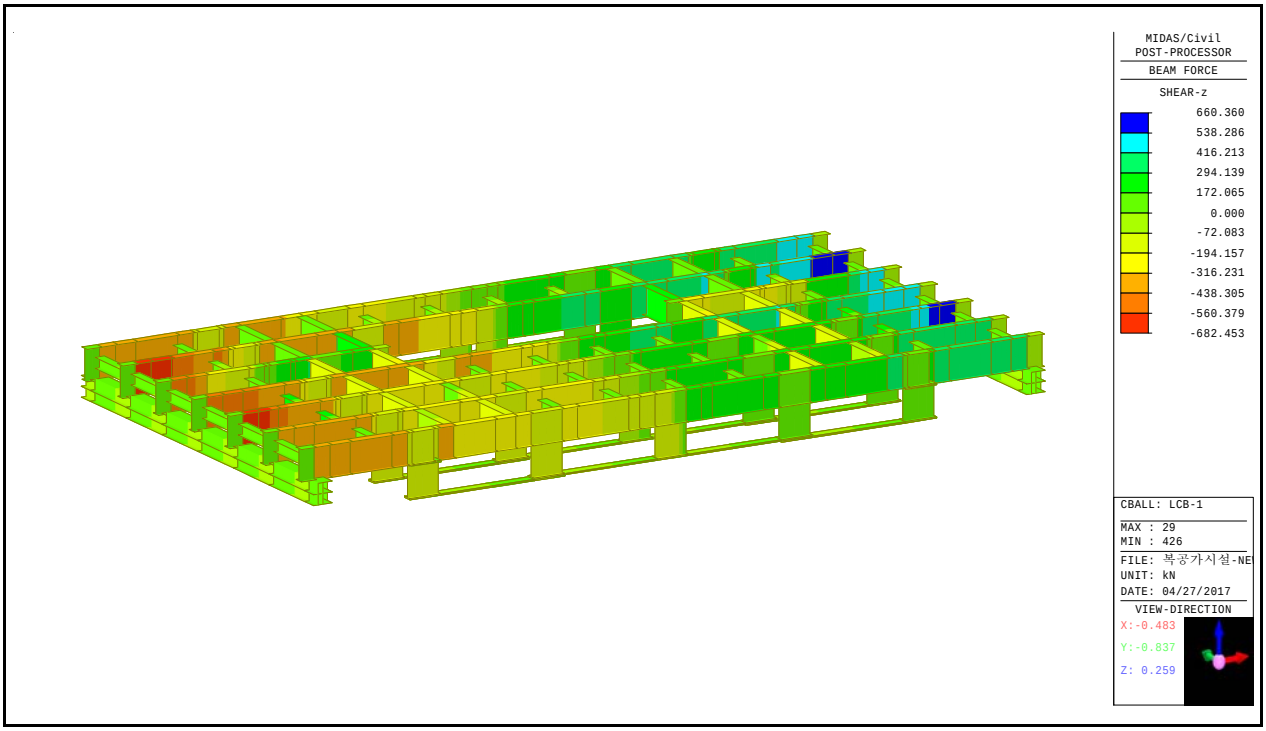
1) 축력 P



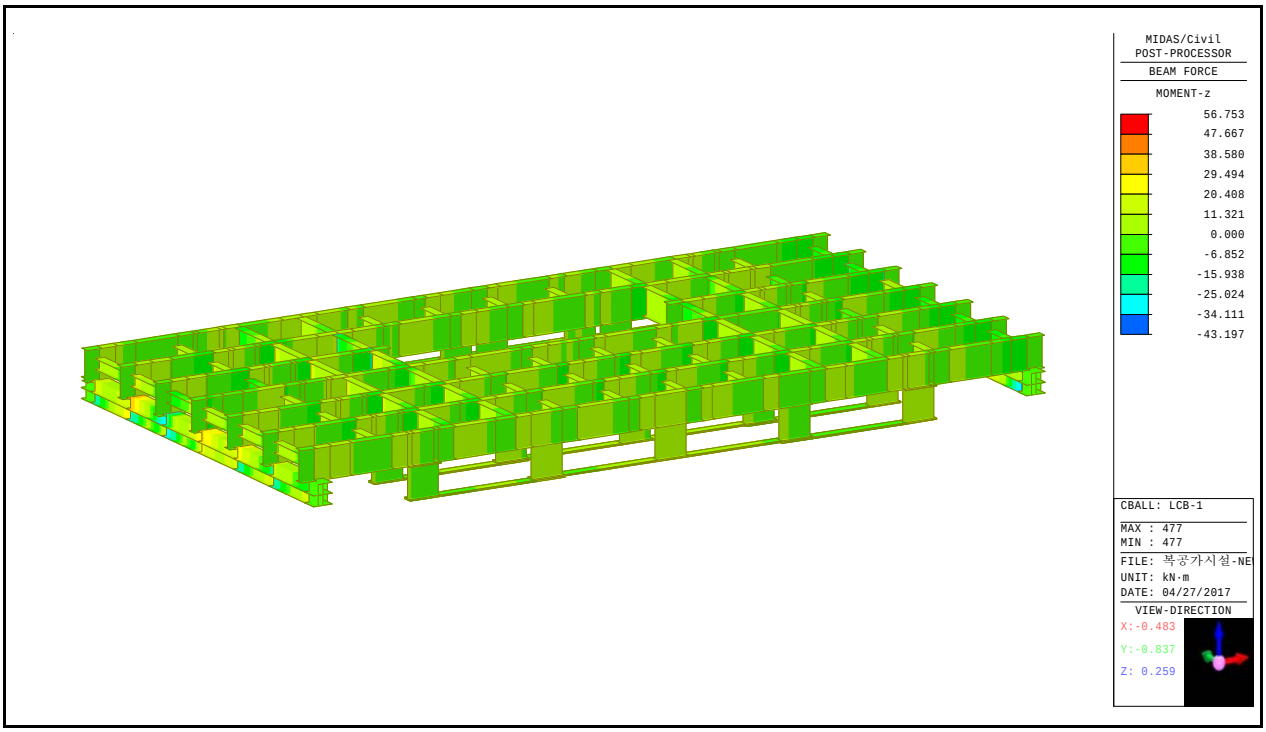
2) 휨모멘트 M_Y



3) 전단력 S

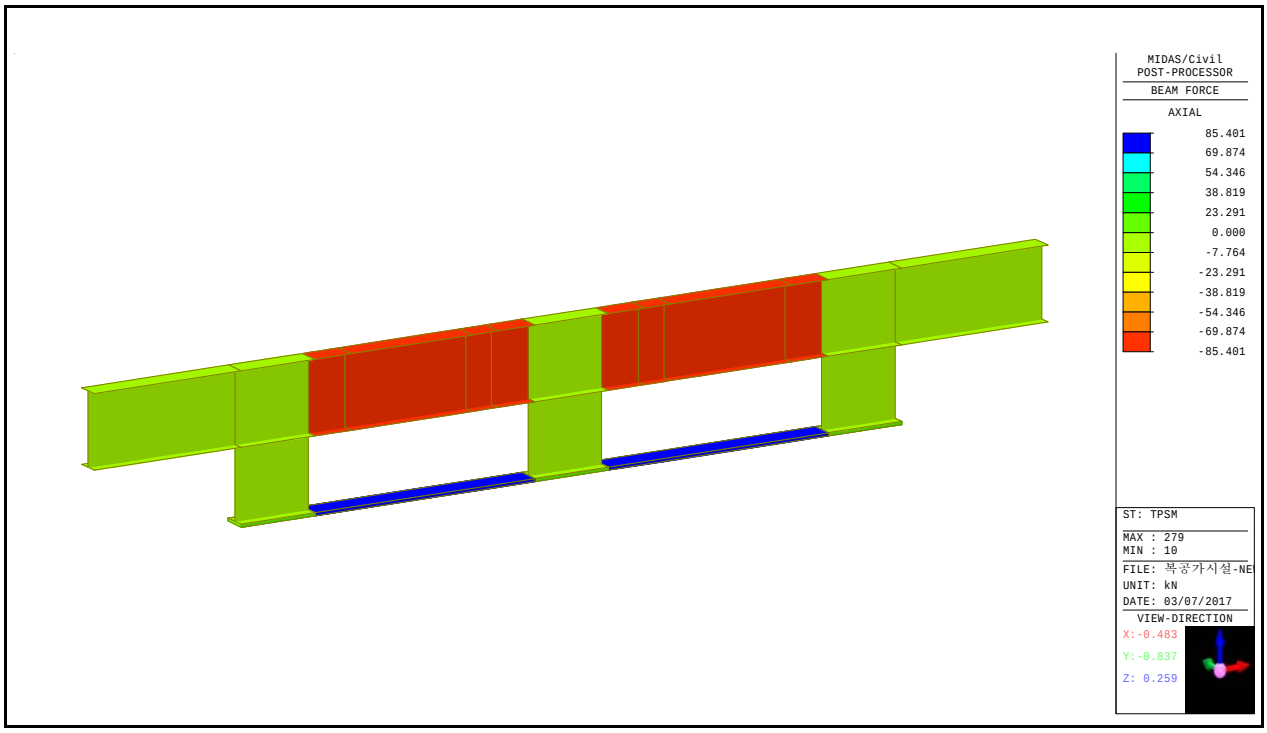


4) 휨모멘트 M_Z

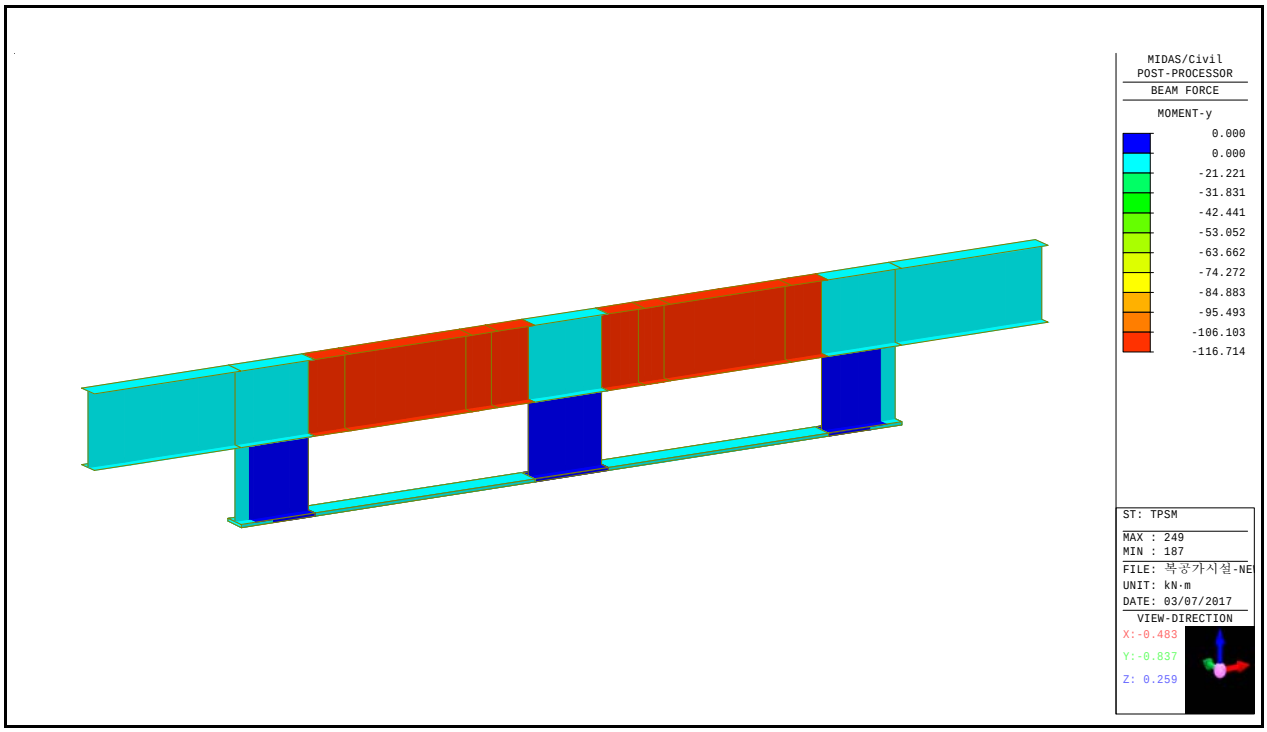


5.2 TPSM 단면력도

1) 축력 P



2) 휨모멘트 M_Y



6. 허용응력 산정

- 허용응력 산정 요약

구 분		규 격 (mm)	f_{ta} (MPa)	f_{bagy} (MPa)	f_{caz} (MPa)	f_{cao} (MPa)	f_{cag} (MPa)
거 더	H-BEAM	H-900×300×16×28	157.500	151.711	145.916	157.500	145.916
거더받침빔	H-BEAM	H-300×300×10×15	157.500	151.711	150.079	157.500	150.079
가로보-1	H-BEAM	H-800×300×14×26	157.500	151.711	146.766	157.500	146.766
가로보-2	H-BEAM	H-300×300×10×15	157.500	151.711	150.079	157.500	150.079
온도강판	PLATE	PL- 320 × 34	237.500	-	-	-	-
보강판	PLATE	PL- 320 × 34	237.500	-	-	-	-

구 분		규 격 (mm)	f_{cal} (MPa)	f_{Ey} (MPa)	f_{Ez} (MPa)	τ_a (MPa)	비 고
거 더	H-BEAM	H-900×300×16×28	157.500	39633.748	1236.102	90.000	6.1
거더받침빔	H-BEAM	H-300×300×10×15	157.500	5108.514	1690.317	90.000	6.2
가로보-1	H-BEAM	H-800×300×14×26	157.500	32759.910	1312.640	90.000	6.3
가로보-2	H-BEAM	H-300×300×10×15	157.500	5108.514	1690.317	90.000	6.4
온도강판	PLATE	PL- 320 × 34	-	-	-	-	6.5
보강판	PLATE	PL- 320 × 34	-	-	-	-	6.6

6.1 거 더

- 사용강종 : SS400
- 형강종류 : H-BEAM
- 규 격 : H-900×300×16×28
- 부재의 좌굴 길이 : l = 2.000 m
  = 2,000 mm
- 단 면 적 : A = 30,580 mm^2
- 단면2차모멘트 : I_Y = 4,040,000,000 mm^4
  I_Z = 126,000,000 mm^4

구 분		치 수
상부 Flange 폭	B1	300.00 mm
하부 Flange 폭	B2	300.00 mm
BEAM 높이	H	900.00 mm
상부 Flange 두께	tf1	28.00 mm
하부 Flange 두께	tf2	28.00 mm
Web 높이	Hw	844.00 mm
Web 두께	tw	16.00 mm

1) 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력

강재 판두께 : t = 28.000 mm

∴ 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력 : f_{ta} = 140.000 MPa

2) 허용휨압축응력 (대칭단면)

압축 Flange 총단면적 : A_c = 300.000 × 28.000 = 8400.000 mm^2

Web 총단면적 : A_w = 16.000 × 844.000 = 13504.000 mm^2

A_w / A_c = 13504.000 / 8400.000 = 1.608 < 2.000

$$K = \sqrt{\left(3 + \frac{A_w}{A_c}\right)} = \sqrt{\left(3 + \frac{13504.000}{8400.000}\right)} = 2.147$$

압축 Flange 고정점간 거리 : l = 2.000 m = 2000.000 mm

압축 Flange 폭 : b = 300.000 mm

l / b = 2000.000 / 300.000 = 6.667

압축 Flange 판두께 : tf = 28.000 mm

∴ 압축 Flange 허용휨압축응력 : f_{bagy} = 134.854 MPa

3) 허용축방향압축응력

$$f_{ca} = f_{cag} \times \frac{f_{cal}}{f_{cao}} = 129.703 \times \frac{140.000}{140.000} = 129.703 \text{ MPa} = f_{caz}$$

여기서, f_{cag} : 도로교설계기준 표 3.3.2에 표시된 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력 (MPa)

f_{cal} : 도로교설계기준 3.4.2.1, 3.4.2.2 및 3.4.2.3에 규정한 국부좌굴에 대한 허용응력 (MPa)

f_{cao} : 도로교설계기준 표 3.3.2의 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값 (MPa)

- 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값

판두께 : t = 28.000 mm

∴ 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값 : f_{cao} = 140.000 MPa

- 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력

부재의 유효좌굴길이 : l = 2000.000 mm

부재 총단면의 단면회전반경 : (강축) $r_Y = \sqrt{(I_Y / A)} = \sqrt{(4{,}040{,}000{,}000 / 30{,}580)}$

= 363.473 mm

(약축) $r_Z = \sqrt{(I_Z / A)} = \sqrt{(126{,}000{,}000 / 30{,}580)}$

= 64.190 mm

(강축) l / r_Y = 2000.000 / 363.473 = 5.502 < 120 O.K (세장비 검토)

강축둘레의 허용오일러좌굴응력 : f_{Ey} = 1200000 / (l / r_Y)^2

= 1200000 / (5.502)^2 = 39633.748 MPa

(약축) l / r_Z = 2000.000 / 64.190 = 31.158 < 120 O.K (세장비 검토)

약축둘레의 허용오일러좌굴응력 : f_{Ez} = 1200000 / (l / r_Z)^2

= 1200000 / (31.158)^2 = 1236.102 MPa

∴ l / r = 31.158

판두께 : t = 28.000 mm

∴ 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력 : f_{cag} = 129.703 MPa

- 국부좌굴에 대한 허용응력 (대칭단면)

자유돌출폭 : b = 142.000 mm

자유돌출판의 두께 : t = 28.000 mm > b / 16 = 142.000 / 16 = 8.875 mm

O.K (자유돌출판 최소두께 검토)

t / b = 28.000 / 142.000 = 0.197

∴ 자유돌출판의 국부좌굴에 대한 허용응력 : f_{cal} = 140.000 MPa

∴ 국부좌굴에 대한 허용응력 : f_{cal} = 140.000 MPa

4) 허용전단응력

Web 판두께 : tw = 16.000 mm

∴ Web 허용전단응력 : τ_a = 80.000 MPa

5) 허용응력 집계

구 분	허용응력 (MPa)
- 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력	f_{ta} = 140.000 × 1.125 = 157.500
- 허용휨압축응력	f_{bagy} = 134.854 × 1.125 = 151.711
- 허용축방향압축응력	f_{caz} = 129.703 × 1.125 = 145.916
- 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값	f_{cao} = 140.000 × 1.125 = 157.500
- 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력	f_{cag} = 129.703 × 1.125 = 145.916
- 국부좌굴에 대한 허용응력	f_{cal} = 140.000 × 1.125 = 157.500
- 강축둘레의 허용오일러좌굴응력	f_{Ey} = 39633.748 × 1.000 = 39633.748
- 약축둘레의 허용오일러좌굴응력	f_{Ez} = 1236.102 × 1.000 = 1236.102
- 허용전단응력	τ_a = 80.000 × 1.125 = 90.000

- 허용응력할증계수 = 1.250

- 고재 감소계수 = 0.900

6.2 거더받침빔

- 사용강종 : SS400
- 형강종류 : H-BEAM
- 규 격 : H-300×300×10×15
- 부재의 좌굴 길이 : l = 2.000 m
  = 2,000 mm
- 단 면 적 : A = 11,980 mm^2
- 단면2차모멘트 : I_Y = 204,000,000 mm^4
  I_Z = 67,500,000 mm^4

구 분		치 수
상부 Flange 폭	B1	300.00 mm
하부 Flange 폭	B2	300.00 mm
BEAM 높이	H	300.00 mm
상부 Flange 두께	tf1	15.00 mm
하부 Flange 두께	tf2	15.00 mm
Web 높이	Hw	270.00 mm
Web 두께	tw	10.00 mm

1) 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력

강재 판두께 : t = 15.000 mm

∴ 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력 : f_{ta} = 140.000 MPa

2) 허용휨압축응력 (대칭단면)

압축 Flange 총단면적 : A_c = 300.000 × 15.000 = 4500.000 mm^2

Web 총단면적 : A_w = 10.000 × 270.000 = 2700.000 mm^2

A_w / A_c = 2700.000 / 4500.000 = 0.600 < 2.000

$$K = \sqrt{\left(3 + \frac{A_w}{A_c}\right)} = \sqrt{\left(3 + \frac{2700.000}{4500.000}\right)} = 1.897$$

압축 Flange 고정점간 거리 : l = 2.000 m = 2000.000 mm

압축 Flange 폭 : b = 300.000 mm

l / b = 2000.000 / 300.000 = 6.667

압축 Flange 판두께 : tf = 15.000 mm

∴ 압축 Flange 허용휨압축응력 : f_{bagy} = 134.854 MPa

3) 허용축방향압축응력

$$f_{ca} = f_{cag} \times \frac{f_{cal}}{f_{cao}} = 133.404 \times \frac{140.000}{140.000} = 133.404 \text{ MPa} = f_{caz}$$

여기서, f_{cag} : 도로교설계기준 표 3.3.2에 표시된 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력 (MPa)

f_{cal} : 도로교설계기준 3.4.2.1, 3.4.2.2 및 3.4.2.3에 규정한 국부좌굴에 대한 허용응력 (MPa)

f_{cao} : 도로교설계기준 표 3.3.2의 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값 (MPa)

- 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값

판두께 : t = 15.000 mm

∴ 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값 : f_{cao} = 140.000 MPa

- 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력

부재의 유효좌굴길이 : l = 2000.000 mm

부재 총단면의 단면회전반경 : (강축) $r_Y = \sqrt{(I_Y / A)} = \sqrt{(204,000,000 / 11,980)}$

= 130.493 mm

(약축) $r_Z = \sqrt{(I_Z / A)} = \sqrt{(67,500,000 / 11,980)}$

= 75.063 mm

(강축) l / r_Y = 2000.000 / 130.493 = 15.327 < 120 O.K (세장비 검토)

강축둘레의 허용오일러좌굴응력 : f_{Ey} = 1200000 / (l / r_Y)^2

= 1200000 / (15.327)^2 = 5108.514 MPa

(약축) l / r_Z = 2000.000 / 75.063 = 26.644 < 120 O.K (세장비 검토)

약축둘레의 허용오일러좌굴응력 : f_{Ez} = 1200000 / (l / r_Z)^2

= 1200000 / (26.644)^2 = 1690.317 MPa

∴ l / r = 26.644

판두께 : t = 15.000 mm

∴ 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력 : f_{cag} = 133.404 MPa

- 국부좌굴에 대한 허용응력 (대칭단면)

자유돌출폭 : b = 145.000 mm

자유돌출판의 두께 : t = 15.000 mm > b / 16 = 145.000 / 16 = 9.063 mm

O.K (자유돌출판 최소두께 검토)

t / b = 15.000 / 145.000 = 0.103

∴ 자유돌출판의 국부좌굴에 대한 허용응력 : f_{cal} = 140.000 MPa

∴ 국부좌굴에 대한 허용응력 : f_{cal} = 140.000 MPa

4) 허용전단응력

Web 판두께 : tw = 10.000 mm

∴ Web 허용전단응력 : τ_a = 80.000 MPa

5) 허용응력 집계

구 분	허용응력 (MPa)
- 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력	f_{ta} = 140.000 × 1.125 = 157.500
- 허용휨압축응력	f_{bagy} = 134.854 × 1.125 = 151.711
- 허용축방향압축응력	f_{caz} = 133.404 × 1.125 = 150.079
- 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값	f_{cao} = 140.000 × 1.125 = 157.500
- 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력	f_{cag} = 133.404 × 1.125 = 150.079
- 국부좌굴에 대한 허용응력	f_{cal} = 140.000 × 1.125 = 157.500
- 강축둘레의 허용오일러좌굴응력	f_{Ey} = 5108.514 × 1.000 = 5108.514
- 약축둘레의 허용오일러좌굴응력	f_{Ez} = 1690.317 × 1.000 = 1690.317
- 허용전단응력	τ_a = 80.000 × 1.125 = 90.000

- 허용응력할증계수 = 1.250

- 고재 감소계수 = 0.900

6.3 가로보-1

- 사용강종 : SS400
- 형강종류 : H-BEAM
- 규 격 : H-800×300×14×26
- 부재의 좌굴 길이 : l = 2.000 m
  = 2,000 mm
- 단 면 적 : A = 26,740 mm^2
- 단면2차모멘트 : I_Y = 2,920,000,000 mm^4
  I_Z = 117,000,000 mm^4

구 분		치 수
상부 Flange 폭	B1	300.00 mm
하부 Flange 폭	B2	300.00 mm
BEAM 높이	H	800.00 mm
상부 Flange 두께	tf1	26.00 mm
하부 Flange 두께	tf2	26.00 mm
Web 높이	Hw	748.00 mm
Web 두께	tw	14.00 mm

1) 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력

강재 판두께 : t = 26.000 mm

∴ 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력 : f_{ta} = 140.000 MPa

2) 허용휨압축응력 (대칭단면)

