관리번호

사본번호

서울제물포터널 민간투자사업 건설공사

구 조 계 산 서

R-AB 가시설변경

- 2구간 - 가시설분야 [1/4권]

2021. 04

서울터널주식회사

1. R-AB 가시설변경 구조계산서

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

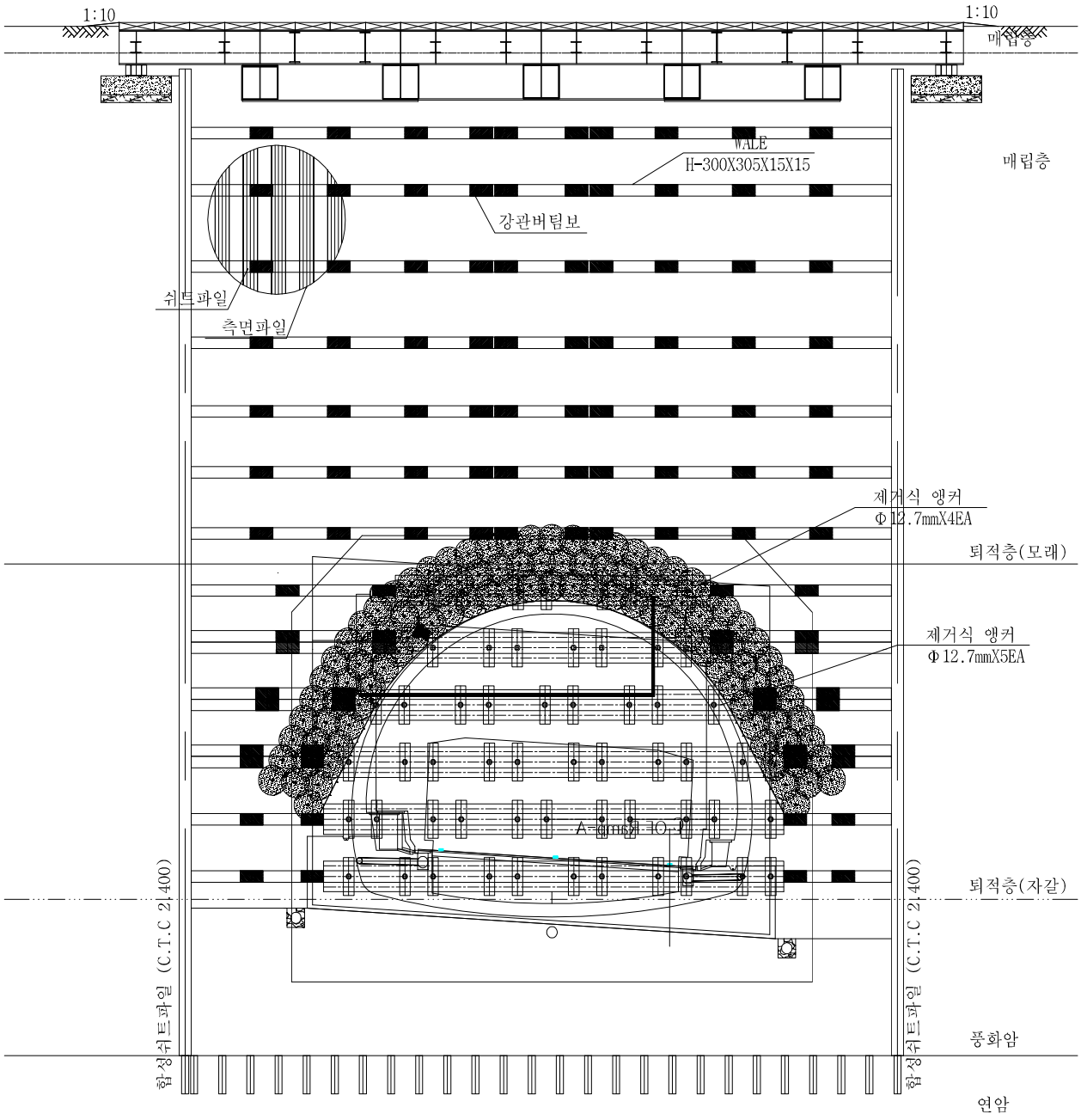
3. 노면복공 설계
3.1 주형보 설계
3.2 주형지지보 설계
3.3 중앙말뚝 설계

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


1:10
1:10
매립층
WALE
H-300X305X15X15
매립층
강관버팀보
쉬트파일
측면파일
제거식 앵커
Φ12.7mmX4EA
퇴적층(모래)
제거식 앵커
Φ12.7mmX5EA
퇴적층(자갈)
합성쉬트파일 (C.T.C 2,400)
합성쉬트파일 (C.T.C 2,400)
풍화암
연암

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 $I = 15 / (40 + \ell) \leq 0.30$