압축 Flange 총단면적 : A_c = 300.000 × 26.000 = 7800.000 mm^2

Web 총단면적 : A_w = 14.000 × 748.000 = 10472.000 mm^2

A_w / A_c = 10472.000 / 7800.000 = 1.343 < 2.000

$$K = \sqrt{\left(3 + \frac{A_w}{A_c}\right)} = \sqrt{\left(3 + \frac{10472.000}{7800.000}\right)} = 2.084$$

압축 Flange 고정점간 거리 : l = 2.000 m = 2000.000 mm

압축 Flange 폭 : b = 300.000 mm

l / b = 2000.000 / 300.000 = 6.667

압축 Flange 판두께 : tf = 26.000 mm

∴ 압축 Flange 허용휨압축응력 : f_{bagy} = 134.854 MPa

3) 허용축방향압축응력

$$f_{ca} = f_{cag} \times \frac{f_{cal}}{f_{cao}} = 130.459 \times \frac{140.000}{140.000} = 130.459 \text{ MPa} = f_{caz}$$

여기서, f_{cag} : 도로교설계기준 표 3.3.2에 표시된 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력 (MPa)

f_{cal} : 도로교설계기준 3.4.2.1, 3.4.2.2 및 3.4.2.3에 규정한 국부좌굴에 대한 허용응력 (MPa)

f_{cao} : 도로교설계기준 표 3.3.2의 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값 (MPa)

- 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값

판두께 : t = 26.000 mm

∴ 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값 : f_{cao} = 140.000 MPa

- 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력

부재의 유효좌굴길이 : l = 2000.000 mm

부재 총단면의 단면회전반경 : (강축) $r_Y = \sqrt{(I_Y / A)} = \sqrt{(2{,}920{,}000{,}000 / 26{,}740)}$

= 330.454 mm

(약축) $r_Z = \sqrt{(I_Z / A)} = \sqrt{(117{,}000{,}000 / 26{,}740)}$

= 66.147 mm

(강축) l / r_Y = 2000.000 / 330.454 = 6.052 < 120 O.K (세장비 검토)

강축둘레의 허용오일러좌굴응력 : f_{Ey} = 1200000 / (l / r_Y)^2

= 1200000 / (6.052)^2 = 32759.910 MPa

(약축) l / r_Z = 2000.000 / 66.147 = 30.236 < 120 O.K (세장비 검토)

약축둘레의 허용오일러좌굴응력 : f_{Ez} = 1200000 / (l / r_Z)^2

= 1200000 / (30.236)^2 = 1312.640 MPa

∴ l / r = 30.236

판두께 : t = 26.000 mm

∴ 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력 : f_{cag} = 130.459 MPa

- 국부좌굴에 대한 허용응력 (대칭단면)

자유돌출폭 : b = 143.000 mm

자유돌출판의 두께 : t = 26.000 mm > b / 16 = 143.000 / 16 = 8.938 mm

O.K (자유돌출판 최소두께 검토)

t / b = 26.000 / 143.000 = 0.182

∴ 자유돌출판의 국부좌굴에 대한 허용응력 : f_{cal} = 140.000 MPa

∴ 국부좌굴에 대한 허용응력 : f_{cal} = 140.000 MPa

4) 허용전단응력

Web 판두께 : tw = 14.000 mm

∴ Web 허용전단응력 : τ_a = 80.000 MPa

5) 허용응력 집계

구 분	허용응력 (MPa)
- 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력	f_{ta} = 140.000 × 1.125 = 157.500
- 허용휨압축응력	f_{bagy} = 134.854 × 1.125 = 151.711
- 허용축방향압축응력	f_{caz} = 130.459 × 1.125 = 146.766
- 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값	f_{cao} = 140.000 × 1.125 = 157.500
- 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력	f_{cag} = 130.459 × 1.125 = 146.766
- 국부좌굴에 대한 허용응력	f_{cal} = 140.000 × 1.125 = 157.500
- 강축둘레의 허용오일러좌굴응력	f_{Ey} = 32759.910 × 1.000 = 32759.910
- 약축둘레의 허용오일러좌굴응력	f_{Ez} = 1312.640 × 1.000 = 1312.640
- 허용전단응력	τ_a = 80.000 × 1.125 = 90.000

- 허용응력할증계수 = 1.250

- 고재 감소계수 = 0.900

6.4 가로보-2

- 사용강종 : SS400
- 형강종류 : H-BEAM
- 규 격 : H-300×300×10×15
- 부재의 좌굴 길이 : l = 2.000 m
  = 2,000 mm
- 단 면 적 : A = 11,980 mm^2
- 단면2차모멘트 : I_Y = 204,000,000 mm^4
  I_Z = 67,500,000 mm^4

구 분		치 수
상부 Flange 폭	B1	300.00 mm
하부 Flange 폭	B2	300.00 mm
BEAM 높이	H	300.00 mm
상부 Flange 두께	tf1	15.00 mm
하부 Flange 두께	tf2	15.00 mm
Web 높이	Hw	270.00 mm
Web 두께	tw	10.00 mm

1) 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력

강재 판두께 : t = 15.000 mm

∴ 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력 : f_{ta} = 140.000 MPa

2) 허용휨압축응력 (대칭단면)

압축 Flange 총단면적 : A_c = 300.000 × 15.000 = 4500.000 mm^2

Web 총단면적 : A_w = 10.000 × 270.000 = 2700.000 mm^2

A_w / A_c = 2700.000 / 4500.000 = 0.600 < 2.000

$$K = \sqrt{\left(3 + \frac{A_w}{A_c}\right)} = \sqrt{\left(3 + \frac{2700.000}{4500.000}\right)} = 1.897$$

압축 Flange 고정점간 거리 : l = 2.000 m = 2000.000 mm

압축 Flange 폭 : b = 300.000 mm

l / b = 2000.000 / 300.000 = 6.667

압축 Flange 판두께 : tf = 15.000 mm

∴ 압축 Flange 허용휨압축응력 : f_{bagy} = 134.854 MPa

3) 허용축방향압축응력

$$f_{ca} = f_{cag} \times \frac{f_{cal}}{f_{cao}} = 133.404 \times \frac{140.000}{140.000} = 133.404 \text{ MPa} = f_{caz}$$

여기서, f_{cag} : 도로교설계기준 표 3.3.2에 표시된 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력 (MPa)

f_{cal} : 도로교설계기준 3.4.2.1, 3.4.2.2 및 3.4.2.3에 규정한 국부좌굴에 대한 허용응력 (MPa)

f_{cao} : 도로교설계기준 표 3.3.2의 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값 (MPa)

- 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값

판두께 : t = 15.000 mm

∴ 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값 : f_{cao} = 140.000 MPa

- 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력

부재의 유효좌굴길이 : l = 2000.000 mm

부재 총단면의 단면회전반경 : (강축) $r_Y = \sqrt{(I_Y / A)} = \sqrt{(204,000,000 / 11,980)}$

= 130.493 mm

(약축) $r_Z = \sqrt{(I_Z / A)} = \sqrt{(67,500,000 / 11,980)}$

= 75.063 mm

(강축) l / r_Y = 2000.000 / 130.493 = 15.327 < 120 O.K (세장비 검토)

강축둘레의 허용오일러좌굴응력 : f_{Ey} = 1200000 / (l / r_Y)^2

= 1200000 / (15.327)^2 = 5108.514 MPa

(약축) l / r_Z = 2000.000 / 75.063 = 26.644 < 120 O.K (세장비 검토)

약축둘레의 허용오일러좌굴응력 : f_{Ez} = 1200000 / (l / r_Z)^2

= 1200000 / (26.644)^2 = 1690.317 MPa

∴ l / r = 26.644

판두께 : t = 15.000 mm

∴ 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력 : f_{cag} = 133.404 MPa

- 국부좌굴에 대한 허용응력 (대칭단면)

자유돌출폭 : b = 145.000 mm

자유돌출판의 두께 : t = 15.000 mm > b / 16 = 145.000 / 16 = 9.063 mm

O.K (자유돌출판 최소두께 검토)

t / b = 15.000 / 145.000 = 0.103

∴ 자유돌출판의 국부좌굴에 대한 허용응력 : f_{cal} = 140.000 MPa

∴ 국부좌굴에 대한 허용응력 : f_{cal} = 140.000 MPa

4) 허용전단응력

Web 판두께 : tw = 10.000 mm

∴ Web 허용전단응력 : τ_a = 80.000 MPa

5) 허용응력 집계

구 분	허용응력 (MPa)
- 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력	f_{ta} = 140.000 × 1.125 = 157.500
- 허용휨압축응력	f_{bagy} = 134.854 × 1.125 = 151.711
- 허용축방향압축응력	f_{caz} = 133.404 × 1.125 = 150.079
- 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값	f_{cao} = 140.000 × 1.125 = 157.500
- 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력	f_{cag} = 133.404 × 1.125 = 150.079
- 국부좌굴에 대한 허용응력	f_{cal} = 140.000 × 1.125 = 157.500
- 강축둘레의 허용오일러좌굴응력	f_{Ey} = 5108.514 × 1.000 = 5108.514
- 약축둘레의 허용오일러좌굴응력	f_{Ez} = 1690.317 × 1.000 = 1690.317
- 허용전단응력	τ_a = 80.000 × 1.125 = 90.000

- 허용응력할증계수 = 1.250

- 고재 감소계수 = 0.900

6.5 온도강판

- 사용강종 : SM490 - 허용응력할증계수 = 1.250
- 형강종류 : PLATE - 고재 감소계수 = 1.000
- 규 격 : PL- 320 × 34
- 단 면 적 : A = 10,880 mm^2

1) 허용축방향인장응력

강재 판두께 : t = 34.000 mm

∴ 허용축방향인장응력 : f_{ta} = 190.000 MPa × 1.25 = 237.500 MPa

6.6 보강판

- 사용강종 : SM490 - 허용응력할증계수 = 1.250
- 형강종류 : PLATE - 고재 감소계수 = 1.000
- 규 격 : PL- 320 × 34
- 단 면 적 : A = 10,880 mm^2

1) 허용축방향인장응력

강재 판두께 : t = 34.000 mm

∴ 허용축방향인장응력 : f_{ta} = 190.000 MPa × 1.25 = 237.500 MPa

7. 단면검토

7.1 거 더 - 일반부

Element No. : 235 , Node No. : I[186]

- 사용강종 : SS400
- 형강종류 : H-BEAM
- 규 격 : H-900×300×16×28

- 단 면 적 : A = 30,580 mm^2
- 단면2차모멘트 : I_Y = 4,040,000,000 mm^4
  I_Z = 126,000,000 mm^4

구 분		치 수	구 분		치 수
상부 Flange 폭	B1	300.00 mm	Web 높이	Hw	844.00 mm
하부 Flange 폭	B2	300.00 mm	Web 두께	tw	16.00 mm
BEAM 높이	H	900.00 mm			
상부 Flange 두께	tf1	28.00 mm			
하부 Flange 두께	tf2	28.00 mm			

중립축으로부터의 거리	Z_u	Z_l	Y_u	Y_l
	450.00 mm	-450.00 mm	150.00 mm	-150.00 mm

- 부재력 및 허용응력

구 분	축력 P (kN)	휨모멘트 M_Y (kN.m)	전단력 S (kN)	휨모멘트 M_Z (kN.m)	비틀림모멘트 M_X (kN.m)
자 중	1.64	165.31	54.46	0.16	-0.08
고정하중	1.07	109.36	33.76	0.12	-0.06
활하중(max)	25.08	1037.44	323.55	2.57	0.67
활하중(min)	-39.61	-5.74	-48.37	-2.52	-0.94
온도프리스트레싱					
합 계	27.79	1312.11	411.77	2.85	0.53

허용응력	f_{ta} (MPa)	f_{bagy} (MPa)	f_{caz} (MPa)	f_{cao} (MPa)	f_{cag} (MPa)	f_{cal} (MPa)	f_{Ey} (MPa)	f_{Ez} (MPa)	τ_a (MPa)
	157.500	151.711	145.916	157.500	145.916	157.500	39633.748	1236.102	90.000

- 단면 응력검토 산정식

축응력 : $f = P / A$

휨응력 : $f = - M \times Z / I$

전단응력 : $\tau = S / A_W$

- 자 중 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \dfrac{1.640}{30580.0} \times 1.E+03 - \dfrac{165.310}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -18.360$ MPa

하연 : $f_u = \dfrac{1.640}{30580.0} \times 1.E+03 - \dfrac{165.310}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 18.467$ MPa

- 고정하중 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{1.070}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{109.360}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -12.146$ MPa

하연 : $f_u = \frac{1.070}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{109.360}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 12.216$ MPa

- 활하중(max) 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{25.080}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{1037.440}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -114.736$ MPa

하연 : $f_u = \frac{25.080}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{1037.440}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 116.377$ MPa

- 활하중(min) 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{-39.610}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{-5.740}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -0.656$ MPa

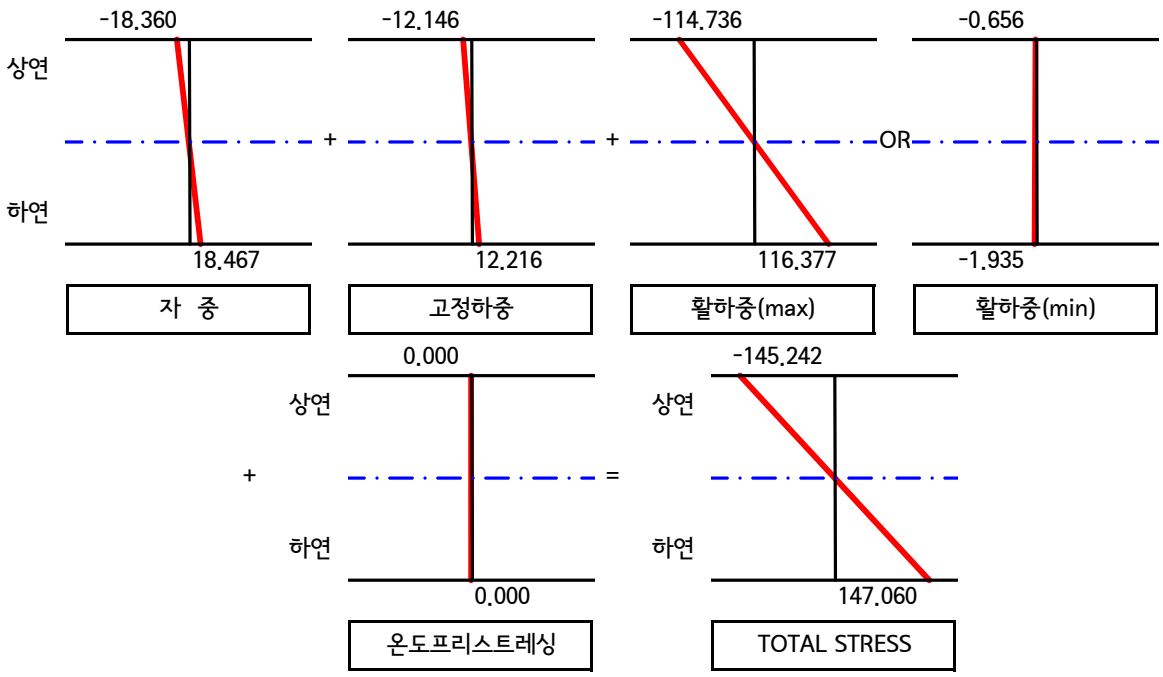
하연 : $f_u = \frac{-39.610}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{-5.740}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = -1.935$ MPa

- 온도프리스트레싱 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{0.000}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = 0.000$ MPa

하연 : $f_u = \frac{0.000}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 0.000$ MPa

- Section Stress Diagram



- 전단응력 검토

$\tau = \frac{411.770}{13504.0} \times 1.E+03$

$= 30.492$ MPa $< \tau_a = 90.000$ MPa O.K

- 발생응력의 검토

LOAD		축응력 (MPa)	축+휨응력 (MPa)					
			상연			하연		
			발생응력	허용응력	응력검토	발생응력	허용응력	응력검토
자 중	DL1	0.054	-18.360	-151.711	O.K	18.467	157.500	O.K
고정하중	DL2	0.035	-12.146	-151.711	O.K	12.216	157.500	O.K
활하중(max)	LLmax	0.820	-114.736	-151.711	O.K	116.377	157.500	O.K
활하중(min)	Llmin	-1.295	-0.656	-151.711	O.K	-1.935	-151.711	O.K
온도프리스트레싱	PS	0.000	0.000	-	-	0.000	-	-
DL1 + DL2 + LLmax OR + Llmin + PS	LCB1	0.909	-145.242	-151.711	O.K	147.060	157.500	O.K

- 합성응력의 검토

상연 : $\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = \left(\frac{-145.242}{-151.711}\right)^2 + \left(\frac{30.492}{90.000}\right)^2$

$= 0.957^2 + 0.339^2 = 1.031 < 1.200$ O.K

하연 : $\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = \left(\frac{147.060}{157.500}\right)^2 + \left(\frac{30.492}{90.000}\right)^2$

$= 0.934^2 + 0.339^2 = 0.987 < 1.200$ O.K

- 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재의 검토 : 축방향력이 압축인 경우 → 축방향력이 인장이므로, 생략가능

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy} \times \left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao} \times \left(1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}\right)} \le 1.000$$

$$\Rightarrow \frac{0.000}{145.916} + \frac{146.151}{151.711 \times \left(1 - \frac{0.000}{39633.748}\right)} + \frac{3.393}{157.500 \times \left(1 - \frac{0.000}{1236.102}\right)}$$

$= 0.985 < 1.000$ O.K

$$f_c + \frac{f_{bcy}}{1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}} + \frac{f_{bcz}}{1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}} \le f_{cal}$$

$$\Rightarrow 0.000 + \frac{146.151}{1 - \frac{0.000}{39633.748}} + \frac{3.393}{1 - \frac{0.000}{1236.102}} = 149.544 \text{ MPa} < 157.500 \text{ MPa}$$

O.K

- 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재의 검토 : 축방향력이 인장인 경우 → 검토 필요

$$f_t + f_{bty} + f_{btz} \leq f_{ta}$$

$$\Rightarrow 0.909 + 146.151 + 3.393 = 150.452 \text{ MPa} < 157.500 \text{ MPa}$$ O.K

$$-\frac{f_t}{f_{ta}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}} \leq 1.000$$

$$\Rightarrow -\frac{0.909}{157.500} + \frac{146.151}{151.711} + \frac{3.393}{157.500} = 0.979 < 1.000$$ O.K

$$-f_t + f_{bcy} + f_{bcz} \leq f_{cal}$$

$$\Rightarrow -0.909 + 146.151 + 3.393 = 148.635 \text{ MPa} < 157.500 \text{ MPa}$$ O.K

7.2 거 더 - PS 도입부

Element No. : 73 , Node No. : J[181]

- 사용강종 : SS400
- 형강종류 : H-BEAM
- 규 격 : H-900×300×16×28
- 단 면 적 : A = 30,580 mm^2
- 단면2차모멘트 : I_Y = 4,040,000,000 mm^4
  I_Z = 126,000,000 mm^4

구 분		치 수	구 분		치 수
상부 Flange 폭	B1	300.00 mm	Web 높이	Hw	844.00 mm
하부 Flange 폭	B2	300.00 mm	Web 두께	tw	16.00 mm
BEAM 높이	H	900.00 mm			
상부 Flange 두께	tf1	28.00 mm			
하부 Flange 두께	tf2	28.00 mm			

중립축으로부터의 거리	Z_u	Z_l	Y_u	Y_l
	450.00 mm	-450.00 mm	150.00 mm	-150.00 mm

- 부재력 및 허용응력

구 분	축력 P (kN)	휨모멘트 M_Y (kN.m)	전단력 S (kN)	휨모멘트 M_Z (kN.m)	비틀림모멘트 M_X (kN.m)
자 중	-215.67	92.63	-4.47	0.01	-0.04
고정하중	-138.19	58.50	-1.51	-0.03	-0.03
활하중(max)	2.87	728.79	123.70	2.92	0.36
활하중(min)	-1196.00	-0.58	-186.94	-2.71	-0.61
온도프리스트레싱	-85.40	-116.71			
합 계	-350.99	879.92	117.72	2.90	0.29

허용응력	f_{ta} (MPa)	f_{bagy} (MPa)	f_{caz} (MPa)	f_{cao} (MPa)	f_{cag} (MPa)	f_{cal} (MPa)	f_{Ey} (MPa)	f_{Ez} (MPa)	τ_a (MPa)
	157.500	151.711	145.916	157.500	145.916	157.500	39633.748	1236.102	90.000

- 단면 응력검토 산정식

축응력 : $f = P / A$

휨응력 : $f = - M \times Z / I$

전단응력 : $\tau = S / A_W$

- 자 중 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \dfrac{-215.670}{30580.0} \times 1.E+03 - \dfrac{92.630}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -17.370$ MPa

하연 : $f_u = \dfrac{-215.670}{30580.0} \times 1.E+03 - \dfrac{92.630}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 3.265$ MPa

- 고정하중 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{-138.190}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{58.500}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -11.035$ MPa

하연 : $f_u = \frac{-138.190}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{58.500}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 1.997$ MPa

- 활하중(max) 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{2.870}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{728.790}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -81.083$ MPa

하연 : $f_u = \frac{2.870}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{728.790}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 81.271$ MPa

- 활하중(max) 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{2.870}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{728.790}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -81.083$ MPa

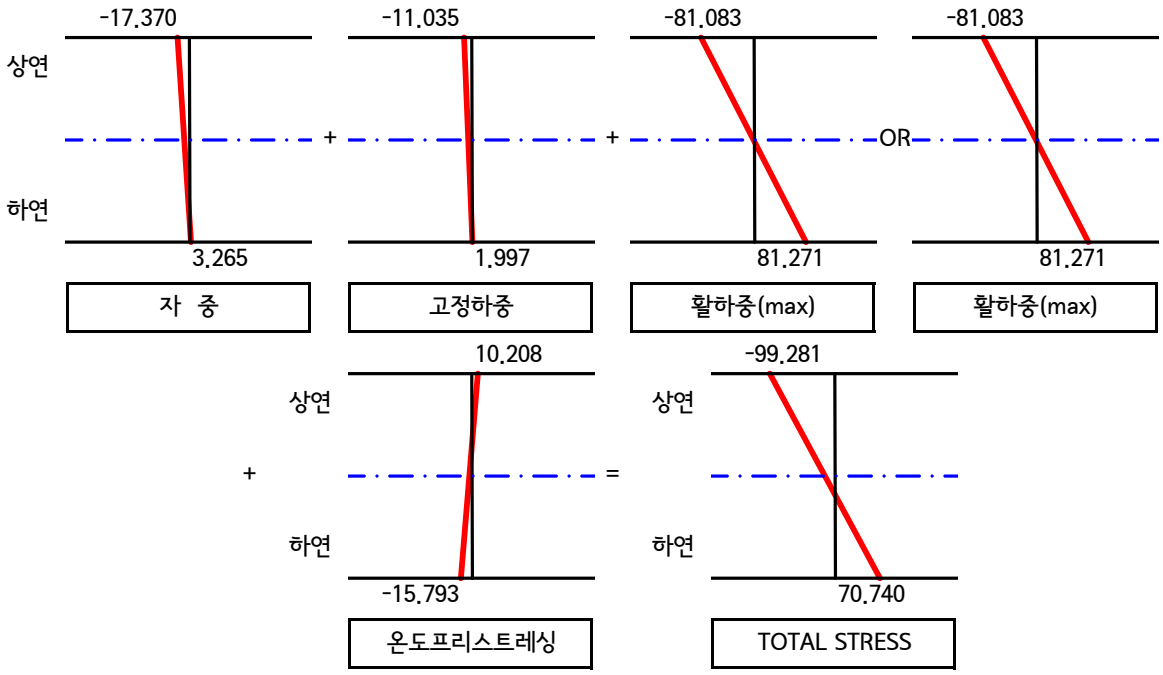
하연 : $f_u = \frac{2.870}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{728.790}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 81.271$ MPa

- 온도프리스트레싱 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{-85.401}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{-116.714}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = 10.208$ MPa

하연 : $f_u = \frac{-85.401}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{-116.714}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = -15.793$ MPa

- Section Stress Diagram



- 전단응력 검토

$\tau = \frac{192.920}{13504.0} \times 1.E+03$

$= 14.286$ MPa $< \tau_a = 90.000$ MPa O.K

- 발생응력의 검토

LOAD		축응력 (MPa)	축+휨응력 (MPa)					
			상연			하연		
			발생응력	허용응력	응력검토	발생응력	허용응력	응력검토
자 중	DL1	-7.053	-17.370	-151.711	O.K	3.265	157.500	O.K
고정하중	DL2	-4.519	-11.035	-151.711	O.K	1.997	157.500	O.K
활하중(max)	LLmax	0.094	-81.083	-151.711	O.K	81.271	157.500	O.K
활하중(min)	Llmin	-39.111	-39.046	-151.711	O.K	-39.175	-151.711	O.K
온도프리스트레싱	PS	-2.793	10.208	157.500	O.K	-15.793	-151.711	O.K
DL1 + DL2 + LLmax OR + Llmin + PS	LCB1	-14.270	-99.281	-151.711	O.K	70.740	157.500	O.K

- 합성응력의 검토

상연 : $\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = \left(\frac{-99.281}{-151.711}\right)^2 + \left(\frac{14.286}{90.000}\right)^2$

$= 0.654^2 + 0.159^2 = 0.453 < 1.200$ O.K

하연 : $\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = \left(\frac{70.740}{157.500}\right)^2 + \left(\frac{14.286}{90.000}\right)^2$

$= 0.449^2 + 0.159^2 = 0.227 < 1.200$ O.K

- 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재의 검토 : 축방향력이 압축인 경우 → 검토 필요

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy} \times \left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao} \times \left(1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}\right)} \le 1.000$$

$$\Rightarrow \frac{14.270}{145.916} + \frac{85.011}{151.711 \times \left(1 - \frac{14.270}{39633.748}\right)} + \frac{3.452}{157.500 \times \left(1 - \frac{14.270}{1236.102}\right)}$$

$= 0.681 < 1.000$ O.K

$$f_c + \frac{f_{bcy}}{1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}} + \frac{f_{bcz}}{1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}} \le f_{cal}$$

$$\Rightarrow 14.270 + \frac{85.011}{1 - \frac{14.270}{39633.748}} + \frac{3.452}{1 - \frac{14.270}{1236.102}} = 102.804 \text{ MPa} < 157.500 \text{ MPa}$$

O.K

- 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재의 검토 : 축방향력이 인장인 경우 → 축방향력이 압축이므로, 생략가능

$f_t + f_{bty} + f_{btz} \leq f_{ta}$

$\Rightarrow$ 0.000 + 85.011 + 3.452 = 88.463 MPa < 157.500 MPa O.K

$$-\frac{f_t}{f_{ta}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}} \leq 1.000$$

$$\Rightarrow -\frac{0.000}{157.500} + \frac{85.011}{151.711} + \frac{3.452}{157.500} = 0.582 < 1.000 \quad \text{O.K}$$

$-f_t + f_{bcy} + f_{bcz} \leq f_{cal}$

$\Rightarrow$ - 0.000 + 85.011 + 3.452 = 88.463 MPa < 157.500 MPa O.K

7.3 거 더 - 보강부

Element No. : 84 , Node No. : J[189]

- 사용강종 : SS400
- 형강종류 : H-BEAM
- 규 격 : H-900×300×16×28

- 단 면 적 : A = 30,580 mm^2
- 단면2차모멘트 : I_Y = 4,040,000,000 mm^4
  I_Z = 126,000,000 mm^4

구 분		치 수	구 분		치 수
상부 Flange 폭	B1	300.00 mm	Web 높이	Hw	844.00 mm
하부 Flange 폭	B2	300.00 mm	Web 두께	tw	16.00 mm
BEAM 높이	H	900.00 mm			
상부 Flange 두께	tf1	28.00 mm			
하부 Flange 두께	tf2	28.00 mm			

중립축으로부터의 거리	Z_u	Z_l	Y_u	Y_l
	450.00 mm	-450.00 mm	150.00 mm	-150.00 mm

- 부재력 및 허용응력

구 분	축력 P (kN)	휨모멘트 M_Y (kN.m)	전단력 S (kN)	휨모멘트 M_Z (kN.m)	비틀림모멘트 M_X (kN.m)
자 중	-156.19	101.90	-24.27	0.12	0.00
고정하중	-98.13	62.97	-13.52	0.05	-0.01
활하중(max)	90.35	669.87	74.73	4.55	0.43
활하중(min)	-868.38	-44.25	-205.82	-2.79	-0.38
온도프리스트레싱					
합 계	-163.97	834.74	36.94	4.72	0.42

허용응력	f_{ta} (MPa)	f_{bagy} (MPa)	f_{caz} (MPa)	f_{cao} (MPa)	f_{cag} (MPa)	f_{cal} (MPa)	f_{Ey} (MPa)	f_{Ez} (MPa)	τ_a (MPa)
	157.500	151.711	145.916	157.500	145.916	157.500	39633.748	1236.102	90.000

- 단면 응력검토 산정식

축응력 : $f = P / A$

휨응력 : $f = - M \times Z / I$

전단응력 : $\tau = S / A_W$

- 자 중 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \dfrac{-156.190}{30580.0} \times 1.E+03 - \dfrac{101.900}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -16.458$ MPa

하연 : $f_u = \dfrac{-156.190}{30580.0} \times 1.E+03 - \dfrac{101.900}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 6.243$ MPa

- 고정하중 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{-98.130}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{62.970}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -10.223$ MPa

하연 : $f_u = \frac{-98.130}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{62.970}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 3.805$ MPa

- 활하중(max) 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{90.350}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{669.870}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -71.660$ MPa

하연 : $f_u = \frac{90.350}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{669.870}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 77.569$ MPa

- 활하중(min) 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{-868.380}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{-44.250}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -23.468$ MPa

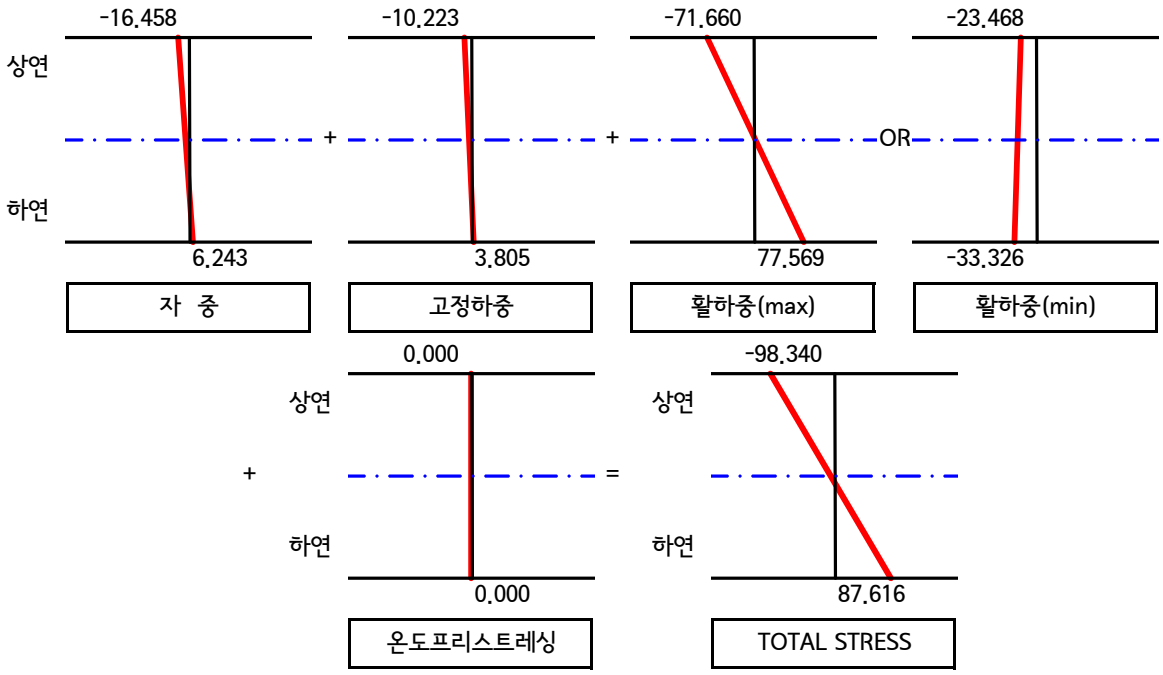
하연 : $f_u = \frac{-868.380}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{-44.250}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = -33.326$ MPa

- 온도프리스트레싱 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{0.000}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = 0.000$ MPa

하연 : $f_u = \frac{0.000}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 0.000$ MPa

- Section Stress Diagram



- 전단응력 검토

$\tau = \frac{243.610}{13504.0} \times 1.E+03$

$= 18.040$ MPa $< \tau_a = 90.000$ MPa O.K

- 발생응력의 검토

LOAD		축응력 (MPa)	축+휨응력 (MPa)					
			상연			하연		
			발생응력	허용응력	응력검토	발생응력	허용응력	응력검토
자 중	DL1	-5.108	-16.458	-151.711	O.K	6.243	157.500	O.K
고정하중	DL2	-3.209	-10.223	-151.711	O.K	3.805	157.500	O.K
활하중(max)	LLmax	2.955	-71.660	-151.711	O.K	77.569	157.500	O.K
활하중(min)	Llmin	-28.397	-23.468	-151.711	O.K	-33.326	-151.711	O.K
온도프리스트레싱	PS	0.000	0.000	-	-	0.000	-	-
DL1 + DL2 + LLmax OR + Llmin + PS	LCB1	-5.362	-98.340	-151.711	O.K	87.616	157.500	O.K

- 합성응력의 검토

상연 : $\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = \left(\frac{-98.340}{-151.711}\right)^2 + \left(\frac{18.040}{90.000}\right)^2$

$= 0.648^2 + 0.200^2 = 0.460 < 1.200$ O.K

하연 : $\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = \left(\frac{87.616}{157.500}\right)^2 + \left(\frac{18.040}{90.000}\right)^2$

$= 0.556^2 + 0.200^2 = 0.350 < 1.200$ O.K

- 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재의 검토 : 축방향력이 압축인 경우 → 검토 필요

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy} \times \left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao} \times \left(1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}\right)} \le 1.000$$

$$\Rightarrow \frac{5.362}{145.916} + \frac{92.978}{151.711 \times \left(1 - \frac{5.362}{39633.748}\right)} + \frac{5.619}{157.500 \times \left(1 - \frac{5.362}{1236.102}\right)}$$

$= 0.686 < 1.000$ O.K

$$f_c + \frac{f_{bcy}}{1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}} + \frac{f_{bcz}}{1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}} \le f_{cal}$$

$$\Rightarrow 5.362 + \frac{92.978}{1 - \frac{5.362}{39633.748}} + \frac{5.619}{1 - \frac{5.362}{1236.102}} = 103.997 \text{ MPa} < 157.500 \text{ MPa}$$

O.K

- 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재의 검토 : 축방향력이 인장인 경우 → 축방향력이 압축이므로, 생략가능

$$f_t + f_{bty} + f_{btz} \leq f_{ta}$$

$$\Rightarrow 0.000 + 92.978 + 5.619 = 98.598 \text{ MPa} < 157.500 \text{ MPa} \quad \text{O.K}$$

$$-\frac{f_t}{f_{ta}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}} \leq 1.000$$

$$\Rightarrow -\frac{0.000}{157.500} + \frac{92.978}{151.711} + \frac{5.619}{157.500} = 0.649 < 1.000 \quad \text{O.K}$$

$$-f_t + f_{bcy} + f_{bcz} \leq f_{cal}$$

$$\Rightarrow -0.000 + 92.978 + 5.619 = 98.598 \text{ MPa} < 157.500 \text{ MPa} \quad \text{O.K}$$

7.4 거 더 - 작업구

Element No. : 56 , Node No. : I[59]

- 사용강종 : SS400
- 형강종류 : H-BEAM
- 규 격 : H-900×300×16×28

- 단 면 적 : A = 30,580 mm^2
- 단면2차모멘트 : I_Y = 4,040,000,000 mm^4
  I_Z = 126,000,000 mm^4

구 분		치 수	구 분		치 수
상부 Flange 폭	B1	300.00 mm	Web 높이	Hw	844.00 mm
하부 Flange 폭	B2	300.00 mm	Web 두께	tw	16.00 mm
BEAM 높이	H	900.00 mm			
상부 Flange 두께	tf1	28.00 mm			
하부 Flange 두께	tf2	28.00 mm			

중립축으로부터의 거리	Z_u	Z_l	Y_u	Y_l
	450.00 mm	-450.00 mm	150.00 mm	-150.00 mm

- 부재력 및 허용응력

구 분	축력 P (kN)	휨모멘트 M_Y (kN.m)	전단력 S (kN)	휨모멘트 M_Z (kN.m)	비틀림모멘트 M_X (kN.m)
자 중	0.04	43.73	-0.57	-0.11	0.00
고정하중	-0.41	32.41	-1.20	-0.15	0.00
활하중(max)	10.82	486.30	86.00	9.18	0.12
활하중(min)	-64.54	0.00	-87.20	-6.69	-0.18
온도프리스트레싱					
합 계	10.45	562.44	84.23	8.92	0.12

허용응력	f_{ta} (MPa)	f_{bagy} (MPa)	f_{caz} (MPa)	f_{cao} (MPa)	f_{cag} (MPa)	f_{cal} (MPa)	f_{Ey} (MPa)	f_{Ez} (MPa)	τ_a (MPa)
	157.500	151.711	145.916	157.500	145.916	157.500	39633.748	1236.102	90.000

- 단면 응력검토 산정식

축응력 : $f = P / A$

휨응력 : $f = - M \times Z / I$

전단응력 : $\tau = S / A_W$

- 자 중 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \dfrac{0.040}{30580.0} \times 1.E+03 - \dfrac{43.730}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -4.870$ MPa

하연 : $f_u = \dfrac{0.040}{30580.0} \times 1.E+03 - \dfrac{43.730}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 4.872$ MPa

- 고정하중 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{-0.410}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{32.410}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -3.623$ MPa

하연 : $f_u = \frac{-0.410}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{32.410}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 3.597$ MPa

- 활하중(max) 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{10.820}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{486.300}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -53.813$ MPa

하연 : $f_u = \frac{10.820}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{486.300}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 54.521$ MPa

- 활하중(min) 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{-64.540}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -2.111$ MPa

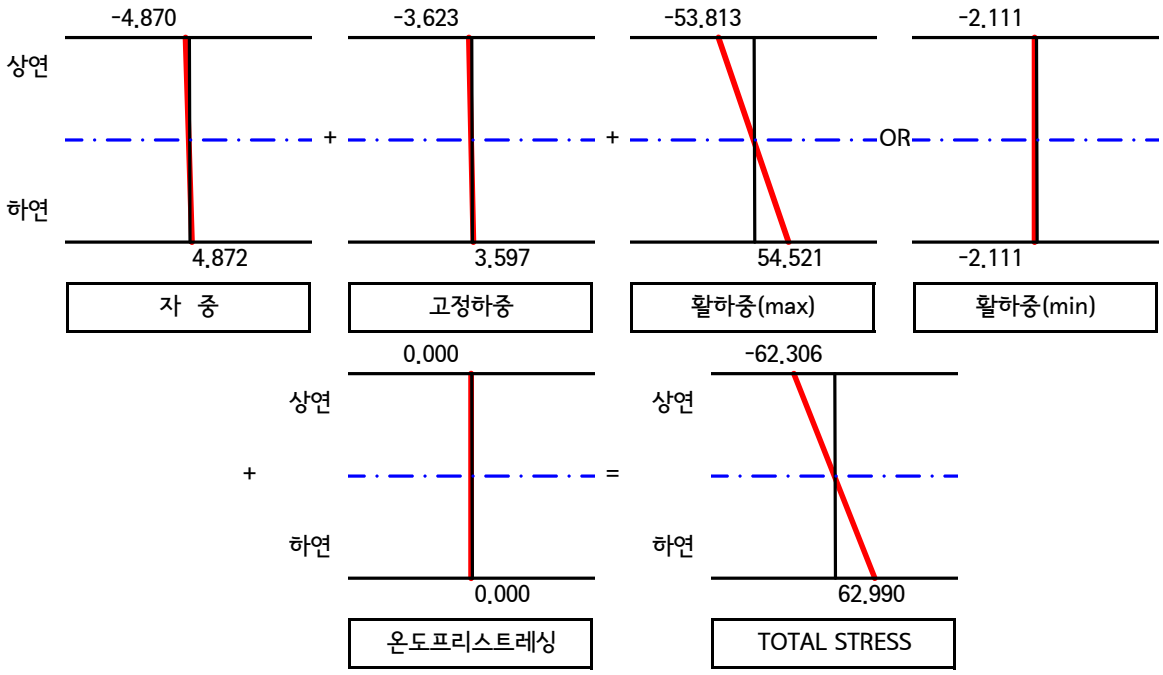
하연 : $f_u = \frac{-64.540}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = -2.111$ MPa

- 온도프리스트레싱 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{0.000}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = 0.000$ MPa

하연 : $f_u = \frac{0.000}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 0.000$ MPa

- Section Stress Diagram



- 전단응력 검토

$$\tau = \frac{88.970}{13504.0} \times 1.E+03$$

$= 6.588$ MPa $< \tau_a = 90.000$ MPa O.K

- 발생응력의 검토

LOAD		축응력 (MPa)	축+휨응력 (MPa)					
			상연			하연		
			발생응력	허용응력	응력검토	발생응력	허용응력	응력검토
자 중	DL1	0.001	-4.870	-151.711	O.K	4.872	157.500	O.K
고정하중	DL2	-0.013	-3.623	-151.711	O.K	3.597	157.500	O.K
활하중(max)	LLmax	0.354	-53.813	-151.711	O.K	54.521	157.500	O.K
활하중(min)	Llmin	-2.111	-2.111	-151.711	O.K	-2.111	-151.711	O.K
온도프리스트레싱	PS	0.000	0.000	-	-	0.000	-	-
DL1 + DL2 + LLmax OR + Llmin + PS	LCB1	0.342	-62.306	-151.711	O.K	62.990	157.500	O.K

- 합성응력의 검토

상연 : $\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = \left(\frac{-62.306}{-151.711}\right)^2 + \left(\frac{6.588}{90.000}\right)^2$

$= 0.411^2 + 0.073^2 = 0.174 < 1.200$ O.K

하연 : $\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = \left(\frac{62.990}{157.500}\right)^2 + \left(\frac{6.588}{90.000}\right)^2$

$= 0.400^2 + 0.073^2 = 0.165 < 1.200$ O.K

- 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재의 검토 : 축방향력이 압축인 경우 → 축방향력이 인장이므로, 생략가능

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy} \times \left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao} \times \left(1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}\right)} \le 1.000$$

$$\Rightarrow \frac{0.000}{145.916} + \frac{62.648}{151.711 \times \left(1 - \frac{0.000}{39633.748}\right)} + \frac{10.619}{157.500 \times \left(1 - \frac{0.000}{1236.102}\right)}$$

$= 0.480 < 1.000$ O.K

$$f_c + \frac{f_{bcy}}{1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}} + \frac{f_{bcz}}{1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}} \le f_{cal}$$

$$\Rightarrow 0.000 + \frac{62.648}{1 - \frac{0.000}{39633.748}} + \frac{10.619}{1 - \frac{0.000}{1236.102}} = 73.267 \text{ MPa} < 157.500 \text{ MPa}$$

O.K

- 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재의 검토 : 축방향력이 인장인 경우 → 검토 필요

$f_t + f_{bty} + f_{btz} \leq f_{ta}$

$\Rightarrow$ 0.342 + 62.648 + 10.619 = 73.609 MPa < 157.500 MPa O.K

$$-\frac{f_t}{f_{ta}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}} \leq 1.000$$

$$\Rightarrow -\frac{0.342}{157.500} + \frac{62.648}{151.711} + \frac{10.619}{157.500} = 0.478 < 1.000 \quad \text{O.K}$$

$-f_t + f_{bcy} + f_{bcz} \leq f_{cal}$

$\Rightarrow$ - 0.342 + 62.648 + 10.619 = 72.925 MPa < 157.500 MPa O.K

7.5 거 더 - 연결부

Element No. : 392 , Node No. : I[403]

- 사용강종 : SS400
- 형강종류 : H-BEAM
- 규 격 : H-900×300×16×28
- 단 면 적 : A = 30,580 mm^2
- 단면2차모멘트 : I_Y = 4,040,000,000 mm^4
  I_Z = 126,000,000 mm^4

구 분		치 수	구 분		치 수
상부 Flange 폭	B1	300.00 mm	Web 높이	Hw	844.00 mm
하부 Flange 폭	B2	300.00 mm	Web 두께	tw	16.00 mm
BEAM 높이	H	900.00 mm			
상부 Flange 두께	tf1	28.00 mm			
하부 Flange 두께	tf2	28.00 mm			

중립축으로부터의 거리	Z_u	Z_l	Y_u	Y_l
	450.00 mm	-450.00 mm	150.00 mm	-150.00 mm

- 부재력 및 허용응력

구 분	축력 P (kN)	휨모멘트 M_Y (kN.m)	전단력 S (kN)	휨모멘트 M_Z (kN.m)	비틀림모멘트 M_X (kN.m)
자 중	-158.88	75.67	-43.97	0.21	0.01
고정하중	-103.08	48.99	-26.32	0.19	0.01
활하중(max)	0.11	418.87	66.16	4.72	0.16
활하중(min)	-840.32	0.00	-272.76	-2.08	-0.14
온도프리스트레싱					
합 계	-261.85	543.53	-4.13	5.12	0.18

허용응력	f_{ta} (MPa)	f_{bagy} (MPa)	f_{caz} (MPa)	f_{cao} (MPa)	f_{cag} (MPa)	f_{cal} (MPa)	f_{Ey} (MPa)	f_{Ez} (MPa)	τ_a (MPa)
	157.500	151.711	145.916	157.500	145.916	157.500	39633.748	1236.102	90.000

- 단면 응력검토 산정식

축응력 : $f = P / A$

휨응력 : $f = - M \times Z / I$

전단응력 : $\tau = S / A_W$

- 자 중 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \dfrac{-158.880}{30580.0} \times 1.E+03 - \dfrac{75.670}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -13.624$ MPa

하연 : $f_u = \dfrac{-158.880}{30580.0} \times 1.E+03 - \dfrac{75.670}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 3.233$ MPa

- 고정하중 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{-103.080}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{48.990}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -8.828$ MPa

하연 : $f_u = \frac{-103.080}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{48.990}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 2.086$ MPa

- 활하중(max) 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{0.110}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{418.870}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -46.653$ MPa

하연 : $f_u = \frac{0.110}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{418.870}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 46.660$ MPa

- 활하중(min) 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{-840.320}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -27.479$ MPa

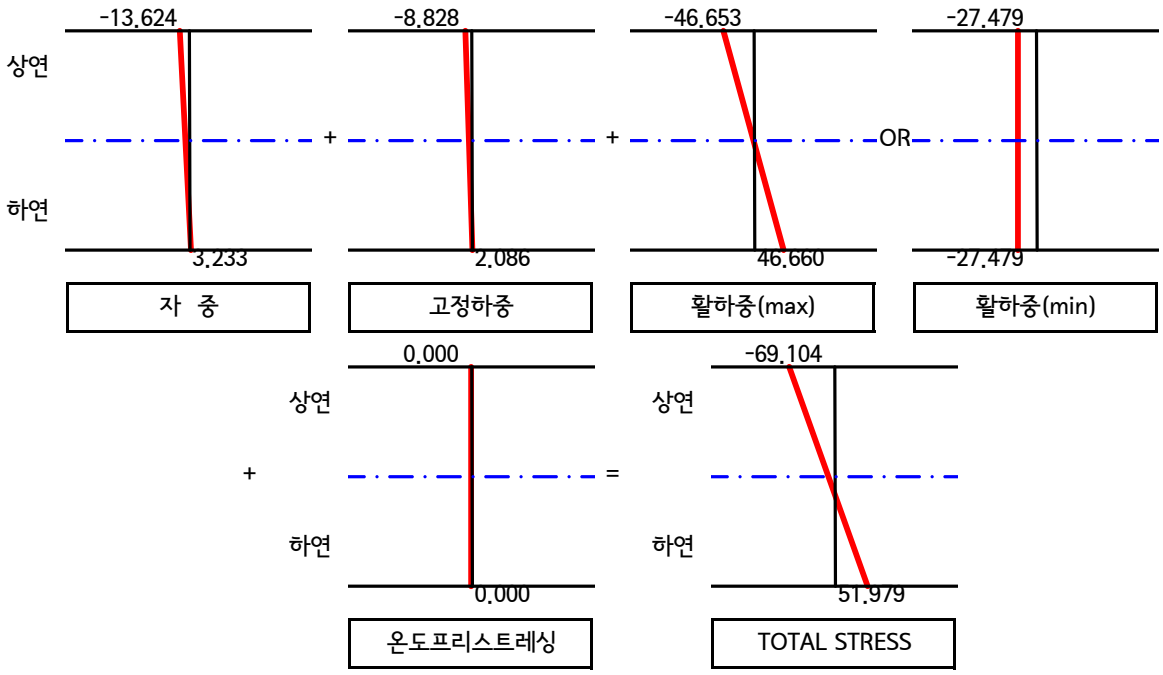
하연 : $f_u = \frac{-840.320}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = -27.479$ MPa

- 온도프리스트레싱 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{0.000}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = 0.000$ MPa

하연 : $f_u = \frac{0.000}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 0.000$ MPa