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

$fca = 0.40 \times fck$

(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)		$\ell/r \leq 18.6$ 일 경우 175	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $175-1.23(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 92.8$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	175	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.6$ 일 경우 175	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.6 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $175-3.74(\ell/b-4.6)$	
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)		$\ell/r \leq 16$ 일 경우 238	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$16 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $238-1.94(\ell/r-16)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	238	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 238	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $238-5.87(\ell/b-4.0)$	
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	$\ell/r \leq 100$ 10.5-0.072(ℓ/r)	$\ell/r \leq 100$ 12-0.087(ℓ/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

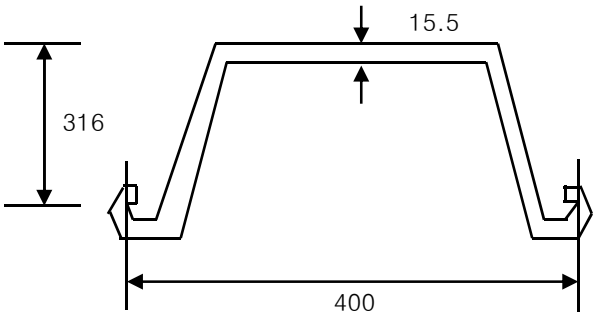
4.1 SHEET PILE 설계

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} = 387.56 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 520.93 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	=	387.560	x	1000000	/	3416000	×	0.6	MPa		
												=	189.091	MPa		
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	520.930	x	100	/	2445.1	=	21.305	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 = 189.091 MPa ---> O.K

전단응력 ua = 112.500 MPa > f_u = 21.305 MPa ---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{4.391}{229.5} + \frac{189.091}{202.500 \times (1 - (4.391 / 2685.731))}$$

= 0.954 < 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) = 26.21 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.30	4.50	6.80	11.30	22.70
침하량(Si) (mm)	26.21	21.23	16.77	12.84	6.55	0.00

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.3m 지점의 침하량: 21.23 mm

토류벽 설치중심에서 11.3m 지점의 침하량: 6.55 mm

부등 침하량: 14.68 mm

변위(δ/L) = 14.68 / 9,000 = 1 / 613 < 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

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

$0 \leq \varnothing \leq 2$

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

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

$f_{cal} = 0.9 \times 175 = 157.50$ 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

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

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

$= 0.709 + 0.153 = 0.862 \leq 1.0$ ∴ 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 ≤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

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

= 0.869 + 0.031^2 = 0.870 ≤ 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 ($4.6 < \ell/b \leq 30$)

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	1.600	30.000	363.800	4	100.000	364.000
2	15.000	0.800	30.000	350.000	4	100.000	350.000
3	16.500	1.600	30.000	428.600	5	100.000	429.000
4	18.000	0.800	30.000	400.000	5	100.000	400.000
5	19.500	1.600	30.000	406.700	5	100.000	407.000
6	21.000	0.800	30.000	450.000	5	100.000	450.000

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

- N(1단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 402.852 / 112.529 = 3.58 ea

∴ N(1단 강선수) = 3.58 ea < 4.0 ea ∴ O.K !

- N(2단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 388.852 / 112.529 = 3.46 ea

∴ N(2단 강선수) = 3.46 ea < 4.0 ea ∴ O.K !

- N(3단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 480.822 / 112.529 = 4.27 ea

- N(4단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 456.314 / 112.529 = 4.06 ea

∴ N(4단 강선수) = 4.06 ea < 5.0 ea ∴ O.K !

- N(5단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 466.324 / 112.529 = 4.14 ea

∴ N(5단 강선수) = 4.14 ea < 5.0 ea ∴ O.K !

- N(6단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 512.977 / 112.529 = 4.56 ea

∴ N(6단 강선수) = 4.56 ea < 5.0 ea ∴ O.K !

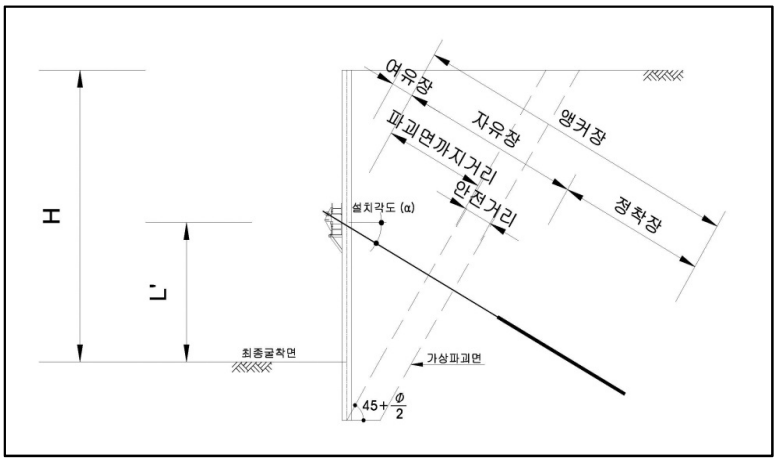
2) GROUND ANCHOR의 자유장 산정

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)

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

- 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)

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

- 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)

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

- 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)

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

- 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)

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

- 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)

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

- 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

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 (mm^2)	Δfps (MPa)	ΔPp (kN)	비 고
1	14.500	394.840	41.4	16.346	
2	14.500	394.840	41.4	16.346	
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	493.550	70.6	34.845	