- Section Stress Diagram



- 전단응력 검토

$\tau = \frac{343.050}{13504.0} \times 1.E+03$

$= 25.404$ MPa $< \tau_a = 90.000$ MPa O.K

- 발생응력의 검토

LOAD		축응력 (MPa)	축+휨응력 (MPa)					
			상연			하연		
			발생응력	허용응력	응력검토	발생응력	허용응력	응력검토
자 중	DL1	-5.196	-13.624	-151.711	O.K	3.233	157.500	O.K
고정하중	DL2	-3.371	-8.828	-151.711	O.K	2.086	157.500	O.K
활하중(max)	LLmax	0.004	-46.653	-151.711	O.K	46.660	157.500	O.K
활하중(min)	Llmin	-27.479	-27.479	-151.711	O.K	-27.479	-151.711	O.K
온도프리스트레싱	PS	0.000	0.000	-	-	0.000	-	-
DL1 + DL2 + LLmax OR + Llmin + PS	LCB1	-8.563	-69.104	-151.711	O.K	51.979	157.500	O.K

- 합성응력의 검토

상연 : $\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = \left(\frac{-69.104}{-151.711}\right)^2 + \left(\frac{25.404}{90.000}\right)^2$

$= 0.456^2 + 0.282^2 = 0.287 < 1.200$ O.K

하연 : $\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = \left(\frac{51.979}{157.500}\right)^2 + \left(\frac{25.404}{90.000}\right)^2$

$= 0.330^2 + 0.282^2 = 0.189 < 1.200$ O.K

- 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재의 검토 : 축방향력이 압축인 경우 → 검토 필요

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy} \times \left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao} \times \left(1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}\right)} \leq 1.000$$

$$\Rightarrow \frac{8.563}{145.916} + \frac{60.542}{151.711 \times \left(1 - \frac{8.563}{39633.748}\right)} + \frac{6.095}{157.500 \times \left(1 - \frac{8.563}{1236.102}\right)}$$

$= 0.497 < 1.000$ O.K

$$f_c + \frac{f_{bcy}}{1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}} + \frac{f_{bcz}}{1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}} \leq f_{cal}$$

$$\Rightarrow 8.563 + \frac{60.542}{1 - \frac{8.563}{39633.748}} + \frac{6.095}{1 - \frac{8.563}{1236.102}} = 75.255 \text{ MPa} < 157.500 \text{ MPa}$$

O.K

- 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재의 검토 : 축방향력이 인장인 경우 → 축방향력이 압축이므로, 생략가능

$f_t + f_{bty} + f_{btz} \leq f_{ta}$

$\Rightarrow$ 0.000 + 60.542 + 6.095 = 66.637 MPa < 157.500 MPa O.K

$$-\frac{f_t}{f_{ta}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}} \leq 1.000$$

$$\Rightarrow -\frac{0.000}{157.500} + \frac{60.542}{151.711} + \frac{6.095}{157.500} = 0.438 < 1.000 \quad \text{O.K}$$

$-f_t + f_{bcy} + f_{bcz} \leq f_{cal}$

$\Rightarrow$ - 0.000 + 60.542 + 6.095 = 66.637 MPa < 157.500 MPa O.K

7.6 거더받침빔

Element No. : 477 , Node No. : J[494]

- 사용강종 : SS400
- 형강종류 : H-BEAM
- 규 격 : H-300×300×10×15
- 단 면 적 : A = 11,980 mm^2
- 단면2차모멘트 : I_Y = 204,000,000 mm^4
  I_Z = 67,500,000 mm^4

구 분		치 수	구 분		치 수
상부 Flange 폭	B1	300.00 mm	Web 높이	Hw	270.00 mm
하부 Flange 폭	B2	300.00 mm	Web 두께	tw	10.00 mm
BEAM 높이	H	300.00 mm			
상부 Flange 두께	tf1	15.00 mm			
하부 Flange 두께	tf2	15.00 mm			

중립축으로부터의 거리	Z_u	Z_l	Y_u	Y_l
	150.00 mm	-150.00 mm	150.00 mm	-150.00 mm

- 부재력 및 허용응력

구 분	축력 P (kN)	휨모멘트 M_Y (kN.m)	전단력 S (kN)	휨모멘트 M_Z (kN.m)	비틀림모멘트 M_X (kN.m)
자 중	0.25	-0.60	1.93	1.30	-0.67
고정하중	0.06	-0.01	0.01	0.51	-0.30
활하중(max)	4.87	1.26	0.95	54.95	8.56
활하중(min)	-7.36	-0.85	-1.37	-28.64	-14.13
온도프리스트레싱					
합 계	5.18	0.65	2.89	56.76	7.59

허용응력	f_{ta} (MPa)	f_{bagy} (MPa)	f_{caz} (MPa)	f_{cao} (MPa)	f_{cag} (MPa)	f_{cal} (MPa)	f_{Ey} (MPa)	f_{Ez} (MPa)	τ_a (MPa)
	157.500	151.711	150.079	157.500	150.079	157.500	5108.514	1690.317	90.000

- 단면 응력검토 산정식

축응력 : $f = P / A$

휨응력 : $f = - M \times Z / I$

전단응력 : $\tau = S / A_W$

- 자 중 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \dfrac{0.250}{11980.0} \times 1.E+03 - \dfrac{-0.600}{204000000} \times 150.000 \times 1.E+06 = 0.462$ MPa

하연 : $f_u = \dfrac{0.250}{11980.0} \times 1.E+03 - \dfrac{-0.600}{204000000} \times -150.000 \times 1.E+06 = -0.420$ MPa

- 고정하중 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{0.060}{11980.0} \times 1.E+03 - \frac{-0.010}{204000000} \times 150.000 \times 1.E+06 = 0.012$ MPa

하연 : $f_u = \frac{0.060}{11980.0} \times 1.E+03 - \frac{-0.010}{204000000} \times -150.000 \times 1.E+06 = -0.002$ MPa

- 활하중(max) 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{4.870}{11980.0} \times 1.E+03 - \frac{1.260}{204000000} \times 150.000 \times 1.E+06 = -0.520$ MPa

하연 : $f_u = \frac{4.870}{11980.0} \times 1.E+03 - \frac{1.260}{204000000} \times -150.000 \times 1.E+06 = 1.333$ MPa

- 활하중(min) 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{-7.360}{11980.0} \times 1.E+03 - \frac{-0.850}{204000000} \times 150.000 \times 1.E+06 = 0.011$ MPa

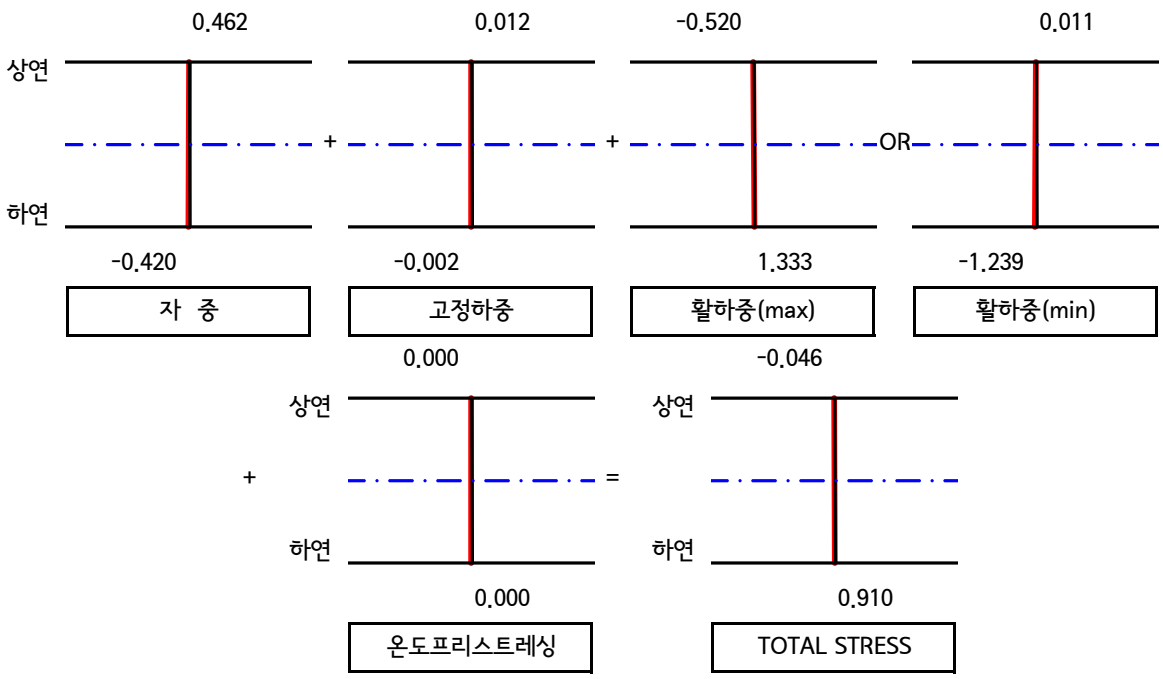
하연 : $f_u = \frac{-7.360}{11980.0} \times 1.E+03 - \frac{-0.850}{204000000} \times -150.000 \times 1.E+06 = -1.239$ MPa

- 온도프리스트레싱 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{0.000}{11980.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{204000000} \times 150.000 \times 1.E+06 = 0.000$ MPa

하연 : $f_u = \frac{0.000}{11980.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{204000000} \times -150.000 \times 1.E+06 = 0.000$ MPa

- Section Stress Diagram



- 전단응력 검토

$\tau = \frac{2.890}{2700.0} \times 1.E+03$

$= 1.070$ MPa $< \tau_a = 90.000$ MPa O.K

- 발생응력의 검토

LOAD		축응력 (MPa)	축+휨응력 (MPa)					
			상연			하연		
			발생응력	허용응력	응력검토	발생응력	허용응력	응력검토
자 중	DL1	0.021	0.462	157.500	O.K	-0.420	-151.711	O.K
고정하중	DL2	0.005	0.012	157.500	O.K	-0.002	-151.711	O.K
활하중(max)	LLmax	0.407	-0.520	-151.711	O.K	1.333	157.500	O.K
활하중(min)	Llmin	-0.614	0.011	157.500	O.K	-1.239	-151.711	O.K
온도프리스트레싱	PS	0.000	0.000	-	-	0.000	-	-
DL1 + DL2 + LLmax OR + Llmin + PS	LCB1	0.432	-0.046	-151.711	O.K	0.910	157.500	O.K

- 합성응력의 검토

상연 : $\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = \left(\frac{-0.046}{-151.711}\right)^2 + \left(\frac{1.070}{90.000}\right)^2$

$= 0.000^2 + 0.012^2 = 0.000 < 1.200$ O.K

하연 : $\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = \left(\frac{0.910}{157.500}\right)^2 + \left(\frac{1.070}{90.000}\right)^2$

$= 0.006^2 + 0.012^2 = 0.000 < 1.200$ O.K

- 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재의 검토 : 축방향력이 압축인 경우 → 축방향력이 인장이므로, 생략가능

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy} \times \left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao} \times \left(1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}\right)} \le 1.000$$

$$\Rightarrow \frac{0.000}{150.079} + \frac{0.478}{151.711 \times \left(1 - \frac{0.000}{5108.514}\right)} + \frac{126.133}{157.500 \times \left(1 - \frac{0.000}{1690.317}\right)}$$

$= 0.804 < 1.000$ O.K

$$f_c + \frac{f_{bcy}}{1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}} + \frac{f_{bcz}}{1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}} \le f_{cal}$$

$$\Rightarrow 0.000 + \frac{0.478}{1 - \frac{0.000}{5108.514}} + \frac{126.133}{1 - \frac{0.000}{1690.317}} = 126.611 \text{ MPa} < 157.500 \text{ MPa}$$

O.K

- 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재의 검토 : 축방향력이 인장인 경우 → 검토 필요

$f_t + f_{bty} + f_{btz} \leq f_{ta}$

$\Rightarrow$ 0.432 + 0.478 + 126.133 = 127.044 MPa < 157.500 MPa O.K

$$-\frac{f_t}{f_{ta}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}} \leq 1.000$$

$$\Rightarrow -\frac{0.432}{157.500} + \frac{0.478}{151.711} + \frac{126.133}{157.500} = 0.801 < 1.000 \quad \text{O.K}$$

$-f_t + f_{bcy} + f_{bcz} \leq f_{cal}$

$\Rightarrow$ - 0.432 + 0.478 + 126.133 = 126.179 MPa < 157.500 MPa O.K

7.7 가로보-1

Element No. : 114 , Node No. : I[63]

- 사용강종 : SS400
- 형강종류 : H-BEAM
- 규 격 : H-800×300×14×26
- 단 면 적 : A = 26,740 mm^2
- 단면2차모멘트 : I_Y = 2,920,000,000 mm^4
  I_Z = 117,000,000 mm^4

구 분		치 수	구 분		치 수
상부 Flange 폭	B1	300.00 mm	Web 높이	Hw	748.00 mm
하부 Flange 폭	B2	300.00 mm	Web 두께	tw	14.00 mm
BEAM 높이	H	800.00 mm			
상부 Flange 두께	tf1	26.00 mm			
하부 Flange 두께	tf2	26.00 mm			

중립축으로부터의 거리	Z_u	Z_l	Y_u	Y_l
	400.00 mm	-400.00 mm	150.00 mm	-150.00 mm

- 부재력 및 허용응력

구 분	축력 P (kN)	휨모멘트 M_Y (kN.m)	전단력 S (kN)	휨모멘트 M_Z (kN.m)	비틀림모멘트 M_X (kN.m)
자 중	0.25	33.52	12.27	0.81	-0.03
고정하중	0.26	25.22	10.45	0.72	-0.02
활하중(max)	13.27	389.69	130.51	20.08	0.04
활하중(min)	-4.01	-59.73	-77.73	-7.53	-0.19
온도프리스트레싱					
합 계	13.78	448.43	153.23	21.61	-0.01

허용응력	f_{ta} (MPa)	f_{bagy} (MPa)	f_{caz} (MPa)	f_{cao} (MPa)	f_{cag} (MPa)	f_{cal} (MPa)	f_{Ey} (MPa)	f_{Ez} (MPa)	τ_a (MPa)
	157.500	151.711	146.766	157.500	146.766	157.500	32759.910	1312.640	90.000

- 단면 응력검토 산정식

축응력 : $f = P / A$

휨응력 : $f = - M \times Z / I$

전단응력 : $\tau = S / A_W$

- 자 중 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \dfrac{0.250}{26740.0} \times 1.E+03 - \dfrac{33.520}{2920000000} \times 400.000 \times 1.E+06 = -4.582$ MPa

하연 : $f_u = \dfrac{0.250}{26740.0} \times 1.E+03 - \dfrac{33.520}{2920000000} \times -400.000 \times 1.E+06 = 4.601$ MPa

- 고정하중 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{0.260}{26740.0} \times 1.E+03 - \frac{25.220}{2920000000} \times 400.000 \times 1.E+06 = -3.445$ MPa

하연 : $f_u = \frac{0.260}{26740.0} \times 1.E+03 - \frac{25.220}{2920000000} \times -400.000 \times 1.E+06 = 3.465$ MPa

- 활하중(max) 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{13.270}{26740.0} \times 1.E+03 - \frac{389.690}{2920000000} \times 400.000 \times 1.E+06 = -52.886$ MPa

하연 : $f_u = \frac{13.270}{26740.0} \times 1.E+03 - \frac{389.690}{2920000000} \times -400.000 \times 1.E+06 = 53.878$ MPa

- 활하중(min) 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{-4.010}{26740.0} \times 1.E+03 - \frac{-59.730}{2920000000} \times 400.000 \times 1.E+06 = 8.032$ MPa

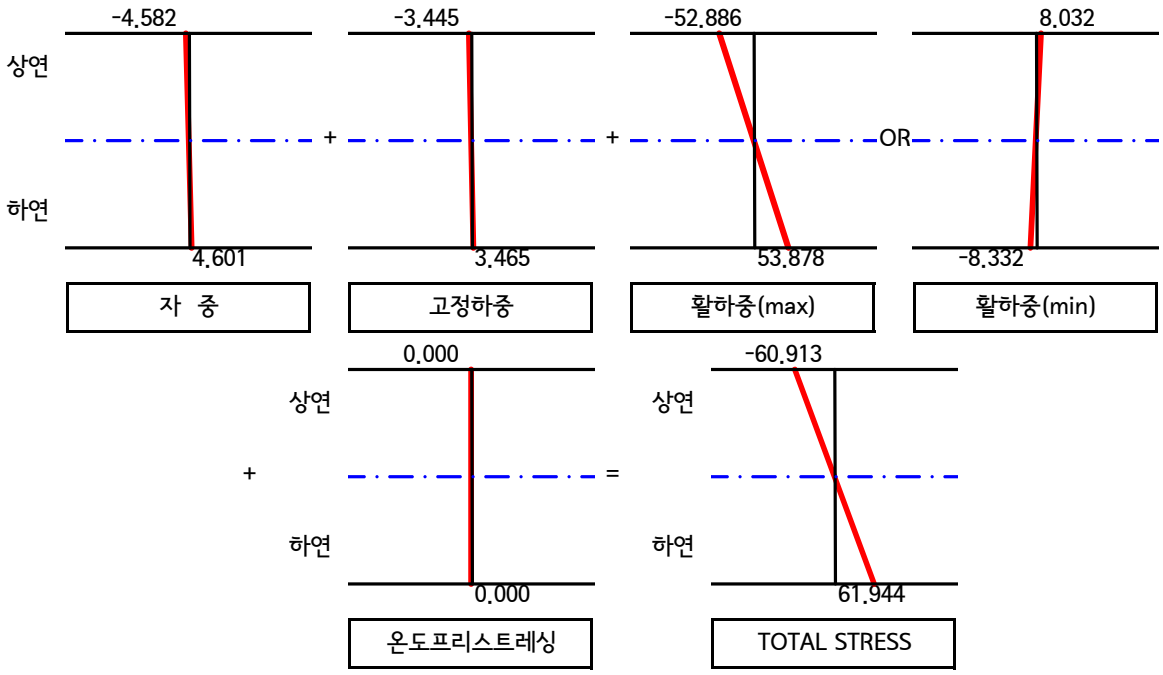
하연 : $f_u = \frac{-4.010}{26740.0} \times 1.E+03 - \frac{-59.730}{2920000000} \times -400.000 \times 1.E+06 = -8.332$ MPa

- 온도프리스트레싱 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{0.000}{26740.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{2920000000} \times 400.000 \times 1.E+06 = 0.000$ MPa

하연 : $f_u = \frac{0.000}{26740.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{2920000000} \times -400.000 \times 1.E+06 = 0.000$ MPa

- Section Stress Diagram



- 전단응력 검토

$\tau = \frac{153.230}{10472.0} \times 1.E+03$

$= 14.632$ MPa $< \tau_a = 90.000$ MPa O.K

- 발생응력의 검토

LOAD		축응력 (MPa)	축+휨응력 (MPa)					
			상연			하연		
			발생응력	허용응력	응력검토	발생응력	허용응력	응력검토
자 중	DL1	0.009	-4.582	-151.711	O.K	4.601	157.500	O.K
고정하중	DL2	0.010	-3.445	-151.711	O.K	3.465	157.500	O.K
활하중(max)	LLmax	0.496	-52.886	-151.711	O.K	53.878	157.500	O.K
활하중(min)	Llmin	-0.150	8.032	157.500	O.K	-8.332	-151.711	O.K
온도프리스트레싱	PS	0.000	0.000	-	-	0.000	-	-
DL1 + DL2 + LLmax OR + Llmin + PS	LCB1	0.515	-60.913	-151.711	O.K	61.944	157.500	O.K

- 합성응력의 검토

상연 : $\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = \left(\frac{-60.913}{-151.711}\right)^2 + \left(\frac{14.632}{90.000}\right)^2$

$= 0.402^2 + 0.163^2 = 0.188 < 1.200$ O.K

하연 : $\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = \left(\frac{61.944}{157.500}\right)^2 + \left(\frac{14.632}{90.000}\right)^2$

$= 0.393^2 + 0.163^2 = 0.181 < 1.200$ O.K

- 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재의 검토 : 축방향력이 압축인 경우 → 축방향력이 인장이므로, 생략가능

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy} \times \left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao} \times \left(1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}\right)} \le 1.000$$

$$\Rightarrow \frac{0.000}{146.766} + \frac{61.429}{151.711 \times \left(1 - \frac{0.000}{32759.910}\right)} + \frac{27.705}{157.500 \times \left(1 - \frac{0.000}{1312.640}\right)}$$

$= 0.581 < 1.000$ O.K

$$f_c + \frac{f_{bcy}}{1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}} + \frac{f_{bcz}}{1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}} \le f_{cal}$$

$$\Rightarrow 0.000 + \frac{61.429}{1 - \frac{0.000}{32759.910}} + \frac{27.705}{1 - \frac{0.000}{1312.640}} = 89.134 \text{ MPa} < 157.500 \text{ MPa}$$

O.K

- 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재의 검토 : 축방향력이 인장인 경우 → 검토 필요

$$f_t + f_{bty} + f_{btz} \leq f_{ta}$$

$$\Rightarrow 0.515 + 61.429 + 27.705 = 89.649 \text{ MPa} < 157.500 \text{ MPa}$$ O.K

$$-\frac{f_t}{f_{ta}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}} \leq 1.000$$

$$\Rightarrow -\frac{0.515}{157.500} + \frac{61.429}{151.711} + \frac{27.705}{157.500} = 0.578 < 1.000$$ O.K

$$-f_t + f_{bcy} + f_{bcz} \leq f_{cal}$$

$$\Rightarrow -0.515 + 61.429 + 27.705 = 88.619 \text{ MPa} < 157.500 \text{ MPa}$$ O.K

7.8 가로보-2 Element No. : 99 , Node No. : I[17]

- 사용강종 : SS400
- 형강종류 : H-BEAM
- 규 격 : H-300×300×10×15
- 단 면 적 : A = 11,980 mm^2
- 단면2차모멘트 : I_Y = 204,000,000 mm^4
  I_Z = 67,500,000 mm^4

구 분		치 수	구 분		치 수
상부 Flange 폭	B1	300.00 mm	Web 높이	Hw	270.00 mm
하부 Flange 폭	B2	300.00 mm	Web 두께	tw	10.00 mm
BEAM 높이	H	300.00 mm			
상부 Flange 두께	tf1	15.00 mm			
하부 Flange 두께	tf2	15.00 mm			

중립축으로부터의 거리	Z_u	Z_l	Y_u	Y_l
	150.00 mm	-150.00 mm	150.00 mm	-150.00 mm

- 부재력 및 허용응력

구 분	축력 P (kN)	휨모멘트 M_Y (kN.m)	전단력 S (kN)	휨모멘트 M_Z (kN.m)	비틀림모멘트 M_X (kN.m)
자 중	-0.23	-0.20	-1.06	-0.26	0.00
고정하중	-0.21	0.19	-0.02	-0.22	0.00
활하중(max)	3.15	6.23	2.90	6.59	0.02
활하중(min)	-6.00	-80.96	-234.68	-10.45	-0.02
온도프리스트레싱					
합 계	-6.44	-80.97	-235.76	-10.93	-0.02

허용응력	f_{ta} (MPa)	f_{bagy} (MPa)	f_{caz} (MPa)	f_{cao} (MPa)	f_{cag} (MPa)	f_{cal} (MPa)	f_{Ey} (MPa)	f_{Ez} (MPa)	τ_a (MPa)
	157.500	151.711	150.079	157.500	150.079	157.500	5108.514	1690.317	90.000

- 단면 응력검토 산정식

축응력 : $f = P / A$

휨응력 : $f = - M \times Z / I$

전단응력 : $\tau = S / A_W$

- 자 중 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{-0.230}{11980.0} \times 1.E+03 - \frac{-0.200}{204000000} \times 150.000 \times 1.E+06 = 0.128$ MPa

하연 : $f_u = \frac{-0.230}{11980.0} \times 1.E+03 - \frac{-0.200}{204000000} \times -150.000 \times 1.E+06 = -0.166$ MPa

- 고정하중 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{-0.210}{11980.0} \times 1.E+03 - \frac{0.190}{204000000} \times 150.000 \times 1.E+06 = -0.157$ MPa

하연 : $f_u = \frac{-0.210}{11980.0} \times 1.E+03 - \frac{0.190}{204000000} \times -150.000 \times 1.E+06 = 0.122$ MPa

- 활하중(max) 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{3.150}{11980.0} \times 1.E+03 - \frac{6.230}{204000000} \times 150.000 \times 1.E+06 = -4.318$ MPa

하연 : $f_u = \frac{3.150}{11980.0} \times 1.E+03 - \frac{6.230}{204000000} \times -150.000 \times 1.E+06 = 4.844$ MPa

- 활하중(min) 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{-6.000}{11980.0} \times 1.E+03 - \frac{-80.960}{204000000} \times 150.000 \times 1.E+06 = 59.029$ MPa