(2) RELAXATION에 의한 Prestress의 감소

ΔPpr1 = K x fpt x A x N = 0.050 x 1.140 x 98.71 x 4 ea = 22.506 kN

ΔPpr2 = K x fpt x A x N = 0.050 x 1.140 x 98.71 x 4 ea = 22.506 kN

ΔPpr3 = K x fpt x A x N = 0.050 x 1.140 x 98.71 x 4 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 = 28.132 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	364.000	16.346	22.506	402.852	14.500	73.971	
2	350.000	16.346	22.506	388.852	14.500	71.400	
3	429.000	23.690	28.132	480.822	12.500	60.888	
4	400.000	28.182	28.132	456.314	10.500	48.539	
5	407.000	31.192	28.132	466.324	9.500	44.880	
6	450.000	34.845	28.132	512.977	8.500	44.173	

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 τ : 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (MPa)

Fs : 안전율 = 2.5 U : 인장재의 주변장 (mm)

D : 앵커체의 지름 = 100 mm N : 인장재의 개수 (EA)

τa : 인장재의 허용부착응력 (MPa)

- 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 = 402.852 kN
- 토　　층 : 풍화암 (τ ≒ 0.6 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 402.852 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 0.60)
  = 5342.99 mm = 5.343 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 402.852 x 1000 / (39.898 x 4 x 0.7)
  = 3606.09 mm = 3.606 m

∴ 설계정착길이 = 5.343 m < 5.500 m ∴ O.K !

(2) GROUND ANCHOR NO.2

- 설계축력(Jacking Force) : Tmax = 388.852 kN
- 토　　층 : 풍화암 (τ ≒ 0.6 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 388.852 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 0.60)
  = 5157.31 mm = 5.157 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 388.852 x 1000 / (39.898 x 4 x 0.7)
  = 3480.77 mm = 3.481 m

∴ 설계정착길이 = 5.157 m < 5.500 m ∴ O.K !

(3) GROUND ANCHOR NO.3

- 설계축력(Jacking Force) : Tmax = 480.822 kN
- 토　　층 : 풍화암 (τ ≒ 0.6 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 480.822 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 0.60)
  = 6377.10 mm = 6.377 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 480.822 x 1000 / (39.898 x 4 x 0.7)
  = 4304.03 mm = 4.304 m

∴ 설계정착길이 = 6.377 m < 6.500 m ∴ O.K !

(4) GROUND ANCHOR NO.4

- 설계축력(Jacking Force) : Tmax = 456.314 kN
- 토　　층 : 풍화암 (τ ≒ 0.6 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 456.314 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 0.60)
  = 6052.05 mm = 6.052 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 456.314 x 1000 / (39.898 x 5 x 0.7)
  = 3267.72 mm = 3.268 m

∴ 설계정착길이 = 6.052 m < 6.500 m ∴ O.K !

(5) GROUND ANCHOR NO.5

- 설계축력(Jacking Force) : Tmax = 466.324 kN
- 토　　층 : 풍화암 (τ ≒ 0.6 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 466.324 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 0.60)
  = 6184.81 mm = 6.185 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 466.324 x 1000 / (39.898 x 5 x 0.7)
  = 3339.40 mm = 3.339 m

∴ 설계정착길이 = 6.185 m < 7.000 m ∴ O.K !

(6) GROUND ANCHOR NO.6

- 설계축력(Jacking Force) : Tmax = 512.977 kN
- 토　　층 : 풍화암 (τ ≒ 0.6 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 512.977 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 0.6)
  = 6803.57 mm = 6.804 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 512.977 x 1000 / (39.898 x 5 x 0.7)
  = 3673.49 mm = 3.673 m

∴ 설계정착길이 = 6.804 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	5.500	1.500	21.000	
2	14.000	5.500	1.500	21.000	
3	12.000	6.500	1.500	20.000	
4	10.000	6.500	1.500	18.000	
5	9.000	7.000	1.500	17.500	
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 4ea	30.000	14.000	5.500	1.500	21.000	402.852
2	Φ12.7mm x 4ea	30.000	14.000	5.500	1.500	21.000	388.852
3	Φ12.7mm x 5ea	30.000	12.000	6.500	1.500	20.000	480.822
4	Φ12.7mm x 5ea	30.000	10.000	6.500	1.500	18.000	456.314
5	Φ12.7mm x 5ea	30.000	9.000	7.000	1.500	17.500	466.324
6	Φ12.7mm x 5ea	30.000	8.000	8.000	1.500	17.500	512.977

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 = 512.977 kN
- EARTH ANCHOR C.T.C = 1.600 m
- ANCHOR 작용하는 최대반력 (Tmax) = 512.977 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 = 512.977 x 0.2 x COS(30) / 0.550
  = 161.546 kN
- 작용하중(T2) = Tmax x COS(α) - 작용하중(T1) = 512.977 x COS(30) - 161.546
  = 282.705 kN