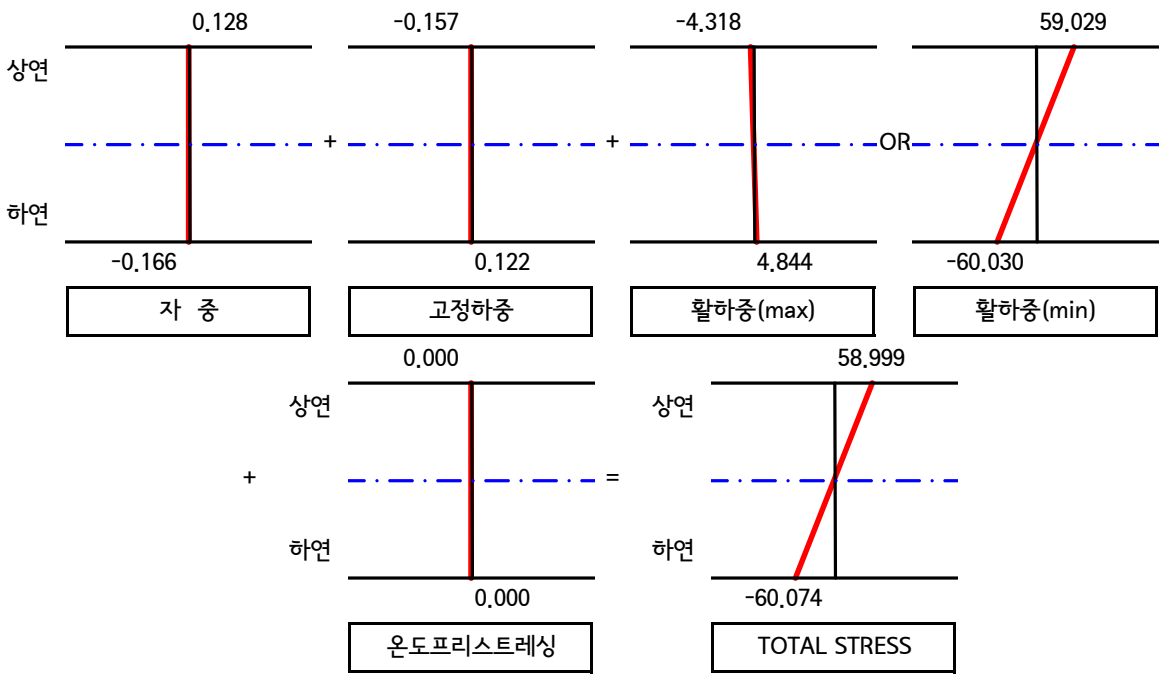
하연 : $f_u = \frac{-6.000}{11980.0} \times 1.E+03 - \frac{-80.960}{204000000} \times -150.000 \times 1.E+06 = -60.030$ MPa

- 온도프리스트레싱 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{0.000}{11980.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{204000000} \times 150.000 \times 1.E+06 = 0.000$ MPa

하연 : $f_u = \frac{0.000}{11980.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{204000000} \times -150.000 \times 1.E+06 = 0.000$ MPa

- Section Stress Diagram



- 전단응력 검토

$\tau = \frac{235.760}{2700.0} \times 1.E+03$

$= 87.319$ MPa $< \tau_a = 90.000$ MPa O.K

- 발생응력의 검토

LOAD		축응력 (MPa)	축+휨응력 (MPa)					
			상연			하연		
			발생응력	허용응력	응력검토	발생응력	허용응력	응력검토
자 중	DL1	-0.019	0.128	157.500	O.K	-0.166	-151.711	O.K
고정하중	DL2	-0.018	-0.157	-151.711	O.K	0.122	157.500	O.K
활하중(max)	LLmax	0.263	-4.318	-151.711	O.K	4.844	157.500	O.K
활하중(min)	Llmin	-0.501	59.029	157.500	O.K	-60.030	-151.711	O.K
온도프리스트레싱	PS	0.000	0.000	-	-	0.000	-	-
DL1 + DL2 + LLmax OR + Llmin + PS	LCB1	-0.538	58.999	157.500	O.K	-60.074	-151.711	O.K

- 합성응력의 검토

상연 : $\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = \left(\frac{58.999}{157.500}\right)^2 + \left(\frac{87.319}{90.000}\right)^2$

$= 0.375^2 + 0.970^2 = 1.082 < 1.200$ O.K

하연 : $\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = \left(\frac{-60.074}{-151.711}\right)^2 + \left(\frac{87.319}{90.000}\right)^2$

$= 0.396^2 + 0.970^2 = 1.098 < 1.200$ O.K

- 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재의 검토 : 축방향력이 압축인 경우 → 검토 필요

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy} \times \left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao} \times \left(1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}\right)} \leq 1.000$$

$$\Rightarrow \frac{0.538}{150.079} + \frac{59.537}{151.711 \times \left(1 - \frac{0.538}{5108.514}\right)} + \frac{24.289}{157.500 \times \left(1 - \frac{0.538}{1690.317}\right)}$$

$= 0.550 < 1.000$ O.K

$$f_c + \frac{f_{bcy}}{1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}} + \frac{f_{bcz}}{1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}} \leq f_{cal}$$

$$\Rightarrow 0.538 + \frac{59.537}{1 - \frac{0.538}{5108.514}} + \frac{24.289}{1 - \frac{0.538}{1690.317}} = 84.377 \text{ MPa} < 157.500 \text{ MPa}$$

O.K

- 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재의 검토 : 축방향력이 인장인 경우 → 축방향력이 압축이므로, 생략가능

$f_t + f_{bty} + f_{btz} \leq f_{ta}$

$\Rightarrow$ 0.000 + 59.537 + 24.289 = 83.826 MPa < 157.500 MPa O.K

$$-\frac{f_t}{f_{ta}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}} \leq 1.000$$

$$\Rightarrow -\frac{0.000}{157.500} + \frac{59.537}{151.711} + \frac{24.289}{157.500} = 0.547 < 1.000 \quad \text{O.K}$$

$-f_t + f_{bcy} + f_{bcz} \leq f_{cal}$

$\Rightarrow$ - 0.000 + 59.537 + 24.289 = 83.826 MPa < 157.500 MPa O.K

7.9 온도강판

Element No. : 344 , Node No. : I[290]

- 사용강종 : SM490
- 규 격 : PL- 320 × 34
- 형강종류 : PLATE
- 단 면 적 : A = 10,880 mm^2

- 부재력 및 허용응력

구 분	축력 P (kN)
자 중	203.98
고정하중	128.65
활하중(max)	1299.79
활하중(min)	-75.27
온도프리스트레싱	85.40
합 계	1717.82

허용응력	f_{ta} (MPa)
	237.500

- 단면 응력검토 산정식

축응력 : f = P / A

- 자 중 에 의한 응력 산정

$$f = \frac{203.980}{10880.0} \times 1.E+03 = 18.748 \text{ MPa}$$

- 고정하중 에 의한 응력 산정

$$f = \frac{128.650}{10880.0} \times 1.E+03 = 11.824 \text{ MPa}$$

- 활하중(max) 에 의한 응력 산정

$$f = \frac{1299.790}{10880.0} \times 1.E+03 = 119.466 \text{ MPa}$$

- 활하중(min) 에 의한 응력 산정

$$f = \frac{-75.270}{10880.0} \times 1.E+03 = -6.918 \text{ MPa}$$

- 온도프리스트레싱 에 의한 응력 산정

$$f = \frac{85.401}{10880.0} \times 1.E+03 = 7.849 \text{ MPa}$$

- 발생응력의 검토

LOAD		축응력 (MPa)		
		발생응력	허용응력	응력검토
자 중	DL1	18.748	237.500	O.K
고정하중	DL2	11.824	237.500	O.K
활하중(max)	LLmax	119.466	237.500	O.K
활하중(min)	LImin	-6.918	237.500	O.K
온도프리스트레싱	PS	7.849	237.500	O.K
DL1 + DL2 + LLmax OR + LImin + PS	LCB1	157.888	237.500	O.K

7.10 보강판

Element No. : 339 , Node No. : I[360]

- 사용강종 : SS400
- 규 격 : PL- 320 × 34
- 형강종류 : PLATE
- 단 면 적 : A = 10,880 mm^2
- 부재력 및 허용응력

구 분	축력 P (kN)
자 중	161.22
고정하중	104.10
활하중(max)	829.28
활하중(min)	-2.01
온도프리스트레싱	
합 계	1094.60

허용응력	f_{ta} (MPa)
	237.500

- 단면 응력검토 산정식

축응력 : f = P / A

- 자 중 에 의한 응력 산정

$$f = \frac{161.220}{10880.0} \times 1.E+03 = 14.818 \text{ MPa}$$

- 고정하중 에 의한 응력 산정

$$f = \frac{104.100}{10880.0} \times 1.E+03 = 9.568 \text{ MPa}$$

- 활하중(max) 에 의한 응력 산정

$$f = \frac{829.280}{10880.0} \times 1.E+03 = 76.221 \text{ MPa}$$

- 활하중(min) 에 의한 응력 산정

$$f = \frac{-2.010}{10880.0} \times 1.E+03 = -0.185 \text{ MPa}$$

- 온도프리스트레싱 에 의한 응력 산정

$$f = \frac{0.000}{10880.0} \times 1.E+03 = 0.000 \text{ MPa}$$

- 발생응력의 검토

LOAD		축응력 (MPa)		
		발생응력	허용응력	응력검토
자 중	DL1	14.818	237.500	O.K
고정하중	DL2	9.568	237.500	O.K
활하중(max)	LLmax	76.221	237.500	O.K
활하중(min)	LImin	-0.185	237.500	O.K
온도프리스트레싱	PS	0.000	237.500	-
DL1 + DL2 + LLmax OR + LImin + PS	LCB1	100.607	237.500	O.K

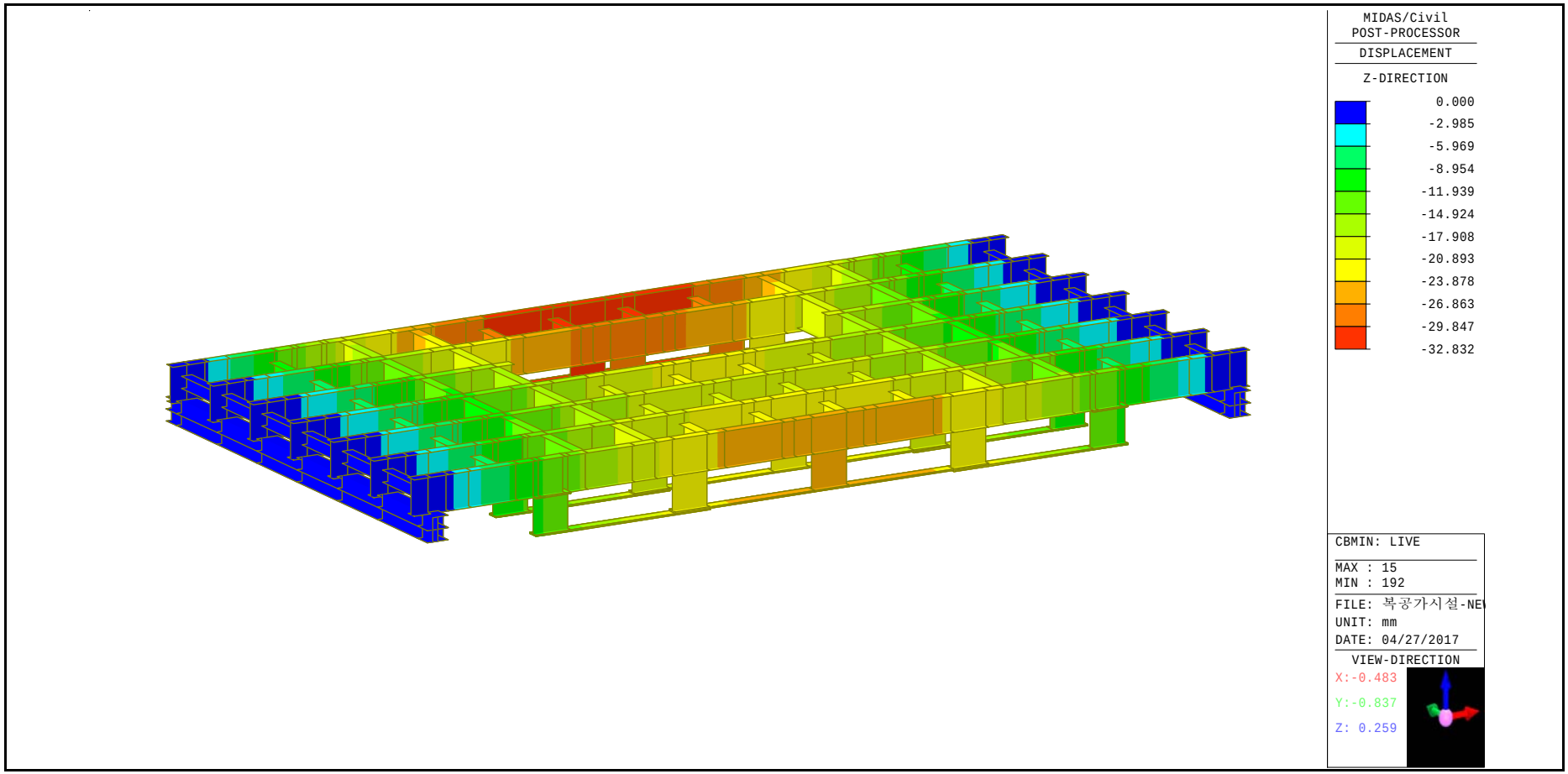
8. 처짐검토

8.1 활하중 처짐 검토

- 허용처짐량 산정 (지간장 : L = 23.035 m)

δ_a = L / 500 = 23.035 / 500

= 0.046 m = 46.070 mm



- 처짐 검토

δ_{MAX} = 32.832 mm < $\delta_{a,LL+I}$ = 46.070 mm O.K

9. 이음부 설계

9.1 이음부 응력 검토 및 설계 응력 산정

- SECTION : 거 더 - 연결부 (Element No. : 392 , Node No. : I[403])
- 사용강종 : SS400 - 단 면 적 : A = 30,580 mm^2
- 형강종류 : H-BEAM - 단면2차모멘트 : I_Y = 4,040,000,000 mm^4
- 규 격 : H-900×300×16×28 I_Z = 126,000,000 mm^4

구 분		치 수	구 분		치 수
상부 Flange 폭	B1	300.00 mm	Web 높이	Hw	844.00 mm
하부 Flange 폭	B2	300.00 mm	Web 두께	tw	16.00 mm
BEAM 높이	H	900.00 mm			
상부 Flange 두께	tf1	28.00 mm			
하부 Flange 두께	tf2	28.00 mm			

중립축으로부터의 거리	Z_u	Z_l	Y_u	Y_l
	450.00 mm	-450.00 mm	150.00 mm	-150.00 mm

구 분	축력 P (kN)	휨모멘트 M_Y (kN.m)	전단력 S (kN)	휨모멘트 M_Z (kN.m)	비틀림모멘트 M_X (kN.m)
자 중	-158.88	75.67	-43.97	0.21	0.01
고정하중	-103.08	48.99	-26.32	0.19	0.01
활하중(max)	0.11	418.87	66.16	4.72	0.16
활하중(min)	-840.32	0.00	-272.76	-2.08	-0.14
온도프리스트레싱					
합 계	-261.85	543.53	-4.13	5.12	0.18

- 자 중 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{-158.880}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{75.670}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -13.624$ MPa

하연 : $f_u = \frac{-158.880}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{75.670}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 3.233$ MPa

- 고정하중 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{-103.080}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{48.990}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -8.828$ MPa

하연 : $f_u = \frac{-103.080}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{48.990}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 2.086$ MPa

- 활하중(max) 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{0.110}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{418.870}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -46.653$ MPa

하연 : $f_u = \frac{0.110}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{418.870}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 46.660$ MPa

- 활하중(min) 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{-840.320}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = -27.479$ MPa

하연 : $f_u = \frac{-840.320}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = -27.479$ MPa

- 온도프리스트레싱 에 의한 응력 산정

상연 : $f_u = \frac{0.000}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{4040000000} \times 450.000 \times 1.E+06 = 0.000$ MPa

하연 : $f_u = \frac{0.000}{30580.0} \times 1.E+03 - \frac{0.000}{4040000000} \times -450.000 \times 1.E+06 = 0.000$ MPa

- 발생응력의 검토

LOAD		축응력 (MPa)	축+휨응력 (MPa)					
			상연			하연		
			발생응력	허용응력	응력검토	발생응력	허용응력	응력검토
자 중	DL1	-5.196	-13.624	-151.711	O.K	3.233	157.500	O.K
고정하중	DL2	-3.371	-8.828	-151.711	O.K	2.086	157.500	O.K
활하중(max)	LLmax	0.004	-46.653	-151.711	O.K	46.660	157.500	O.K
활하중(min)	Llmin	-27.479	-27.479	-151.711	O.K	-27.479	-151.711	O.K
온도프리스트레싱	PS	0.000	0.000	-	-	0.000	-	-
DL1 + DL2 + LLmax OR + Llmin + PS	LCB1	-8.563	-69.104	-151.711	O.K	51.979	157.500	O.K

- 전단응력 검토

$\tau = \frac{343.050}{13504.0} \times 1.E+03$

$= 25.404$ MPa $< \tau_a = 90.000$ MPa O.K

- 이음부 위치에서의 응력 검토 및 설계 응력 산정

: 주요부재의 연결은 적어도 모재 강도의 75 % 이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다.

: 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다.

이음부 위치에서의 인장 Flange 최대 인장응력 : $f_{max,T} = 51.979$ MPa $< f_{min} = 118.125$ MPa

이음부 위치에서의 압축 Flange 최대 압축응력 : $f_{max,C} = 69.104$ MPa $< f_{min} = 118.125$ MPa

이음부 위치에서의 최소 설계 응력 : $f_{min} = 0.750 \times f_{sa} = 0.750 \times 157.500$

$= 118.125$ MPa

∴ 압축 Flange 의 이음은 $f_{D,C} = 118.125$ MPa 로 설계하고, 인장 Flange 의 이음은 $f_{D,T} = 118.125$ Mpa 로 설계한다. (모든 이음부에 대하여 이와 같은 설계 응력 적용)

최대 전단응력 : $\tau_{max} = 25.404$ MPa

9.2 압축 Flange 이음 설계

9.2.1 하부 Flange (900 SPL.PLA.)

- 사용 BOLT : 고장력 BOLT(H.T.B) F10T , M22 , 2 면 마찰

∴ ρ_a = 48.000 × 2 = 96.000 kN/EA

- Flange 단면적 : A_F = 300.000 × 28.000 = 8400.0 mm^2

- 필요 BOLT 수 산정

$$n_{req} = \frac{A_F \times f_{D,C}}{\rho_a} = \frac{8400.0 \times 118.125}{96.000 \times 1.E+03} = 10.336 \text{ EA}$$

사용 BOLT 수 : n_{use} = 2 EA × 7 열 = 14 EA > n_{req} = 10.34 EA O.K

- 이음판 소요단면적 검토

이음판 사용강종 : SS400 (f_a = 157.500 MPa , τ_a = 90.000 MPa)

$$A_{req} = \frac{A_F \times f_{D,C}}{f_a} = \frac{8400.0 \times 118.125}{157.500} = 6300.000 \text{ mm}^2$$

사용 이음판 :

900 SPL.PLA.(上)	: 1	- Splace Plate (하부 Flange	의 하면) =	296.000	×	22.000	=	6512.0	mm^2
900 SPL.PLA.(下)	: 2	- Splace Plate (하부 Flange	의 상면) =	106.000	×	22.000	=	4664.0	mm^2
						Total Area	=	11176.0	mm^2

A_{req} = 6300.000 mm^2 < A_{use} = 11176.0 mm^2 O.K

이음판 응력 검토 :

$$f_s = \frac{A_F \times f_{D,C}}{A_{use}} = \frac{8400.0 \times 118.125}{11176.000} = 88.784 \text{ MPa} < f_a = 157.500 \text{ MPa}$$

O.K

- BOLT의 작용력 검토

휨모멘트에 의한 ρ_m :

$$\rho_m = \frac{P}{n_{use}} = \frac{8400.0 \times 118.125}{14}$$

= 70875 N/EA = 70.875 kN/EA < ρ_a = 96.000 kN/EA O.K

휨전단응력에 의한 ρ_s :

$$\rho_s = \left(\frac{S \times Q}{I_Y}\right) \times \frac{p}{n}$$

$$= \left(\frac{343.05 \times 3662400}{4040000000}\right) \times \frac{150.000}{7} = 6.664 \text{ kN/EA}$$

단면의 중립축에 대한 접합선 외측의 단면1차모멘트 : Q

Q = 300.000 × 28.000 × (450.000 - 14.000) = 3662400 mm^3

접합선 방향의 BOLT의 평균 피치 : p = 플랜지 전폭 / 횡방향 BOLT 수 = 300.000 / (14 / 7)

= 150.000 mm

접합선 직각의 BOLT의 개수 : n = 7 EA

합성 BOLT력 검토 : $\rho = \sqrt{(\rho_m^2 + \rho_s^2)} = \sqrt{(70.875^2 + 6.664^2)}$

= 71.188 kN/EA < ρ_a = 96.000 kN/EA O.K

9.3 인장 Flange 이음 설계

9.3.1 하부 Flange (900 SPL.PLA.)

- 사용 BOLT : 고장력 BOLT(H.T.B) F10T , M22 , 2 면 마찰

$\therefore \quad \rho_a = 48.000 \times 2 = 96.000$ kN/EA

- Flange 단면적 : $A_F = 300.000 \times 28.000 = 8400.0$ mm^2

- 필요 BOLT 수 산정

$$n_{req} = \frac{A_F \times f_{D,T}}{\rho_a} = \frac{8400.0 \times 118.125}{96.000 \times 1.E+03} = 10.336 \text{ EA}$$

사용 BOLT 수 : $n_{use} = 2$ EA × 7 열 = 14 EA > $n_{req} = 10.34$ EA O.K

- 이음판 소요단면적 검토

이음판 사용강종 : SS400 ($f_a = 157.500$ MPa , $\tau_a = 90.000$ MPa)

$$A_{req} = \frac{A_F \times f_{D,T}}{f_a} = \frac{8400.0 \times 118.125}{157.500} = 6300.000 \text{ mm}^2$$

사용 이음판 :

900 SPL.PLA.(上)	:	1	-	Splace Plate (하부 Flange	의 하면) =	296.000	×	22.000	=	6512.0 mm^2
900 SPL.PLA.(下)	:	2	-	Splace Plate (하부 Flange	의 상면) =	106.000	×	22.000	=	4664.0 mm^2
								Total Area	=	11176.0 mm^2

$A_{req} = 6300.000$ mm^2 < $A_{use} = 11176.0$ mm^2 O.K

이음판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 BOLT 지름과 w를 공제 (BOLT가 엇갈리게 체결된 경우)

하중이 작용하는 방향의 엇갈린 볼트의 중심 간격 : p = 63.000

하중이 작용하는 방향과 직각인 방향의 간격 : g = 40.000

$$w = (22 + 3) - \frac{p^2}{4 \times g}$$

$$A_{use,n} = A_{use} - (22 + 3) \times 22.000 \times 2 \times 2 - \sum w \times 22.000 \times 2$$

$$= 11176.0 - (22 + 3) \times 22.000 \times 2 \times 2$$

$$- \left[(22 + 3) - \frac{63.000^2}{4 \times 40.000} \right] \times 2 \times 22.000 \times 2$$

$$= 8959.0 \text{ mm}^2$$

$A_{req} = 6300.000$ mm^2 < $A_{use,n} = 8959.0$ mm^2 O.K

이음판 응력 검토 :

$$f_s = \frac{A_F \times f_{D,T}}{A_{use,n}} = \frac{8400.0 \times 118.125}{8959.0} = 110.755 \text{ MPa} < f_a = 157.500 \text{ MPa}$$

O.K

- BOLT의 작용력 검토

휨모멘트에 의한 ρ_m : $\rho_m = \frac{P}{n_{use}} = \frac{8400.0 \times 118.125}{14}$

$= 70875$ N/EA $= 70.875$ kN/EA $< \rho_a = 96.000$ kN/EA **O.K**

휨전단응력에 의한 ρ_s :

$$\rho_s = \left(\frac{S \times Q}{I_Y} \right) \times \frac{p}{n}$$

$$= \left(\frac{343.05 \times 3662400}{4040000000} \right) \times \frac{150.000}{7} = 6.664 \text{ kN/EA}$$

단면의 중립축에 대한 접합선 외측의 단면1차모멘트 : Q

$Q = 300.000 \times 28.000 \times (450.000 - 14.000) = 3662400$ mm^3

접합선 방향의 BOLT의 평균 피치 : p = 플랜지 전폭 / 횡방향 BOLT 수 = 300.000 / (14 / 7)

= 150.000 mm

접합선 직각의 BOLT의 개수 : n = 7 EA

합성 BOLT력 검토 : $\rho = \sqrt{(\rho_m^2 + \rho_s^2)} = \sqrt{(70.875^2 + 6.664^2)}$