∴설계하중 (w) = MAX(161.546, 282.705) = 282.705 kN

2) 단면력 산정

Mmax = P ℓ / 4 = (282.705 x 1.600) / 4 = 113.082 kN·m

Smax = Tmax = 282.705 = 226.164 kN

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 113,082,000.0 / 919,000.0 = 123.0 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 226,164.0 / [(250.0 - 14.0 x 2) x 14)] = 72.8 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 1,600.0 / 255.0 = 6.275 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 0.90 x 1.25 x [175 - 2.49 x (ℓ /b - 4.6)] = 192.2 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 0.90 x 100.0 = 90.0 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	192.2 MPa	>	fb =	123.0 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	90.0 MPa	>	v =	72.8 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	189.09	202.50	1.07	∴ O.K	합성쉬트파일 (SY30)
	압축응력		MPa	4.39	229.50	52.27	∴ O.K	
	전단응력		MPa	21.30	112.50	5.28	∴ O.K	
	조합응력			0.954	1.000	1.05	∴ 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	363.80				P.C strand Φ12.7 mm x 4ea
	J/F		kN/ea	402.85				
G/A 2단	반 력		kN/ea	350.00				P.C strand Φ12.7 mm x 4ea
	J/F		kN/ea	388.85				
G/A 3단	반 력		kN/ea	428.60				P.C strand Φ12.7 mm x 5ea
	J/F		kN/ea	480.82				
G/A 4단	반 력		kN/ea	400.00				P.C strand Φ12.7 mm x 5ea
	J/F		kN/ea	456.31				
G/A 5단	반 력		kN/ea	406.70				P.C strand Φ12.7 mm x 5ea
	J/F		kN/ea	466.32				
G/A 6단	반 력		kN/ea	450.00				P.C strand Φ12.7 mm x 5ea
	J/F		kN/ea	512.98				
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	123.05	192.18	1.56	∴ O.K	2H - 250x255x14x14 (SS400)
		전단응력	MPa	72.77	90.00	1.24	∴ 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 :	1/613	<	1/300	∴ O.K

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

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

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      1.6      350     0    0
         2   15      0.0004936      30      14      0.8      350     0    0
         3   16.5    0.0004936      30      12      1.6      400     0    0
         4   18      0.0004936      30      10      0.8      400     0    0
         5   19.5    0.0004936      30      9       1.6      400     0    0
         6   21      0.0005922      30      8       0.8      450     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 17-0621.datDate : 2017-06-21
Project : 종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+134.83벽체 RB-2 GL-10M적용)Time : 16:52:39

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	237.24	13.50	-161.76	12.00	234.68	15.60	-197.52	12.00
10	17.00	301.79	15.00	-134.37	19.40	267.95	17.30	-122.47	13.50
11	18.50	306.40	16.50	-210.36	21.20	387.56	18.50	-198.47	22.80
12	20.00	323.50	18.00	-227.01	21.70	360.31	19.90	-210.65	15.00
13	21.50	279.74	18.00	-163.62	22.30	369.44	20.90	-218.24	15.00
14	22.60	232.35	21.00	-155.76	13.50	226.53	22.20	-179.46	15.00
15	22.60	232.35	21.00	-155.76	13.50	226.53	22.20	-179.46	15.00
16	20.73	264.41	18.00	-258.92	22.60	323.61	20.70	-205.05	15.00
17	20.73	248.65	18.10	-246.65	22.70	323.61	20.70	-205.05	15.00
18	20.73	262.39	18.10	-244.91	22.70	317.87	20.60	-205.40	15.00
19	20.73	158.54	16.60	-245.68	22.70	301.14	20.60	-216.75	15.00
20	20.73	151.64	15.10	-245.90	22.70	299.89	20.70	-227.01	15.00

21	15.38	141.43	22.50	-482.30	22.70	294.79	22.60	-117.59	15.10
22	15.38	141.43	22.50	-482.30	22.70	294.79	22.60	-117.61	15.10
23	13.39	225.92	22.50	-520.93	22.70	340.08	22.60	-134.69	15.10
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	254.5	320.9	351.1	335.0	275.9	223.3	790.5
10	17.0	254.6	320.4	349.0	340.3	312.6	241.9	455.5
11	18.5	254.6	320.3	348.8	342.1	318.3	233.4	376.4
12	20.0	254.8	320.1	346.6	342.0	349.2	298.1	213.0
13	21.5	254.8	320.1	346.0	341.9	356.4	313.4	175.0