$= 71.188$ kN/EA $< \rho_a = 96.000$ kN/EA **O.K**

- 모재의 응력 검토

Flange 단면적 : $A_F = 8400.0$ mm^2

BOLT 지름을 공제한 Flange 순단면적 :

$A_{F,n} = A_F - (22 + 3) \times 28.000 \times 2 - \sum w \times 28.000$

$= 8400.0 - (22 + 3) \times 28.000 \times 2$

$- \left[(22 + 3) - \frac{63.000^2}{4 \times 40.000} \right] \times 28.000 \times 2$

$= 6989.2$ mm^2

모재의 응력 :

$$f_s = \frac{A_F \times f_{D,T}}{A_{F,n}} = \frac{8400.0 \times 118.125}{6989.2} = 141.970 \text{ MPa}$$

$< f_a = 157.500$ MPa **O.K**

9.4 Web 이음 설계 (900 SPL.WEB)

- 사용 BOLT : 고장력 BOLT(H.T.B) F10T , M22 , 2 면 마찰

∴ $\rho_a = 48.000 \times 2 = 96.000$ kN/EA

사용 BOLT 수 : n_{use} = 8 행 × 3 열 = 24 EA

- 사용 이음판 : 2 - Splace Plate (Web 의 양면) = 730.000 × 465.000 × 12.000 mm

(높이) (폭) (두께)

이음판 사용강종 : SS400 (f_a = 157.500 MPa , τ_a = 90.000 MPa)

- BOLT 작용력 산정

BEAM 전체 높이 : 900.000 mm Web 두께 : tw = 16.000 mm

BOLT 중심간 수평간격 : 75.000 mm ≥ BOLT의 최소중심간격 = 75.000 mm **O.K**

BOLT 중심으로부터 이음판 연단(수직)까지의 거리 50.000 mm ≥ 최소연단거리 = 32.000 mm **O.K**

BOLT 중심으로부터 이음판 연단(수평)까지의 거리 40.000 mm ≥ 최소연단거리 = 32.000 mm **O.K**

종경사도 : 0.000 %

BOLT 중심간 수직간격 : 90.000 mm ≥ BOLT의 최소중심간격 = 75.000 mm O.K

Σy_i^2 의 계산 :

행	y_i	y_i^2	행	y_i	y_i^2
1	315.000	99225	5	-45.000	2025
2	225.000	50625	6	-135.000	18225
3	135.000	18225	7	-225.000	50625
4	45.000	2025	8	-315.000	99225

$\therefore\ \Sigma y_i^2 =$ 340200 × 3 열 = 1020600 mm^2

휨모멘트에 의한 ρ_m :

$$\rho_m = \frac{M_w}{\Sigma y_i^2} \times y = \frac{167.864}{1020600} \times 365.000 \times 1.E+03 = 60.033 \text{ kN/EA}$$

휨모멘트 성분 :

$$M_w = \frac{f_D \times tw \times Hw^2}{6}$$

$$= \frac{118.125 \times 16.000 \times 730.000^2}{6} \times 1.E-06 = 167.864 \text{ kN.m}$$

휨전단응력에 의한 ρ_s :

$$\rho_s = \frac{S}{n_{use}} = \frac{343.05}{24} = 14.294 \text{ kN/EA}$$

합성 BOLT력 검토 : $\rho = \sqrt{(\rho_m^2 + \rho_s^2)} = \sqrt{(60.033^2 + 14.294^2)}$

$= 61.712$ kN/EA < $\rho_a =$ 96.000 kN/EA O.K

- 이음판 응력 산정

단면의 중립축에 대한 Web의 단면2차모멘트 :

$$I_{Y_w} = \frac{tw \times Hw^3}{12} + tw \times Hw \times \left(Z_u - \frac{Hw}{2}\right)^2$$

$$= \frac{16.000 \times 900.000^3}{12} + 16.000 \times 900.000 \times \left(450.000 - \frac{900.000}{2}\right)^2$$

$= 972000000$ mm^4

Web에 작용하는 휨모멘트 :

$$M_w = M \times \frac{I_{Y_w}}{I_Y} = 543.53 \times \frac{972000000}{4040000000} = 130.770 \text{ kN.m}$$

이음판의 단면2차모멘트 :

Splace Plate (Web의 양면)	A (mm^2)	y (mm)	A×y (mm)	A×y^2 (mm)	I_o (mm^4)
2 - Splace Plate 730.000 × 12.000	17520.0	0.000	0.0	0.0	778034000

단면의 중립축에 대한 이음판의 단면2차모멘트 :

$$I_{Y_sp} = I_o + A \times \left(Z_u - \frac{Hw}{2}\right)^2$$

$$= 778034000 + 17520.000 \times \left(450.000 - \frac{900.000}{2}\right)^2 = 778034000 \text{ mm}^4$$

단면의 중립축에서 이음판 상연 까지의 거리 : $Z_{spu} =$ 365.000

단면의 중립축에서 이음판 하연 까지의 거리 : $Z_{spl} =$ 365.000

이음판 상연의 응력 :

$$f_{spu} = \frac{M_w}{I_{Y_sp}} \times Z_{spu} = \left(\frac{130.770}{778034000} \times 365.000\right) \times 1.E+06$$

$= 61.348$ MPa $< f_a = 157.500$ MPa O.K

이음판 하연의 응력 : $f_{spl} = \dfrac{M_w}{I_{Y_sp}} \times Z_{spl} = \left(\dfrac{130.770}{778034000} \times 365.000\right) \times 1.E+06$

$= 61.348$ MPa $< f_a = 157.500$ MPa O.K

9.5 거더 상부 Flange 용접 설계

- 연결부 상부 Flange의 용접은 현장 용접이므로 용접률 90 % 를 적용한다.

  (공장용접에 준하는 품질을 얻을 수 없는 경우에 있어서 공장용접의 90% 로 한다)

  전단면 용입 홈용접을 하므로, 용접 면적은 주거더 Flange의 면적과 같게 된다.

- 용접부의 허용응력 (전단면 용입 홈용접)

  허용 압축 응력 : $f_{a,Cw} = 140.000$ MPa $\times$ 90 % $\times$ 1.250 $\times$ 0.900 $= 141.750$ MPa

  허용 인장 응력 : $f_{a,Tw} = 140.000$ MPa $\times$ 90 % $\times$ 1.250 $\times$ 0.900 $= 141.750$ MPa

  허용 전단 응력 : $\tau_{a,w} = 80.000$ MPa $\times$ 90 % $\times$ 1.250 $\times$ 0.900 $= 81.000$ MPa

- 축방향력을 받는 용접이음의 응력

$$\tau_w = \frac{S}{\Sigma a \ell} = \frac{343.05 \times 1.E+03}{28.00 \times 300.00} = 40.839 \text{ MPa} < \tau_{a,w} = 81.000 \text{ MPa}$$ O.K

  용접 목두께 : $a = 28.00$ mm

  용접 길이 : $\ell = 300.00$ mm

- 휨모멘트를 받는 용접이음의 응력

  주요부재의 연결은 적어도 모재 강도의 75 % 이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다.

  이음부 위치에서의 인장 Flange 최대 인장응력 : $f_{max,T} = 51.979$ MPa $< f_{min} = 106.313$ MPa

  이음부 위치에서의 압축 Flange 최대 압축응력 : $f_{max,C} = 69.104$ MPa $< f_{min} = 106.313$ MPa

  이음부 위치에서의 최소 설계 응력 : $f_{min} = 0.750 \times f_{a,Cw} = 0.750 \times 141.750$

  $= 106.313$ MPa (압축)

  $f_{min} = 0.750 \times f_{a,Tw} = 0.750 \times 141.750$

  $= 106.313$ MPa (인장)

  ∴ 압축 Flange 의 이음은 $f_{D,C} = 106.313$ MPa 로 설계하고, 인장 Flange 의 이음은 $f_{D,T} = 106.313$ MPa 로 설계한다.

  $f_{D,C} = 106.313$ MPa $< f_{a,Cw} = 141.750$ MPa O.K

  $f_{D,T} = 106.313$ MPa $< f_{a,Tw} = 141.750$ MPa O.K

- 용접 이음부의 합성응력 검토

압축 : $\left(\dfrac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\dfrac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = \left(\dfrac{106.313}{141.750}\right)^2 + \left(\dfrac{40.839}{81.000}\right)^2$

$= 0.750^2 + 0.504^2 = 0.817 < 1.200$ O.K

인장 : $\left(\dfrac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\dfrac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = \left(\dfrac{106.313}{141.750}\right)^2 + \left(\dfrac{40.839}{81.000}\right)^2$

$= 0.750^2 + 0.504^2 = 0.817 < 1.200$ O.K

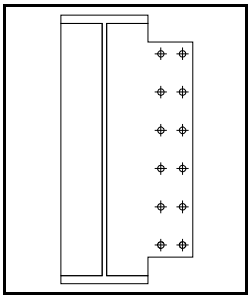
9.5 가로보 이음 설계

- 가로보 이음부 부재력 :

구 분	전단력 S (kN)	
	가로보-1	가로보-2
	H-800×300×14×26	H-300×300×10×15
Element No.	143	99
Node No.	I[54]	I[17]
자 중	-16.13	-1.06
고정하중	-9.19	-0.02
활하중(max)	87.23	2.90
활하중(min)	-284.16	-234.68
온도프리스트레싱		
합 계	-309.48	-235.76

9.5.1 가로보-1

- 사용 BOLT : 고장력 BOLT(H.T.B) F10T , M22 , 1 면 마찰



∴ ρ_a = 48.000 × 1 = 48.000 kN/EA

사용 BOLT 수 : n_{use} = 6 행 × 2 열 = 12 EA

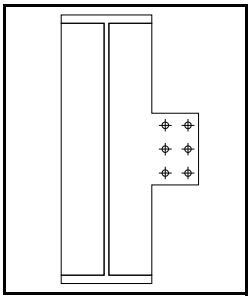
- 필요 BOLT 수 산정

$$n_{req} = \frac{S}{\rho_a} = \frac{309.5}{48.000} = 6.448 \text{ EA}$$

사용 BOLT 수 : n_{use} = 12 EA > n_{req} = 6.45 EA O.K

9.5.2 가로보-2

- 사용 BOLT : 고장력 BOLT(H.T.B) F10T , M22 , 1 면 마찰



∴ ρ_a = 48.000 × 1 = 48.000 kN/EA

사용 BOLT 수 : n_{use} = 3 행 × 2 열 = 6 EA

- 필요 BOLT 수 산정

$$n_{req} = \frac{S}{\rho_a} = \frac{235.8}{48.000} = 4.912 \text{ EA}$$

사용 BOLT 수 : n_{use} = 6 EA > n_{req} = 4.91 EA O.K

9.6 온도강판 및 보강판 이음 설계

- 온도강판 및 보강판 이음부 부재력 :

구 분	축력 P (kN)	
	온도강판	보강판
	PL-320×34	PL-320×34
Element No.	344	339
Node No.	I[290]	I[360]
자 중	203.98	161.22
고정하중	128.65	104.10
활하중(max)	1299.79	829.28
활하중(min)	-75.27	-2.01
온도프리스트레싱	85.40	
합 계	1717.82	1094.60

9.6.1 온도강판

- 사용 BOLT : 고장력 BOLT(H.T.B) F10T , M22 , 1 면 마찰

$\therefore \quad \rho_a = 48.000 \times 1 = 48.000$ kN/EA

- 필요 BOLT 수 산정 : $n_{req} = \dfrac{P}{\rho_a} = \dfrac{1717.8}{48.000} = 35.788$ EA

- 사용 BOLT 수 : $n_{use} = 2$ EA × 20 열 = 40 EA > $n_{req} = 35.79$ EA O.K

- 사용강종 : SM490 ($f_a = 237.500$ MPa)

- 소요단면적 검토 : $A_{req} = \dfrac{P}{f_a} = \dfrac{1717.82}{237.500} \times 1.E+03 = 7232.931$ mm^2

$A_{req} = 7232.931$ mm^2 < $A_{use} = 10880.0$ mm^2 O.K

강판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 BOLT 지름과 w를 공제 (BOLT가 엇갈리게 체결된 경우)

하중이 작용하는 방향의 엇갈린 볼트의 중심 간격 : p = 50.000

하중이 작용하는 방향과 직각인 방향의 간격 : g = 56.000

$$w = (22 + 3) - \frac{p^2}{4 \times g}$$

$$A_{use,n} = A_{use} - (22 + 3) \times 34.000 \times 2 - \Sigma w \times 34.000$$

$$= 10880.0 - (22 + 3) \times 34.000 \times 2$$

$$- \left[(22 + 3) - \frac{50.000^2}{4 \times 56.000} \right] \times 34.000 \times 2$$

$$= 8238.9 \ mm^2$$

$A_{req} = 7232.931$ mm^2 < $A_{use,n} = 8238.9$ mm^2 O.K

- 응력 검토 :

$$f_s = \frac{P}{A_{use,n}} = \frac{1717.82}{8238.929} \times 1.E+03 = 208.501 \text{ MPa} < f_a = 237.500 \text{ MPa}$$

O.K

9.6.2 보강판

- 사용 BOLT : 고장력 BOLT(H.T.B) F10T , M22 , 1 면 마찰

$\therefore \quad \rho_a = 48.000 \times 1 = 48.000$ kN/EA

- 필요 BOLT 수 산정 : $n_{req} = \dfrac{P}{\rho_a} = \dfrac{1094.6}{48.000} = 22.804$ EA

- 사용 BOLT 수 : $n_{use} = 2$ EA × 20 열 = 40 EA > $n_{req} = 22.80$ EA O.K

- 사용강종 : SS400 ($f_a = 237.500$ MPa)

- 소요단면적 검토 : $A_{req} = \dfrac{P}{f_a} = \dfrac{1094.60}{237.500} \times 1.E+03 = 4608.842$ mm^2

$A_{req} = 4608.842$ mm^2 < $A_{use} = 10880.0$ mm^2 O.K

강판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 BOLT 지름과 w를 공제 (BOLT가 엇갈리게 체결된 경우)

하중이 작용하는 방향의 엇갈린 볼트의 중심 간격 : p = 50.000

하중이 작용하는 방향과 직각인 방향의 간격 : g = 56.000

$$w = (22 + 3) - \frac{p^2}{4 \times g}$$

$$A_{use,n} = A_{use} - (22 + 3) \times 34.000 \times 2 - \sum w \times 34.000$$

$$= 10880.0 - (22 + 3) \times 34.000 \times 2$$

$$- \left[(22 + 3) - \frac{50.000^2}{4 \times 56.000} \right] \times 34.000 \times 2$$

$$= 8238.9 \ mm^2$$

$A_{req} = 4608.842$ mm^2 < $A_{use,n} = 8238.9$ mm^2 O.K

- 응력 검토 :

$$f_s = \frac{P}{A_{use,n}} = \frac{1094.60}{9180.000} \times 1.E+03 = 119.237 \text{ MPa} < f_a = 237.500 \text{ MPa}$$

O.K

10. 반력 검토

10.1 A1 반력 검토 (직접기초)

- Fz (수직반력) (단위 : kN)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	합계
Node No.		455	454	453	452	451	450	449	
자중		69.25	70.92	28.50	71.88	74.67	72.28	64.89	452.40
고정하중		42.20	44.64	18.09	46.25	47.53	45.53	40.76	285.00
활하중	Crane Working-01-1	35.50	98.10	14.95	91.44	153.49	166.48	140.71	700.67
	Crane Working-01-2	-5.14	44.95	7.46	74.64	133.04	162.52	184.45	601.94
	Crane Working-01-3	22.75	75.56	11.13	76.79	136.97	158.05	153.83	635.07
	Crane Working-01-4	-10.12	58.28	10.84	106.67	179.85	215.01	239.88	800.40
	Crane Working-01-5	19.50	89.90	14.91	105.42	172.20	190.06	175.33	767.30
	Crane Working-02-1	299.00	154.64	19.57	106.07	48.32	-3.45	-63.63	560.52
	Crane Working-02-2	160.15	81.32	10.75	59.13	28.06	-1.31	-37.13	300.97
	Crane Working-02-3	236.99	120.56	15.72	86.48	40.45	-2.24	-53.42	444.55
	Crane Working-02-4	213.33	113.32	13.79	72.75	32.02	-2.98	-42.02	400.20
	Crane Working-02-5	286.62	150.37	18.56	99.21	44.15	-3.80	-57.99	537.11
	Crane Working-03-1	93.27	228.00	400.77	207.11	207.50	75.66	-6.65	1205.65
	Crane Working-03-2	25.02	118.71	434.85	118.10	486.10	106.93	14.89	1304.60
	Crane Working-03-3	51.49	176.20	514.12	154.61	291.22	80.67	3.18	1271.49
	Crane Working-03-4	16.64	91.22	111.75	189.07	528.96	200.54	67.46	1205.65
	Crane Working-03-5	17.94	94.32	225.19	146.58	592.11	158.48	36.87	1271.49
	Crane Working-04-1	60.72	37.37	4.34	23.58	30.55	26.06	14.61	197.23
	Crane Working-04-2	21.66	16.06	1.52	8.67	18.19	15.51	16.14	97.74
	Crane Working-04-3	36.25	24.24	2.70	14.23	21.06	18.35	14.03	130.86
	Crane Working-04-4	24.62	25.24	2.97	20.77	36.84	38.80	48.00	197.23
	Crane Working-04-5	21.15	18.17	1.72	11.75	25.63	23.91	28.54	130.86
	Crane Working-05-1	303.60	504.55	75.40	207.42	95.26	24.33	-38.90	1171.66
	Crane Working-05-2	245.37	278.90	68.00	248.82	177.09	77.35	-23.73	1071.80
	Crane Working-05-3	307.66	362.60	74.68	223.81	130.74	44.23	-38.80	1104.93
	Crane Working-05-4	102.95	218.69	75.91	465.84	218.64	90.89	-1.25	1171.66
	Crane Working-05-5	159.19	241.90	74.99	323.11	214.47	98.38	-7.12	1104.93
	Crane Working-06-1	97.11	60.10	7.72	34.92	28.94	14.28	-11.85	231.21
	Crane Working-06-2	114.01	70.54	8.62	44.41	48.22	35.75	8.98	330.54
	Crane Working-06-3	118.86	70.38	8.93	44.41	39.64	22.81	-7.59	297.42
	Crane Working-06-4	61.46	41.09	5.02	27.41	34.50	34.01	27.72	231.21
	Crane Working-06-5	85.93	57.61	6.87	35.55	45.53	40.79	25.14	297.42
	Crane Moving-03-1	26.04	84.16	181.60	273.39	255.15	69.51	9.89	899.73
	Crane Moving-03-2	37.08	26.27	3.09	18.73	27.71	28.15	27.13	168.15
	Crane Moving-03-3	38.07	107.50	125.83	249.59	227.05	89.22	14.83	852.10

활하중	Crane Moving-03-4	27.12	18.41	2.15	13.42	19.62	19.67	20.13	120.52
	Crane Moving-04-1	87.65	272.29	190.86	260.54	76.77	26.84	-15.23	899.73
	Crane Moving-04-2	59.09	35.49	4.28	21.68	23.82	18.55	5.24	168.15
	Crane Moving-04-3	117.80	246.75	137.79	232.37	100.15	36.85	-19.60	852.10
	Crane Moving-04-4	42.05	26.07	3.23	15.61	16.17	12.96	4.42	120.52
	Crane Moving-05-1	337.37	296.14	179.37	78.79	31.32	3.03	-26.30	899.73
	Crane Moving-05-2	76.74	47.85	6.35	27.94	19.41	5.99	-16.13	168.15
	Crane Moving-05-3	333.09	280.93	123.61	100.99	43.35	4.91	-34.78	852.10
	Crane Moving-05-4	54.61	34.75	4.65	19.95	13.87	4.36	-11.66	120.52
	Crane Moving-06-1	-11.97	14.22	6.74	116.21	272.93	296.85	213.45	908.45
	Crane Moving-06-2	6.82	48.49	69.99	273.80	289.74	176.90	42.70	908.45
	Crane Moving-06-3	42.12	139.61	205.16	293.70	179.07	49.36	-0.58	908.45
	Crane Moving-06-4	158.50	297.41	214.87	184.38	55.50	16.41	-18.63	908.45
	Crane Moving-06-5	216.35	280.66	112.87	53.39	21.45	1.79	-18.54	667.97
	Crane Moving-07-1	-18.12	23.27	10.95	123.07	214.15	241.99	224.57	819.89
	Crane Moving-07-2	15.57	76.23	46.12	214.72	231.17	164.58	71.50	819.89
	Crane Moving-07-3	75.90	157.24	98.70	235.37	172.32	78.31	2.06	819.89
	Crane Moving-07-4	198.65	250.71	103.68	176.24	90.57	29.45	-29.42	819.89
	Crane Moving-07-5	230.09	218.95	59.25	82.54	37.62	4.35	-29.93	602.86
	Crane Moving-08-1	-16.44	29.45	9.48	84.47	101.99	125.79	175.21	509.96
	Crane Moving-08-2	-3.27	43.49	11.12	84.29	102.40	117.59	154.35	509.96
	Crane Moving-08-3	100.22	58.26	7.38	33.38	13.64	-3.02	-22.38	187.48
	Crane Moving-09-1	-1.80	6.39	1.11	14.33	23.69	29.64	38.10	111.47
	Crane Moving-09-2	15.09	12.93	1.61	12.60	19.58	22.58	27.08	111.47
	Crane Moving-09-3	30.34	19.30	2.34	13.31	16.63	15.84	13.70	111.47
	Crane Moving-09-4	42.99	27.31	3.49	15.60	14.07	9.20	-1.19	111.47
	Crane Moving-09-5	36.89	24.25	3.20	12.98	9.46	3.14	-7.96	81.96
	Crane Moving-10-1	-4.13	11.86	2.46	27.55	41.26	51.86	69.15	200.02
	Crane Moving-10-2	24.88	25.12	3.34	23.14	35.31	40.73	47.50	200.02
	Crane Moving-10-3	53.59	35.10	4.11	23.14	31.79	30.06	22.23	200.02
	Crane Moving-10-4	78.64	46.47	5.73	28.26	27.28	17.09	-3.46	200.02
	Crane Moving-10-5	67.98	40.89	5.36	24.39	17.28	5.37	-14.19	147.07
	DB-M(max)	261.09	308.66	161.71	301.40	299.36	282.98	233.69	1848.90
	DL-L(max)	221.71	247.13	114.23	228.82	238.82	226.73	193.03	1470.47
	80Ton_Case-01(max)	-	11.14	8.36	98.68	238.71	306.68	296.44	960.01
	80Ton_Case-02(max)	16.51	67.30	22.76	239.22	283.64	247.36	133.80	1010.60
	DB-M(min)	-23.64	-2.06	-1.03	0.00	0.00	-3.47	-41.58	-71.79
	DL-L(min)	-21.04	-1.52	-0.61	0.00	0.00	-2.69	-35.62	-61.49
	80Ton_Case-01(min)	-35.98	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-35.98
	80Ton_Case-02(min)	-3.19	0.00	0.00	-	-	-	0.00	-3.19

10.2 A2 반력 검토 (직접기초)

- Fz (수직반력) (단위 : kN)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	합계
Node No.		478	477	476	475	474	473	472	
자중		69.27	70.48	29.53	71.28	74.30	72.11	65.43	452.40
고정하중		42.44	44.27	18.64	45.82	47.25	45.38	41.20	285.00
활하중	Crane Working-01-1	46.00	92.81	16.39	91.15	147.34	162.99	143.98	700.67
	Crane Working-01-2	0.78	53.73	15.75	109.45	174.91	212.66	233.12	800.40
	Crane Working-01-3	30.48	84.70	17.58	105.84	166.18	186.90	175.62	767.30
	Crane Working-01-4	5.27	41.10	12.00	77.65	128.28	160.11	177.52	601.94
	Crane Working-01-5	32.91	70.88	13.54	77.94	131.53	154.95	153.33	635.07
	Crane Working-02-1	280.32	160.66	19.10	100.22	53.73	-1.08	-52.43	560.52
	Crane Working-02-2	201.44	117.12	13.81	69.06	35.46	-1.50	-35.18	400.20
	Crane Working-02-3	270.02	155.72	18.43	94.03	48.94	-1.72	-48.30	537.11
	Crane Working-02-4	148.81	84.93	10.16	55.57	31.38	0.16	-30.04	300.97
	Crane Working-02-5	220.89	125.75	15.02	81.42	45.13	-0.17	-43.50	444.55
	Crane Working-03-1	60.38	36.51	1.85	22.55	29.85	25.47	20.62	197.23
	Crane Working-03-2	23.02	15.01	0.97	8.94	16.11	14.45	19.25	97.74
	Crane Working-03-3	36.83	23.24	1.07	13.99	19.91	17.65	18.17	130.86
	Crane Working-03-4	28.61	23.48	3.47	20.95	33.18	36.75	50.79	197.23
	Crane Working-03-5	23.70	16.82	1.90	12.11	22.49	22.26	31.60	130.86
	Crane Working-04-1	103.40	225.51	384.29	206.34	205.57	78.02	2.51	1205.65
	Crane Working-04-2	31.84	119.77	423.32	126.54	469.91	110.23	23.00	1304.60
	Crane Working-04-3	60.47	176.26	496.82	159.34	284.40	83.36	10.84	1271.49
	Crane Working-04-4	24.40	90.16	111.67	193.61	505.65	200.95	79.21	1205.65
	Crane Working-04-5	24.61	94.43	220.86	154.53	568.43	161.14	47.48	1271.49
	Crane Working-05-1	90.49	60.04	4.76	32.83	31.87	15.16	-3.92	231.21
	Crane Working-05-2	109.55	70.71	6.04	41.58	48.70	35.49	18.46	330.54
	Crane Working-05-3	111.72	71.09	6.12	41.50	41.80	23.38	1.82	297.42
	Crane Working-05-4	62.48	40.15	2.25	24.97	33.52	33.37	34.47	231.21
	Crane Working-05-5	85.22	56.76	4.24	33.18	44.70	39.97	33.36	297.42
	Crane Working-06-1	307.30	489.13	78.03	201.23	99.86	26.67	-30.55	1171.66
	Crane Working-06-2	247.43	274.24	67.59	238.28	176.41	78.91	-11.05	1071.80
	Crane Working-06-3	307.88	354.63	75.21	215.37	133.38	46.41	-27.95	1104.93
	Crane Working-06-4	112.00	214.73	78.07	443.69	218.67	94.57	9.94	1171.66
	Crane Working-06-5	166.20	237.13	75.17	307.94	212.40	100.45	5.64	1104.93
	Crane Moving-03-1	28.64	17.69	0.99	12.57	18.21	18.98	23.44	120.52
	Crane Moving-03-2	45.48	106.71	122.14	242.30	220.83	91.31	23.34	852.10
	Crane Moving-03-3	38.93	25.30	1.76	17.69	26.00	27.21	31.26	168.15