14	22.6	254.8	320.1	345.6	341.2	360.6	329.7	171.1
15	22.6	254.8	320.1	345.6	341.2	360.6	329.7	171.1
16	20.7	254.8	320.1	346.0	341.7	356.5	315.9	180.0
17	20.7	254.8	320.1	346.0	341.7	356.5	315.9	180.0
18	20.7	254.8	320.1	346.0	341.7	356.5	316.1	180.3
19	20.7	254.8	320.1	346.0	341.8	357.0	316.4	176.2
20	20.7	254.8	320.1	346.0	342.0	357.4	314.9	168.1
21	15.4	254.8	320.1	346.3	341.9	352.9	306.9	195.2
22	15.4	254.8	320.1	346.3	341.9	352.9	306.9	195.3
23	13.4	254.8	320.1	346.2	341.0	351.9	314.4	224.0
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 No	Exca Depth	1 13.5	2 15.0	3 16.5	4 18.0	5 19.5	6 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	363.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	17.0	346.5	334.7	0.0	0.0	0.0	0.0
11	18.5	344.5	338.8	428.6	0.0	0.0	0.0
12	20.0	327.6	301.7	366.0	329.9	0.0	0.0
13	21.5	323.7	293.1	352.1	316.5	406.7	0.0
14	22.6	320.9	283.8	327.9	266.0	328.5	347.0
15	22.6	320.9	283.8	327.9	266.0	328.5	347.0
16	20.7	323.5	291.6	346.9	303.1	381.5	0.0
17	20.7	323.5	291.6	346.9	303.1	381.5	0.0
18	20.7	323.4	291.6	346.9	304.5	0.0	0.0
19	20.7	323.2	291.5	348.7	0.0	0.0	0.0
20	20.7	323.1	292.4	0.0	0.0	0.0	0.0
21	15.4	325.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
22	15.4	325.5	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 <<

		-------- S L A B N o. a n d D E P T H --------	
Step No	Exca Depth	1 22.6	2 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	-111.2	0.0
17	20.7	-111.2	0.0
18	20.7	-119.2	0.0
19	20.7	-127.2	0.0
20	20.7	-127.4	0.0
21	15.4	-702.3	0.0
22	15.4	-702.3	2.7
23	13.4	-830.5	74.6
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)	89.08(9)
94	9.30	158.98(6)	-29.97(4)	106.08(5)	-49.75(7)	4.96(5)	90.94(9)
105	10.40	209.45(7)	-103.32(9)	102.63(6)	-100.86(7)	5.14(5)	94.64(9)
110	10.90	165.33(7)	-53.23(9)	127.43(6)	-80.55(9)	5.64(6)	97.66(11)
113	11.20	137.36(7)	-81.53(9)	131.68(6)	-100.76(9)	5.81(6)	99.27(11)
121	12.00	228.00(8)	-161.76(9)	116.82(7)	-197.52(9)	5.75(6)	110.49(20)
126	12.50	173.79(8)	-79.45(6)	132.07(7)	-112.18(9)	6.02(7)	120.73(14)

129	12.80	139.76(8)	-95.99(20)	128.16(7)	-113.31(11)	6.18(9)	127.45(14)
135	13.40	80.83(8)	-155.88(20)	103.72(8)	-161.50(11)	8.18(9)	100.66(8)
136	13.50	237.24(9)	-163.25(13)	111.30(8)	-172.97(11)	8.53(9)	101.91(22)
141	14.00	185.19(9)	-76.16(7)	133.78(8)	-152.56(11)	10.24(9)	108.17(8)
144	14.30	152.49(9)	-80.63(20)	134.79(8)	-153.11(11)	11.19(9)	111.94(9)
151	15.00	301.79(10)	-154.62(13)	213.45(9)	-227.01(20)	12.92(9)	120.72(22)
155	15.40	252.95(10)	-72.96(8)	232.53(9)	-169.96(20)	13.50(9)	125.75(9)
156	15.50	240.44(10)	-75.08(8)	234.22(9)	-157.84(20)	13.82(11)	127.00(20)
166	16.50	306.40(11)	-84.03(9)	225.92(10)	-125.41(19)	19.44(11)	139.58(10)
171	17.00	236.08(11)	-109.32(9)	262.70(10)	-55.67(23)	22.06(11)	145.87(10)
174	17.30	192.43(11)	-117.45(9)	267.95(10)	-34.75(13)	23.42(11)	149.65(20)
181	18.00	323.50(12)	-115.92(9)	364.13(11)	-41.35(8)	25.67(11)	158.46(11)
186	18.50	243.64(12)	-109.32(10)	387.56(11)	-38.49(8)	26.29(11)	164.76(20)
189	18.80	194.26(12)	-122.93(10)	382.70(11)	-54.63(9)	26.24(11)	168.54(12)
196	19.50	250.79(13)	-134.23(10)	344.56(12)	-90.15(9)	24.90(11)	177.37(12)
201	20.00	161.72(13)	-166.20(11)	359.78(12)	-92.96(9)	24.69(13)	183.68(12)
204	20.30	106.80(13)	-185.06(11)	347.67(12)	-89.04(9)	25.27(13)	187.46(20)
208	20.70	31.83(13)	-202.09(11)	366.88(13)	-80.15(9)	25.60(13)	192.51(13)
211	21.00	232.35(14)	-208.79(11)	367.83(13)	-98.04(10)	25.50(13)	196.30(15)
216	21.50	133.52(15)	-217.04(12)	330.49(13)	-118.05(10)	24.65(13)	202.61(13)
217	21.60	113.37(14)	-225.89(12)	317.10(13)	-119.88(10)	24.38(13)	203.87(15)
227	22.60	39.13(10)	-258.92(16)	340.08(23)	-194.54(11)	20.35(13)	194.00(14)
232	23.10	140.25(24)	-354.43(23)	172.94(15)	-193.89(11)	17.69(13)	0.00(0)
237	23.60	86.09(24)	-185.86(23)	125.90(15)	-166.59(11)	14.85(13)	0.00(0)
242	24.10	87.90(11)	-91.50(14)	78.17(15)	-125.79(11)	12.29(14)	0.00(0)
247	24.60	87.01(11)	-72.33(14)	36.60(14)	-91.16(12)	10.17(14)	0.00(0)
252	25.10	69.33(11)	-39.48(14)	21.34(24)	-70.61(23)	7.97(14)	0.00(0)
257	25.60	57.30(23)	-22.26(24)	12.71(24)	-39.78(23)	5.74(14)	0.00(0)
258	25.70	53.49(23)	-20.49(24)	10.41(24)	-34.44(23)	5.29(14)	0.00(0)
262	26.10	43.09(23)	-12.65(24)	4.08(24)	-14.57(23)	4.07(24)	0.00(0)
267	26.60	9.49(23)	-2.40(24)	0.18(24)	-0.37(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		323.50	-520.93	387.56	-227.01	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%