활하중	Crane Moving-03-4	32.28	84.46	177.51	267.16	249.25	72.22	16.85	899.73
	Crane Moving-04-1	41.10	25.51	1.04	14.46	16.70	13.05	8.66	120.52
	Crane Moving-04-2	124.65	240.49	133.59	223.56	103.05	39.18	-12.42	852.10
	Crane Moving-04-3	57.50	35.05	1.84	20.13	24.27	18.52	10.85	168.15
	Crane Moving-04-4	94.78	266.09	186.62	252.58	80.39	29.17	-9.90	899.73
	Crane Moving-05-1	48.88	35.46	3.23	18.59	16.13	5.25	-7.02	120.52
	Crane Moving-05-2	326.81	280.90	120.66	99.48	47.38	6.31	-29.44	852.10
	Crane Moving-05-3	69.39	48.94	4.67	26.02	22.12	7.05	-10.03	168.15
	Crane Moving-05-4	332.68	295.97	175.91	78.58	34.93	4.15	-22.48	899.73
	Crane Moving-06-1	1.99	5.63	3.06	15.29	21.49	28.28	35.73	111.47
	Crane Moving-06-2	17.63	12.14	1.47	12.23	17.72	21.38	28.90	111.47
	Crane Moving-06-3	31.07	18.69	0.70	12.28	15.96	15.50	17.27	111.47
	Crane Moving-06-4	40.67	27.01	1.48	14.57	15.22	9.57	2.95	111.47
	Crane Moving-06-5	33.21	24.37	2.01	12.24	11.16	3.75	-4.77	81.96
	Crane Moving-07-1	1.55	10.53	5.08	28.81	38.47	50.44	65.14	200.02
	Crane Moving-07-2	28.67	23.72	3.28	22.74	32.85	39.23	49.54	200.02
	Crane Moving-07-3	54.23	34.27	2.22	21.72	30.68	29.29	27.60	200.02
	Crane Moving-07-4	74.45	46.71	3.41	26.32	28.50	17.38	3.24	200.02
	Crane Moving-07-5	62.07	41.74	3.93	22.78	19.43	6.16	-9.04	147.07
	Crane Moving-08-1	-8.04	26.70	13.16	85.46	99.01	125.04	168.63	509.96
	Crane Moving-08-2	5.05	40.41	13.81	84.34	98.93	116.64	150.78	509.96
	Crane Moving-08-3	93.66	60.09	7.31	31.64	15.70	-2.17	-18.75	187.48
	Crane Moving-09-1	-8.67	13.38	10.62	119.61	266.60	292.01	214.89	908.45
	Crane Moving-09-2	11.89	48.82	71.23	268.37	282.55	175.26	50.32	908.45
	Crane Moving-09-3	48.85	138.36	200.20	285.56	177.60	52.36	5.51	908.45
	Crane Moving-09-4	162.87	292.10	209.73	180.06	59.51	18.34	-14.18	908.45
	Crane Moving-09-5	215.64	276.34	111.37	53.76	24.21	2.58	-15.92	667.97
	Crane Moving-10-1	-12.59	21.61	15.37	125.69	208.30	238.01	223.50	819.89
	Crane Moving-10-2	22.84	74.83	47.27	209.19	223.80	162.50	79.45	819.89
	Crane Moving-10-3	83.35	154.33	94.92	226.51	169.71	80.01	11.07	819.89
	Crane Moving-10-4	200.71	246.36	99.73	170.03	93.41	31.39	-21.73	819.89
	Crane Moving-10-5	226.34	216.59	58.16	80.75	40.72	5.51	-25.20	602.86
	DB-M(max)	259.44	302.20	156.70	291.13	292.22	277.63	233.05	1812.36
	DL-L(max)	218.25	242.35	110.48	221.15	232.31	222.39	190.67	1437.60
	80Ton_Case-01(max)	-	8.85	13.44	101.94	229.32	297.77	293.15	944.46
	80Ton_Case-02(max)	23.36	63.98	25.23	231.34	271.71	237.36	135.65	988.62
	DB-M(min)	-19.64	-3.20	-0.02	0.00	-	-2.34	-32.10	-57.29
	DL-L(min)	-17.29	-2.40	-0.02	0.00	-	-1.87	-27.22	-48.80
	80Ton_Case-01(min)	-28.35	-	-	0.00	-	-	-	-28.35
	80Ton_Case-02(min)	-	-	-	0.00	-	-	-	0.00

10.3 반력 집계 (직접기초)

A1	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	합계
Node No.	455	454	453	452	451	450	449	
LCB1(max)	448.82	620.12	560.71	583.97	714.31	424.49	402.08	2586.30
LCB1(min)	75.47	113.51	45.56	118.13	122.20	114.01	42.01	665.61

A2	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	합계
Node No.	478	477	476	475	474	473	472	
LCB1(max)	444.38	603.88	544.99	560.79	689.98	415.25	399.78	2549.76
LCB1(min)	83.36	111.55	48.15	117.10	132.70	115.15	54.20	680.10

구 분		사용하중 수직반력 (kN)	극한하중 수직반력 (kN)	직접기초 제원 (L×B)	단위길이(L=1m) 반력
A1	LCB1(max)	2586.30	4933.75	13.0 × 2.0 m	사용 : 198.95 kN/m
	LCB1(min)	665.61	804.28		극한 : 379.52 kN/m
A2	LCB1(max)	2549.76	4855.20	13.0 × 2.0 m	사용 : 196.14 kN/m
	LCB1(min)	680.10	835.43		극한 : 373.48 kN/m

사용하중 : 1.00 × 자중 + 1.00 × 고정하중 + 1.00 × 활하중

(콘크리트 직접기초 지지력 검토, 사용성 검토, 앵커 검토, 지압응력 검토 시 사용)

극한하중 : 1.30 × 자중 + 1.30 × 고정하중 + 2.15 × 활하중

(콘크리트 직접기초 단면 검토 시 사용)

■ 기초 안정검토용 $1m^2$당 설계하중 : Q = 99.47 kN/m^2

11. 보강재 설계

11.1 주거더 수직 및 수평보강재 검토

11.1.1 수직보강재 검토

- 수직보강재 설치 여부

상하플랜지의 순간격이 아래 표의 값 이하일 때는 수직보강재를 설치하지 않아도 좋다.

도로교설계기준 표 3.8.5 수직보강재를 생략할 수 있는 플랜지 순간격의 최대치

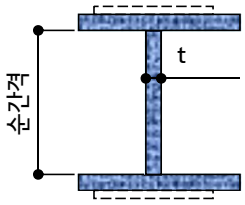
강 종	SS400 SM400 SMA400	SM490 SMA490C-TMC	SM490Y SM520 SM520C-TMC SMA520	HSB500	SM570 SM570C-TMC SMA570 HSB600
상하 양플랜지의 순간격	71 × t × α	61 × t × α	57 × t × α	55 × t × α	51 × t × α

t : 복부판의 두께

α : √{ 허용전단응력(va) / 계산전단응력(v) } ≤ 1.2

va : 허용전단응력 (Fy / 2.9 = 81.0 MPa)

Fy : 사용한 부재의 최소 공칭항복응력 (fsy = 235 MPa)



증가계수 및 설치여부

검토 단면	Bfw(mm)	t(mm)	순간격(mm)	V(전체)	v(MPa)
거 더	844	16	844	682.45	50.54

검토 단면	va(MPa)	α	순간격 최대치	비 고
거 더	81.03	1.2	1,363	**불필요!**

순간격 최대치 = 71 × t × α

- 수직보강재 검토

: 상하플랜지의 순간격이 표 3.8.3의 값 이하이므로 수직보강재를 설치하지 않는다.

11.1.2 수평보강재 검토

- 수평보강재 설치 여부

복부판 두께가 아래 표의 값 이상일 때는 수평보강재를 설치하지 않아도 좋다.

도로교셜계기준 표 3.8.2 플레이트 거더의 복부판 최소두께

강 종	SS400 SM400 SMA400	SM490 SMA490C-TMC	SM490Y SM520 SM520C-TMC SMA520	HSB500	SM570 SM570C-TMC SMA570 HSB600
수평보강재가 없을 때	b / 150	b / 129	b / 121	b / 117	b / 108

수평보강재가 없는 복부판의 최소두께(t_{min}) 검토

t_{min} = b / 150 = 5.6 mm ≤ t_{use} (= 16 mm) **: 수평보강재 생략 가능!**

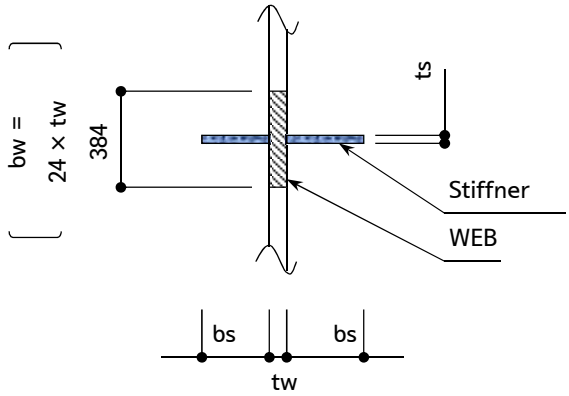
여기서, b : 상하플랜지 간격 (= 844 mm)

t : 복부판의 두께 (= 16 mm)

-수평보강재 검토

: 복부판의 최소두께가 표 3.8.2의 값 이상이므로 수평보강재를 설치하지 않는다.

11.2 주거더 하중 집중점의 보강재 설계



(= 16)

- 보강재 단면

  강 종 : SM400

  단 면 : 2 - PL 142 × 12 × 844

  (bs × ts × ℓs)

  열 수 : 1 열

- 작용하중(Vmax, 사용하중 최대 전단력)

  Vmax = 682.45 kN

보강재 두께 검토 : ts = 12 ≥ bs / 16 = 8.9 mm **O.K!**

보강재 단면적 : As = 2 × bs × ts = 3,408 mm²

전체유효단면적 : Ae = Min (bw × tw + As , 1.7 × As)

= Min (9,552 , 5,794) = 5,794 mm²

단면2차모멘트 : I = { 12 × 142.0 ³/ 12

+ 142.0 × 12 × 79 ²}× 2

+ 384 × 16 ³/ 12 = 27,126,976 mm⁴

단면2차반경 : γ = √(I/Ae) = 68.4 mm

유효좌굴길이 : ℓ = 844 × 0.5 = 422 mm

허용축방향 압축응력

ℓ/γ = 6.167 ⇒ fcag = 157.50 MPa

: 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력

t / bs = 0.085 ⇒ fcal = 157.50 MPa

: 국부좌굴에 대한 허용응력

fcao = 157.50 MPa

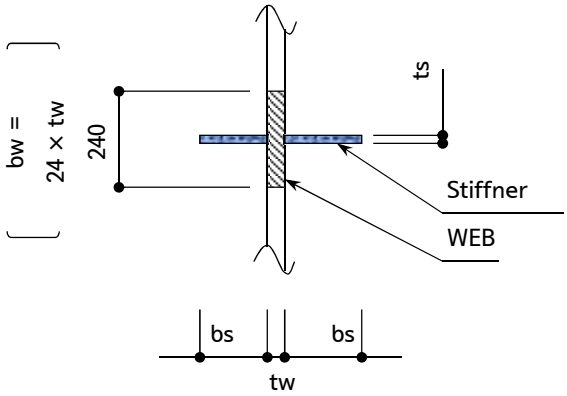
: 국부좌굴을 고려하지 않은 최대 허용축방향 압축응력

fca = fcag × fcal / fcao = 157.50 MPa

: 허용축방향 압축응력

fc = Vmax / Ae = 117.79 MPa < fca **O.K!**

11.3 거더받침빔 하중 집중점의 보강재 설계



(= 10)

- 보강재 단면

  강 종 : SM400

  단 면 : 2 - PL 145 × 12 × 270

  (bs × ts × ℓs)

  열 수 : 1 열 × 2 EA (거더받침빔 2EA)

- 작용하중(Vmax, 사용하중 최대 전단력)

  Vmax = 357.16 kN

보강재 두께 검토 : ts = 12 ≥ bs / 16 = 9.1 mm **O.K!**

보강재 단면적 : As = 2 × bs × ts = 3,480 mm²

전체유효단면적 : Ae = Min (bw × tw + As , 1.7 × As)

= Min (5,880 , 5,916) = 5,880 mm²

단면2차모멘트 : I = { 12 × 145.0 ³/ 12

+ 145.0 × 12 × 77.5 ²}× 2

+ 240 × 10 ³/ 12 = 27,019,000 mm⁴

단면2차반경 : γ = √(I/Ae) = 67.8 mm

유효좌굴길이 : ℓ = 270 × 0.5 = 135 mm

허용축방향 압축응력

ℓ/γ = 1.992 ⇒ fcag = 157.50 MPa

: 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력

t / bs = 0.083 ⇒ fcal = 157.50 MPa

: 국부좌굴에 대한 허용응력

fcao = 157.50 MPa

: 국부좌굴을 고려하지 않은 최대 허용축방향 압축응력

fca = fcag × fcal / fcao = 157.50 MPa

: 허용축방향 압축응력

fc = Vmax / Ae = 60.74 MPa < fca **O.K!**

12. 용접부 설계

12.1 수직보강재 용접부

- 필렛용접 치수 검토

주요부재의 응력을 전달하는 필렛용접의 치수는 다음의 제한내에 있는 것을 표준으로 한다.

다만 최소 모재의 두께가 8mm이상인 경우는 필렛용접 치수를 6mm이상으로 한다.

$t_1 > S \geq 2 \times t_2$

t_1 : 얇은쪽 모재의 두께(mm)

t_2 : 두꺼운쪽 모재의 두께(mm)

S : 필렛용접 치수(mm)

모재 두께

부 재	Web 두께 tw (mm)	사용보강재 bs × ts × ℓs (mm)
거 더	16.0	2 - PL 142 × 12 × 844 1 열
거더받침빔	10.0	2 - PL 145 × 12 × 270 1 열

■ 거더받침빔 수직보강재 : 1 열 × 2 EA (거더받침빔 2EA)

용접치수 결정

부 재	복부판과 수직보강재 (mm)			
	Smin	Smax	Suse	검토결과
거 더	5.7	12.0	6.0	O.K!
거더받침빔	4.9	10.0	9.0	O.K!

- 수직보강재의 용접부 검토

부 재	s (mm)	Σa (mm)	ℓ (mm)	Vmax (kN)	v (MPa)	v_a (MPa)	검토결과
거 더	6.0	17.0	844.0	682.45	47.6	90.0	O.K!
거더받침빔	9.0	25.5	270.0	357.16	52.0	90.0	O.K!

12.2 기타 용접부 용접치수 검토

- 필렛용접 치수 검토

주요부재의 응력을 전달하는 필렛용접의 치수는 다음의 제한내에 있는 것을 표준으로 한다.

다만 최소 모재의 두께가 8mm이상인 경우는 필렛용접 치수를 6mm이상으로 한다.

$t_1 > S \geq 2 \times t_2$

t_1 : 얇은쪽 모재의 두께(mm)

t_2 : 두꺼운쪽 모재의 두께(mm)

S : 필렛용접 치수(mm)

12.2.1 End Plate 용접부 용접치수 검토

부 재	End Plate 용접부 두께 (mm)	End Plate 두께 (mm)	용접치수 검토			
			Smin (mm)	Smax (mm)	Suse (mm)	검토결과
보강플레이트	34.0	20.0	8.2	20.0	9.0	O.K!
브라켓 플랜지	28.0	20.0	7.5	20.0	9.0	O.K!
거더 플랜지	28.0	20.0	7.5	20.0	9.0	O.K!
복부판	16.0	20.0	6.3	16.0	9.0	O.K!

12.2.2 브라켓과 보강플레이트 용접치수 검토

부 재	브라켓 플랜지 두께 (mm)	보강플레이트 두께 (mm)	용접치수 검토			
			Smin (mm)	Smax (mm)	Suse (mm)	검토결과
거더 PS 도입부	28.0	34.0	8.2	28.0	9.0	O.K!
거더 보강부	28.0	34.0	8.2	28.0	9.0	O.K!

12.2.3 거더와 브라켓 보강플레이트 용접치수 검토

부 재	거더 플랜지 두께 (mm)	보강플레이트 두께 (mm)	용접치수 검토			
			Smin (mm)	Smax (mm)	Suse (mm)	검토결과
브라켓 설치부	28.0	34.0	8.2	28.0	9.0	O.K!

13. 기초 설계

13 .1 연결받침부 설계

13 .1.1 단면제원 및 하중 산정

* 연결받침부 볼트

강 종 : 고장력 BOLT(H.T.B) F10T , M22

허용인장응력 : fba = 310 MPa

허용전단응력 : vba = 150 MPa

유효직경 : db = 22 mm

볼트 수 : nb_1 = 2 EA , CTC = 455 mm

nb_2 = 2 EA , CTC = 155 mm

* 연결받침부 앵커볼트

강 종 : ANCHOR-BAR SS400 , D22 *[도.설.기 3.3.2.3(3)]*

허용인장응력 : fba = 140 MPa

허용전단응력 : vba = 60 MPa

유효직경 : db = 22 mm

묻힘깊이 : hef = 250 mm

앵커볼트 수 : nb_1 = 2 EA , CTC = 460 mm

nb_2 = 2 EA , CTC = 460 mm

* 보강철근

종 류 : SD40

항복강도 : fry = 400 MPa

사용철근량 : (H16 @ 300 + - @ 0) + (- @ 0 : 앵커보강철근)

* 연결받침부 BASE

강종 : SS400

단면 : **거더받침빔** (H-300×300×10×15 , 2 EA)

받침패드 : 300 × 300 × 5 mm × 2 EA ⇒ 600 × 300 × 5 mm (Bp×Wp×tp)

받침패드 종류 : 테프론 시트

콘크리트 직접기초 제원 : 2,000 × 13,000 mm

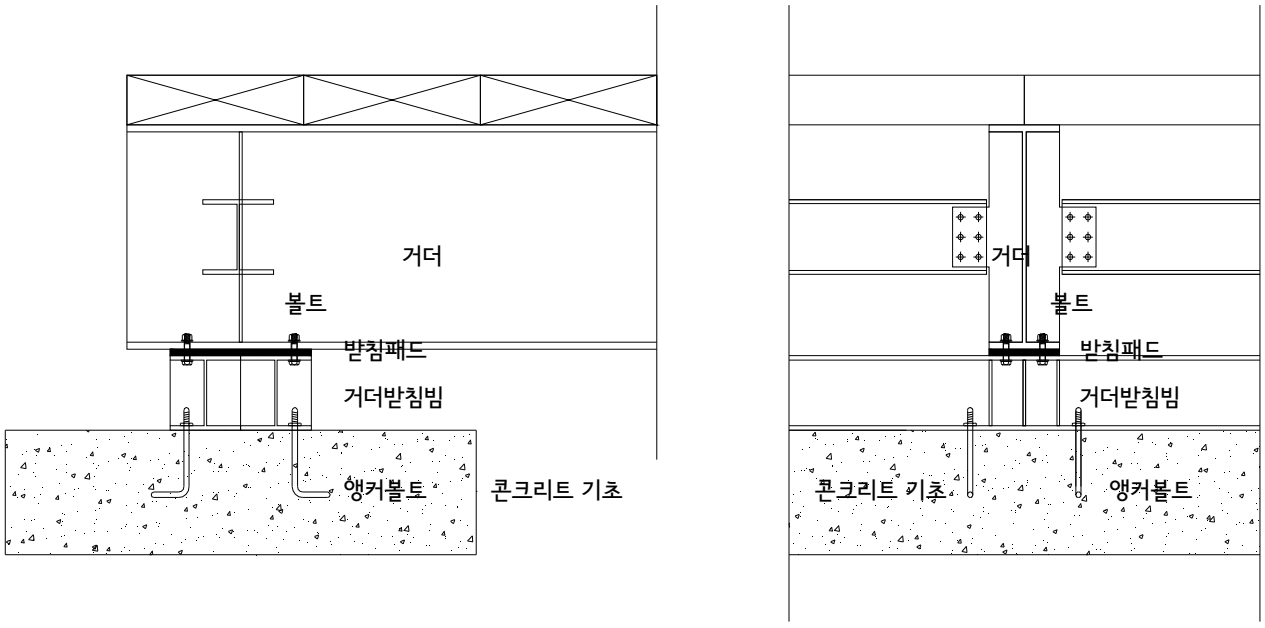
콘크리트 지압면 : 600 × 13,000 mm

콘크리트 기준강도 : fck = 27 MPa

* 작용하중 (최대 사용하중 수직반력 합계)

최대 사용하중 수직반력 합계 : Vs = 2586.30 kN (최대 사용하중 수직반력 합계, 지압면 전폭)

가설시 충격하중 : H = 50.00 kN (거더 지점부 1개소당 작용 충격하중 가정)



13 .1.2 받침강재의 설계 ⇒ " 11.3 거더받침빔 하중 집중점의 보강재 설계" 참고

13 .1.3 연결받침부 앵커볼트의 설계 *[철도설계편람(토목편)(V) p5-828]*

[도.설 3.14.3.2 / 해설 / (2)]

· 수평력에 의한 앵커볼트의 전단응력

Abtc = 1,521 mm² (= 4 × π×db²/ 4) : 앵커볼트군의 총단면적

vb = H / Abtc = 32.88 MPa ≤ vba (= 60 MPa) ····· ☞ O.K!

· 콘크리트의 압축응력검토

fc = N / A1 = 2,586,296 / (600 × 13,000) = 0.33 MPa ≤ fca ····· ☞ O.K!

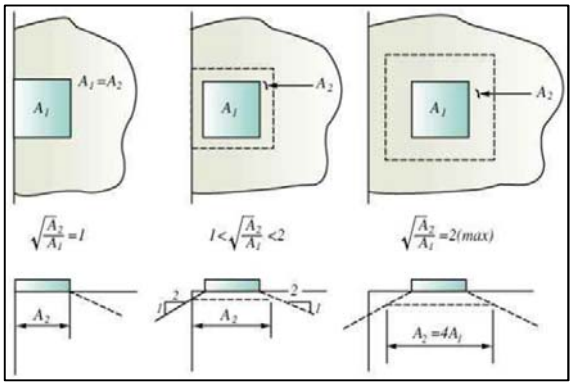
여기서, fca : 콘크리트의 허용지압응력 (= 8.44 MPa)

☞ fca = {0.25·fck·√(A2 / A1) ≤ 0.5·fck}·α

A2 : 지지하는 콘크리트의 전면적

(= 600 × 13,000 = 7,800,000 mm²)

(전면적이 경사진 면이거나 계단식일 경우에는 지압면의 각 변 또는 경계면으로부터 1 : 2 (수직 1, 수평 2)의 기울기로 경사면을 부재 단부까지 그려 지압면의 도심과 일치하는 가장 큰 닮은꼴을 그렸을 때의 피라미드형 각추대나 원추대의 면적을 전면적 A2 로 취한다.)



A1 : 지압을 받는 재하면적

(= 600 × 13,000 = 7,800,000 mm²)

α : 가설시 허용응력 증가계수 (= 1.250)

· 앵커 검토(콘크리트구조설계기준, 2007)

① 계수 설계하중의 결정

Vua = 1.4 × H = 1.4 × 50.00 = 70.00 kN

② 전단력에 대한 검토

· 전단을 받는 앵커의 강재강도

φVsa = φ·0.6·nb·Ase·futa

= φ·0.6·Abt·futa

= 265.07 kN ≥ Vua (= 70.00 kN) ····· ☞ O.K!

여기서, φ = 0.65 : 전단하중에 대한 강도감소계수(연성강재)

Abt = 1,521 mm² : 앵커그룹에서 앵커의 유효단면적

futa = 447 MPa : 1.9·fby

· 전단을 받는 앵커의 콘크리트 파괴강도

φVcbg = Max[φ·(Avc / Avco)·Ψec,v·Ψed,v·Ψc,v·Vb, φ·Ar·fry]

= Max[99.40 , 550.12]

= 550.12 kN ≥ Vua (= 70.00 kN) ····· ☞ O.K!

여기서, φ : 전단하중에 대한 강도감소계수(콘크리트 파괴, 조건A , 0.75)

Avc : 전단강도 산정을 위한 단일 앵커 또는 앵커그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적

= (2 × 1,155 + 460) × 250

= 692,500 mm²

Avco : 단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적

= 4.5·(Ca1)²

= 2,668,050 mm²

Ψec,v : 전단력에 대한 편심을 받는 앵커 그룹에 대한 수정계수

= 1 / {1 + (2·ev')/(3·Ca1)} ≤ 1.0

= 1.000

여기서, ev' = 0 , Ca1 = 770 mm

Ψed,v : 전단을 받는 앵커 그룹의 가장자리 영향에 관한 수정계수

= 0.770 ☞ Ca2 ≥ 1.5·Ca1

Ψc,v = 1.200 ☞ 사용하중 하에서 콘크리트 균열이 발생하는 경우

☞ 앵커와 가장자리 사이에 D13 이상의 보조철근 배근

Vb : 단일 앵커의 기본 콘크리트 파괴강도

= 0.7·(le / do)^0.2·√(do)·√(fck)·(Ca1)^1.5

= 552.52 kN

여기서, le = Min(hef, 8·do) = 176 mm , do = 22 mm

Ar : 앵커 주변에 배치되는 보강철근량 (배치 유효폭 : 2·1.5·Ca1+bi = 2,770 mㅣ)

= 1,834 mm²

③ 쪼갬파괴를 방지하기 위한 앵커간격 및 연단거리 결정 *[콘.설.기.해(2007) 부록Ⅳ.7]*

· 앵커의 최소 중심간격(비틀림이 가해지지 않는 선설치앵커)

4 ·do = 88 mm ≤ 460 mm ····· ☞ O.K!

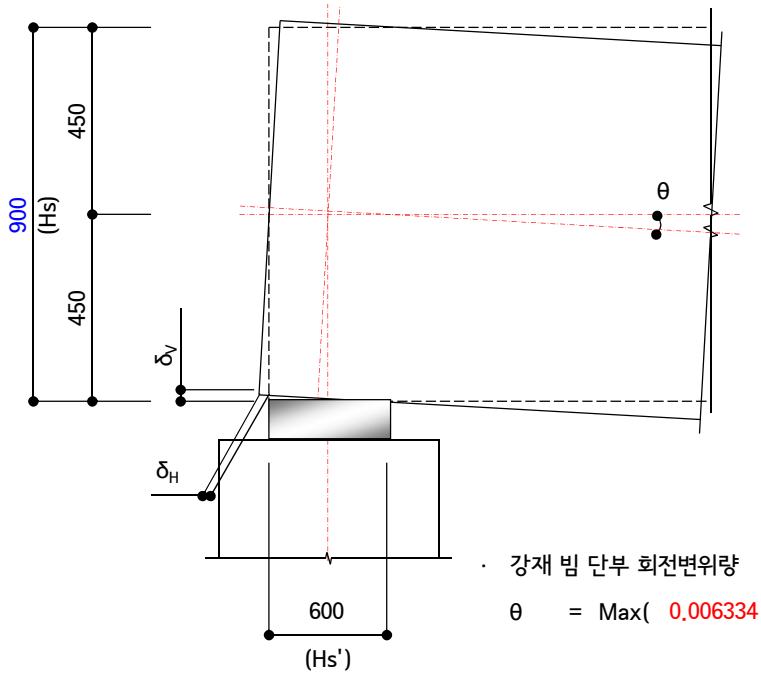
· 앵커의 최소 연단거리(비틀림이 가해지지 않는 선설치앵커, 흙에 접함 & 묻힘)

최소 피복두께 = 80 mm ≤ 759.0 mㅣ(= 770 - 22 / 2) ····· ☞ O.K!

13 .1.4 연결받침부 볼트의 변위 및 전단응력 검토

※ 연결받침부 볼트는 가설시 거더의 전도방지 역할을 수행하도록 배치된다.

사용하중에 의한 모멘트를 거더받침빔 및 콘크리트 기초부에 전달시키지 않도록 수평 및 회전변위를 구속시키지 않는 구조여야 한다.



· 강재 빔 단부 회전변위량

θ = Max(0.006334 , 0.006461) = 0.006461 rad

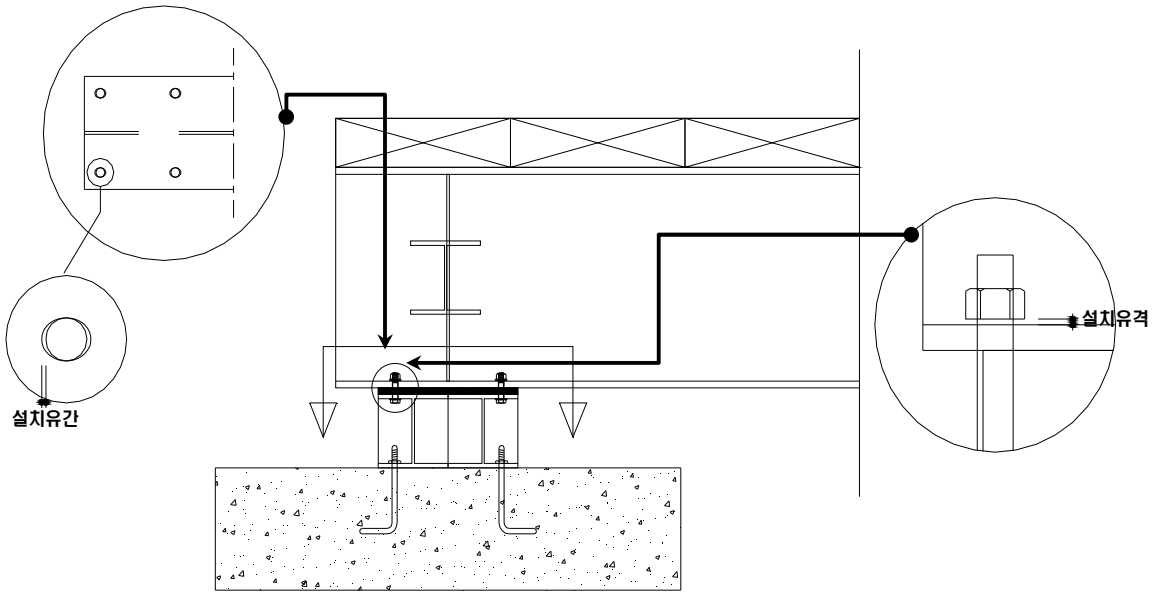
· 이동량

δ_H = Hs / 2·sinθ = 900 / 2 × sin(0.006461) = 2.9 mm

δ_v = Hs' / 2·sinθ = 600 / 2 × sin(0.006461) = 1.9 mm

∴ 받침부 볼트의 설치유격은 δ_v(= 1.9 mm) 이상 되도록 하여 회전변위를 구속하지 않도록 한다.

강재주형 하부플랜지의 앵커볼트 Hole의 설치유간은 δ_H(= 2.9 mm) 이상 되도록 하여 회전변위를 구속하지 않도록 한다.



· 수평력에 의한 볼트의 전단응력

Abtc = 1,521 mm² (= 4 × π×db²/ 4) : 볼트군의 총단면적

vb = H / Abtc = 32.88 MPa ≤ vba (= 150 MPa) ····· ☛ O.K!

5. 복공판 형식변경 구조계산서

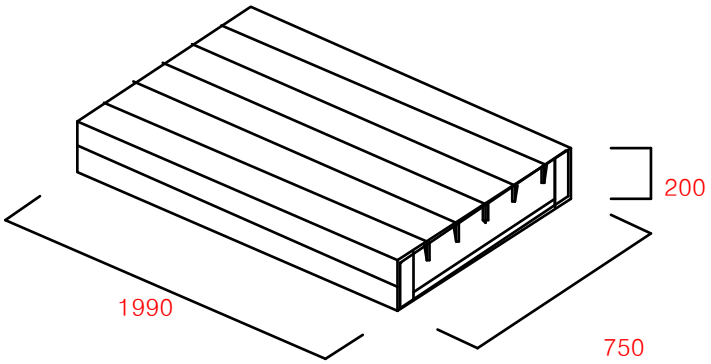
2년 미만

1. 채널형강 복공판 구조계산서

1.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:750x1990x200

w (kN/piece)	2.800
I_x (mm^4)	64,130,000
A (mm^2)	13,806
Z_x (mm^3)	443,000
E (MPa)	210,000



1.2 단면력 산정

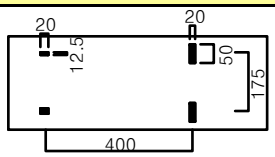
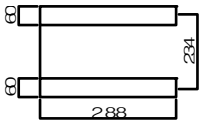
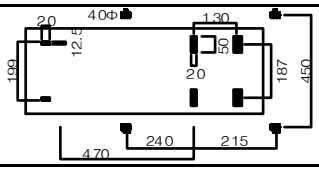
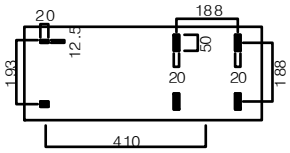
가. 고정하중

w_d = 2.800 × 1 / 1.990

= 1.407 kN/m

나. 작업하중

『가설 구조물의 해설』 참고

이름	차량하중 (kN)	추가하중 (kN)	총중량 (kN)	차체접지치수 (cm)	비 고
덤프트럭	100.0	100.0	200.0		- 굴토시에 고려 - 전후륜의 하중비율은 2:8로한다
크롤러크레인	200.0	89.0	289.0		- 굴토시에 고려 - 달아올리는 방향에 따라 접지압이 다르다
트럭크레인	300.0	150.0	450.0		- 가설재의운반, 조립, 해체시에 고려
레미콘	100.0	200.0	300.0		- 콘크리트 타설시
-	-	-	-	-	

(1) 덤프트럭

P = 0.4 × W1 여기서, W1 : 덤프트럭의 총중량

= 0.400 × 200.0

= 80.000 kN

(2) 크롤러크레인

P = 0.85 × W2 여기서, W2 : 크롤러크레인의 총중량

= 0.850 × 289.0

= 245.650 kN

(3) 트럭크레인

P = 0.7 × W3 여기서, W3 : 트럭크레인의 총중량

= 0.700 × 450.0

= 315.000 kN

(4) 레미콘

P = 0.4 × W4 여기서, W4 : 레미콘의 총중량

= 0.400 × 300.0

= 120.000 kN

∴ Pmax = 315.000 kN

(5) 충격하중을 고려한 최대하중

P = Pmax × (1 + 0.4) × 폭에 대한 영향계수

= 315.000 × (1 + 0.400) × 0.4

= 176.400 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

▶ 받침부의 중심간 거리를 지점으로 하는 단순보로 계산

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.407 \times 1.990^2}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.455 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{1.407 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 177.800 kN

1.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.455 × 1000000.000 / 443000 = 199.674 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 177.800 × 1000.000 / 13806 = 12.878 MPa

1.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.00	×

▶ fba = 1.50 × 140
= 210.000 MPa

▶ τa = 1.50 × 80
= 120.000 MPa

1.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 199.674 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 12.878 MPa ---> O.K

1.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

$$\delta_{max} = \frac{5.000 \times w_d \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{5.000 \times 1.407 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 64130000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 64130000}$$

= 0.0213336 + 2.150

= 2.172 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

= Min.(1990.0 / 400 , 5)

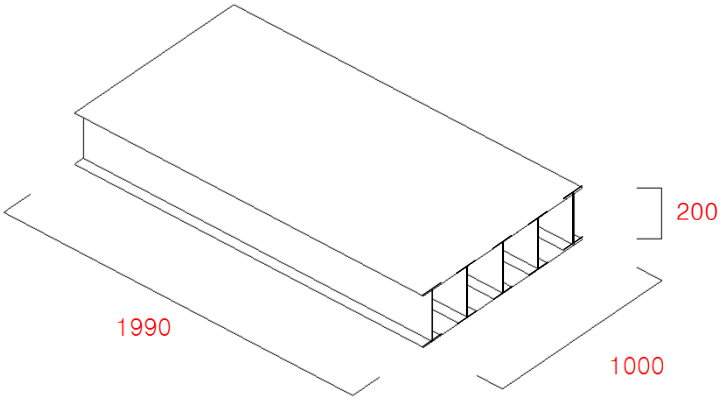
= 4.98 mm > δ_l = 2.172 mm ---> O.K

3. H형강 복공판 구조계산서 (B-type)

2.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:1000x1990x200

w (kN/piece)	3.100
I_x (mm^4)	120,094,717
A (mm^2)	17,578
Z_x (mm^3)	897,927
E (MPa)	200,000



2.2 단면력 산정

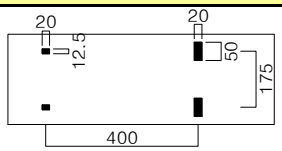
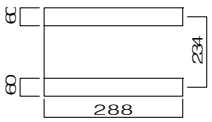
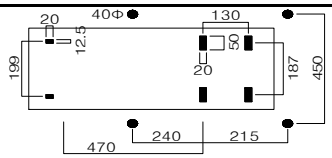
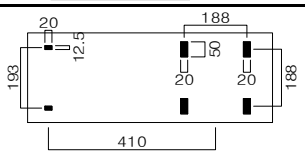
가. 고정하중

w_d = 3.1 × 1 / 1.990

= 1.558 kN/m

나. 작업하중

『가설 구조물의 해설』 참고

이름	차량하중 (kN)	추가하중 (kN)	총중량(kN)	차체접지치수 (cm)	비 고
덤프트럭	100.0	100.0	200.0		- 굴토시에 고려 - 전후륜의 하중비율은 2:8로한다
크롤러크레인	200.0	89.0	289.0		- 굴토시에 고려 - 달아올리는 방향에 따라 접지압이 다르다
트럭크레인	300.0	150.0	450.0		- 가설재의운반, 조립, 해체시에 고려
레미콘	100.0	200.0	300.0		- 콘크리트 타설시
-	-	-	-	-	

(1) 덤프트럭

P = 0.4 × W1 여기서, W1 : 덤프트럭의 총중량

= 0.400 × 200.0

= 80.000 kN

(2) 크롤러크레인

P = 0.85 × W2 여기서, W2 : 크롤러크레인의 총중량

= 0.850 × 289.0

= 245.650 kN

(3) 트럭크레인

P = 0.7 × W3 여기서, W3 : 트럭크레인의 총중량

= 0.700 × 450.0

= 315.000 kN

(4) 레미콘

P = 0.4 × W4 여기서, W4 : 레미콘의 총중량

= 0.400 × 300.0

= 120.000 kN

∴ Pmax = 315.000 kN

(5) 충격하중을 고려한 최대하중

P = Pmax × (1 + 0.4) × 폭에 대한 영향계수

= 315.000 × (1 + 0.400) × 0.4

= 176.400 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

▶ 받침부의 중심간 거리를 지점으로 하는 단순보로 계산

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.558 \times 1.990^2}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.530 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{1.558 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 177.950 kN

2.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.530 × 1000000.000 / 897927 = 98.594 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 177.950 × 1000.000 / 17578 = 10.123 MPa

2.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.00	×

▶ fba = 1.50 × 140
= 210.000 MPa

▶ τa = 1.50 × 80
= 120.000 MPa

2.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 98.594 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 10.123 MPa ---> O.K

2.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

$$\delta_{max} = \frac{5.000 \times w_d \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{5.000 \times 1.558 \times 1990.000^4}{384 \times 200000 \times 120094717} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 200000 \times 120094717}$$

= 0.0132454 + 1.206

= 1.219 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 1.219 mm ---> O.K

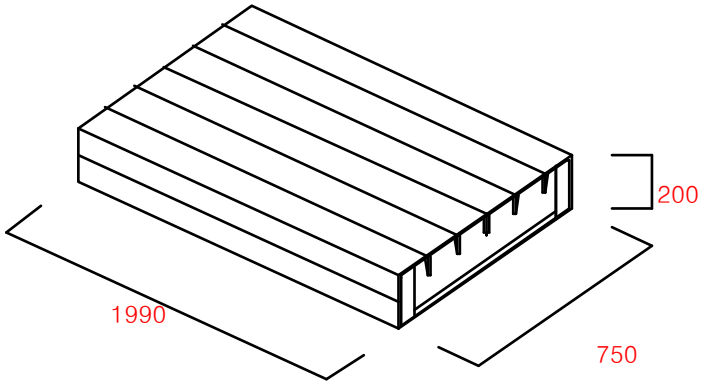
2년 이상

1. 채널형강 복공판 구조계산서

1.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:750x1990x200

w (kN/piece)	2.800
I_x (mm^4)	64,130,000
A (mm^2)	13,806
Z_x (mm^3)	443,000
E (MPa)	210,000



1.2 단면력 산정

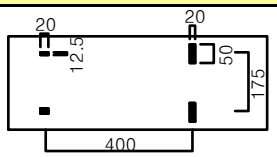
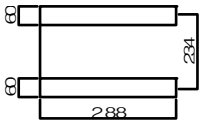
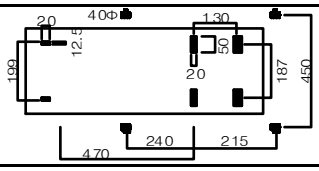
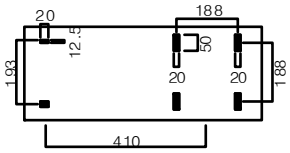
가. 고정하중

w_d = 2.800 × 1 / 1.990

= 1.407 kN/m

나. 작업하중

『가설 구조물의 해설』 참고

이름	차량하중 (kN)	추가하중 (kN)	총중량 (kN)	차체접지치수 (cm)	비 고
덤프트럭	100.0	100.0	200.0		- 굴토시에 고려 - 전후륜의 하중비율은 2:8로한다
크롤러크레인	200.0	89.0	289.0		- 굴토시에 고려 - 달아올리는 방향에 따라 접지압이 다르다
트럭크레인	300.0	150.0	450.0		- 가설재의운반, 조립, 해체시에 고려
레미콘	100.0	200.0	300.0		- 콘크리트 타설시
-	-	-	-	-	

(1) 덤프트럭

P = 0.4 × W1 여기서, W1 : 덤프트럭의 총중량

= 0.400 × 200.0

= 80.000 kN

(2) 크롤러크레인

P = 0.85 × W2 여기서, W2 : 크롤러크레인의 총중량

= 0.850 × 289.0

= 245.650 kN

(3) 트럭크레인

P = 0.7 × W3 여기서, W3 : 트럭크레인의 총중량

= 0.700 × 450.0

= 315.000 kN

(4) 레미콘

P = 0.4 × W4 여기서, W4 : 레미콘의 총중량

= 0.400 × 300.0

= 120.000 kN

∴ Pmax = 315.000 kN

(5) 충격하중을 고려한 최대하중

P = Pmax × (1 + 0.4) × 폭에 대한 영향계수

= 315.000 × (1 + 0.400) × 0.4

= 176.400 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

▶ 받침부의 중심간 거리를 지점으로 하는 단순보로 계산

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.407 \times 1.990^2}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.455 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{1.407 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 177.800 kN

1.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.455 × 1000000.000 / 443000 = 199.674 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 177.800 × 1000.000 / 13806 = 12.878 MPa

1.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	x
영구 구조물	1.00	O

▶ fba = 1.00 × 140
= 140.000 MPa

▶ τa = 1.00 × 80
= 80.000 MPa

1.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 140.000 MPa < f_b = 199.674 MPa ---> N.G

▶ 전단응력 , τ_a = 80.000 MPa > τ = 12.878 MPa ---> O.K

1.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

$$\delta_{max} = \frac{5.000 \times w_d \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{5.000 \times 1.407 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 64130000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 64130000}$$

= 0.0213336 + 2.150

= 2.172 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

= Min.(1990.0 / 400 , 5)

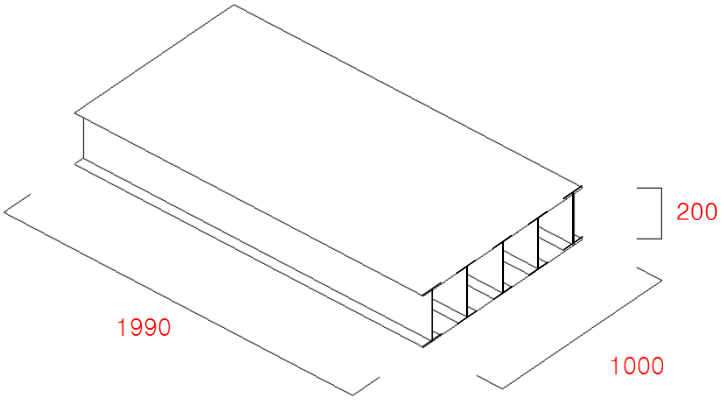
= 4.98 mm > δ_l = 2.172 mm ---> O.K

3. H형강 복공판 구조계산서 (B-type)

2.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:1000x1990x200

w (kN/piece)	3.100
I_x (mm^4)	120,094,717
A (mm^2)	17,578
Z_x (mm^3)	897,927
E (MPa)	200,000



2.2 단면력 산정

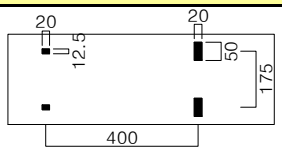
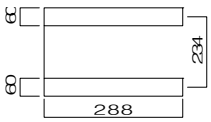
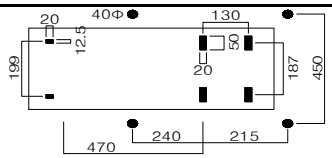
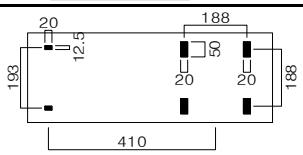
가. 고정하중

w_d = 3.1 × 1 / 1.990

= 1.558 kN/m

나. 작업하중

『가설 구조물의 해설』 참고

이름	차량하중 (kN)	추가하중 (kN)	총중량(kN)	차체접지치수 (cm)	비 고
덤프트럭	100.0	100.0	200.0		- 굴토시에 고려 - 전후륜의 하중비율은 2:8로한다
크롤러크레인	200.0	89.0	289.0		- 굴토시에 고려 - 달아올리는 방향에 따라 접지압이 다르다
트럭크레인	300.0	150.0	450.0		- 가설재의운반, 조립, 해체시에 고려
레미콘	100.0	200.0	300.0		- 콘크리트 타설시
-	-	-	-	-	

(1) 덤프트럭

P = 0.4 × W1 여기서, W1 : 덤프트럭의 총중량

= 0.400 × 200.0

= 80.000 kN

(2) 크롤러크레인

P = 0.85 × W2 여기서, W2 : 크롤러크레인의 총중량

= 0.850 × 289.0

= 245.650 kN

(3) 트럭크레인

P = 0.7 × W3 여기서, W3 : 트럭크레인의 총중량

= 0.700 × 450.0

= 315.000 kN

(4) 레미콘

P = 0.4 × W4 여기서, W4 : 레미콘의 총중량

= 0.400 × 300.0

= 120.000 kN

∴ Pmax = 315.000 kN

(5) 충격하중을 고려한 최대하중

P = Pmax × (1 + 0.4) × 폭에 대한 영향계수

= 315.000 × (1 + 0.400) × 0.4

= 176.400 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

▶ 받침부의 중심간 거리를 지점으로 하는 단순보로 계산

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.558 \times 1.990^2}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.530 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{1.558 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 177.950 kN

2.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.530 × 1000000.000 / 897927 = 98.594 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 177.950 × 1000.000 / 17578 = 10.123 MPa

2.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	x
영구 구조물	1.00	O

▶ fba = 1.00 × 140
= 140.000 MPa

▶ τa = 1.00 × 80
= 80.000 MPa

2.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 140.000 MPa > f_b = 98.594 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 80.000 MPa > τ = 10.123 MPa ---> O.K

2.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

$$\delta_{max} = \frac{5.000 \times w_d \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{5.000 \times 1.558 \times 1990.000^4}{384 \times 200000 \times 120094717} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 200000 \times 120094717}$$

= 0.0132454 + 1.206

= 1.219 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 1.219 mm ---> O.K