변 경

2. Ramp-A

(STA.8+ 147.000～STA.8+ 150.000)

목 차

1. 표준단면

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

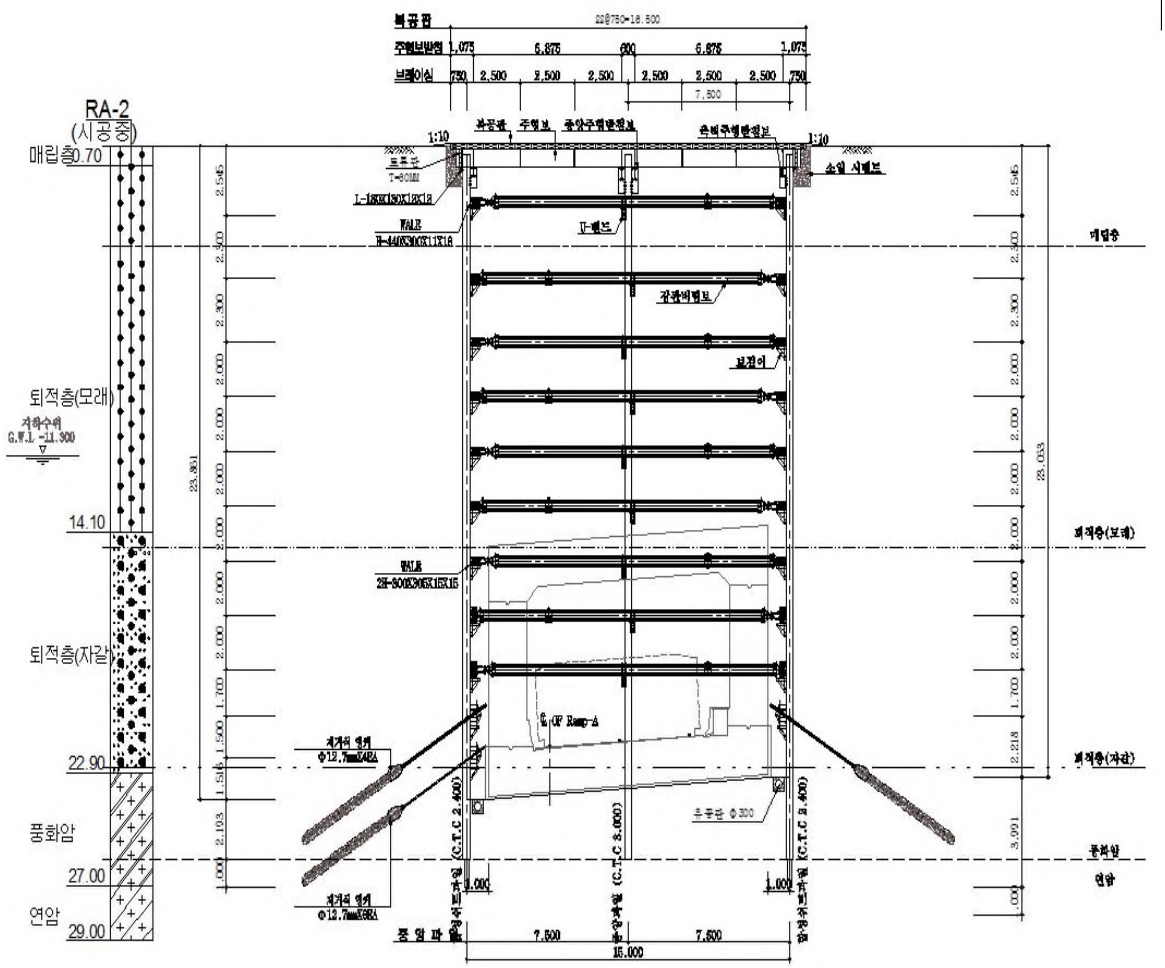
3. 노면복공 설계
   3.1 주형보 설계
   3.2 주형지지보 설계
   3.3 중앙말뚝 설계

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


RA-2
(시공중)
매립층0.70
퇴적층(모래)
14.10
퇴적층(자갈)
22.90
풍화암
27.00
연암
29.00
매립층
퇴적층(모래)
퇴적층(자갈)
풍화암
연암
7.500
7.500
15.000

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$: $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$: $12-0.087(\ell/r)$	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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3.노면복공설계

3.1 주형보 설계

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	I - 700 x	300 x	13.0 x	24	(SS400)		
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 7.500 m ∴ 최대 주형보 2.5 차로 재하

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	4.000	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(4 + 1.85) x 0.100	=	0.585	kN/m
합 계		∑ W =	6.435	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 7.500) = 0.316 > 0.300

∴ I = 0.300

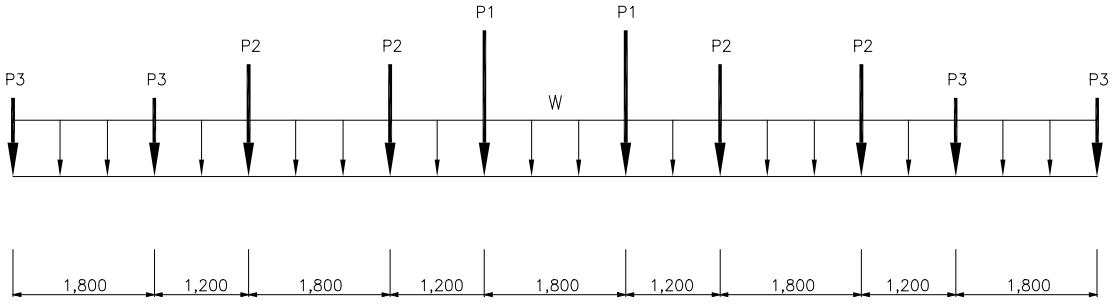
P1 = 240.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 124.800 kN (DB-24 후륜하중)

P2 = 180.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 93.600 kN (DB-18 후륜하중)

P3 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

P4 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

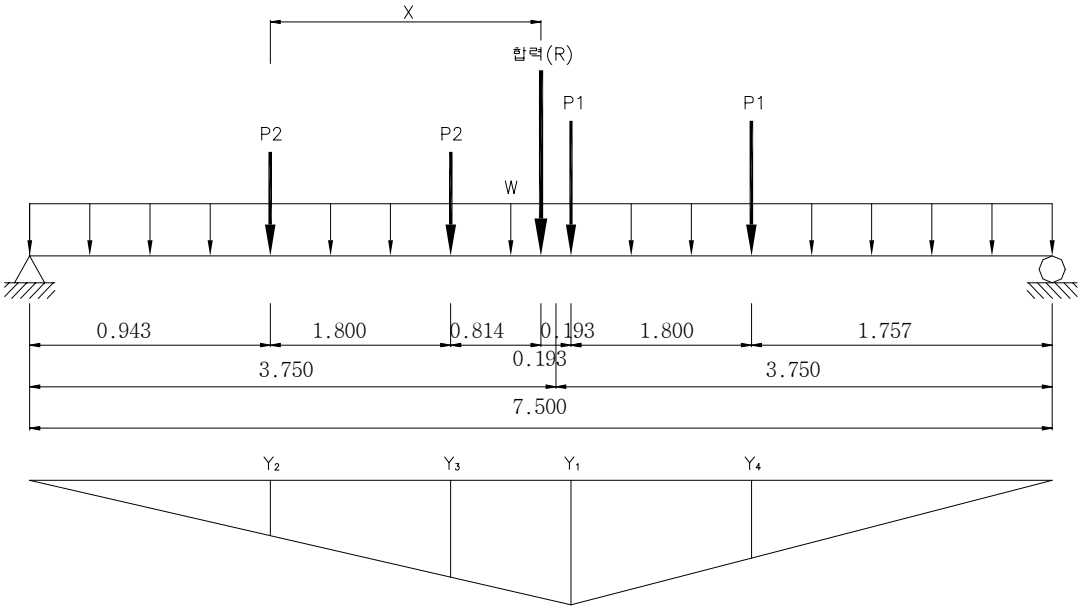
(3) 보가 차량 진행방향과 직각인 경우의 연행이동 하중



3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 2) = 436.800 kN

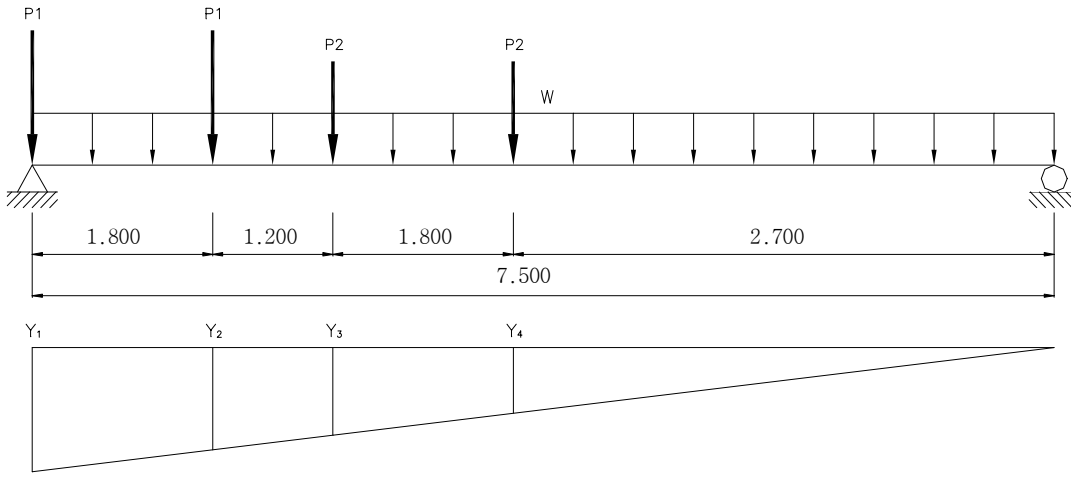
합력작용점(X) = [{P1 x (3.0 + 4.8)} + (P2 x 1.8)] / R

= [(124.8 x 7.80) + (93.6 x 1.8)] / 436.800 = 2.614 m

∑Yp1 = 1.870 + 0.924 =	2.794	m	
∑Yp2 = 0.447 + 1.301 =	1.748	m	
A = 7.500 x (1.870 / 2) =	7.013	m²	
Md = 7.013 x 6.435 =	45.129	kN·m	
ML = 124.800 x 2.794 + 93.600 x 1.748 =	512.304	kN·m	
M1 = Md + ML = 45.129 + 512.304 =	557.433	kN·m	

Y_1 =	1.870
Y_2 =	0.447
Y_3 =	1.301
Y_4 =	0.924

나. 전단력 산정

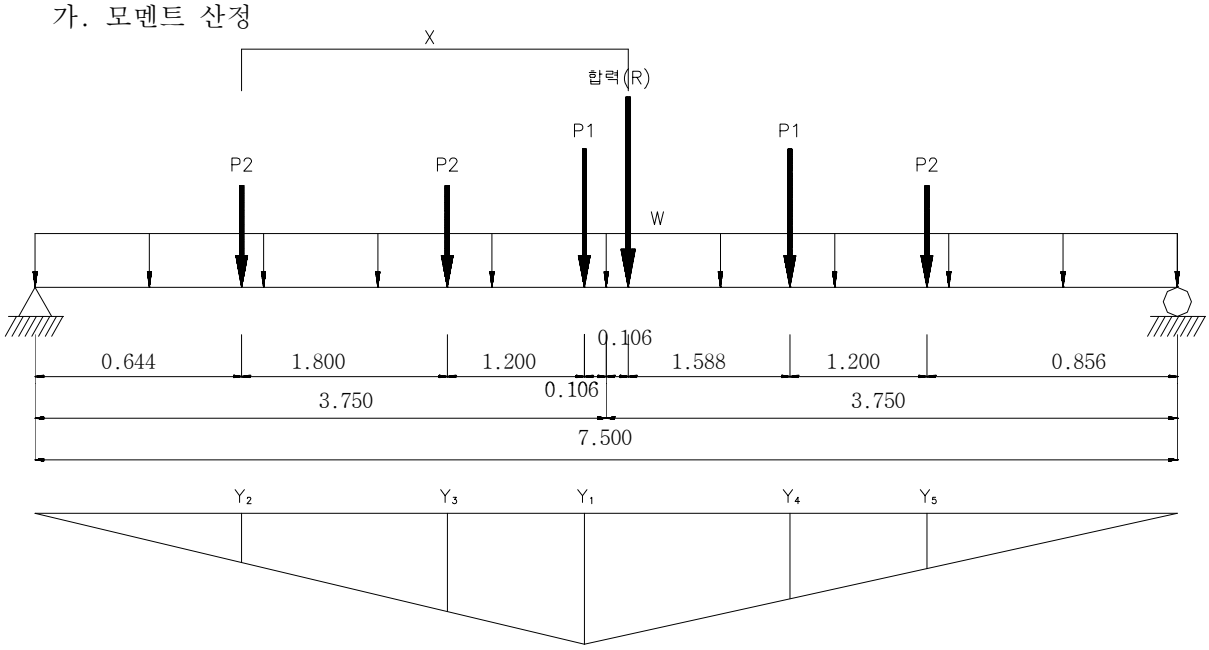


∑Yp1 = 1.000 + 0.760 =	1.760	m
∑Yp2 = 0.600 + 0.360 =	0.960	m
A = 7.500 x (1.000 / 2) =	3.750	㎡
Sd = 3.750 x 6.435 =	24.131	kN
SL = 124.800 x 1.760 + 93.600 x 0.960 =	309.504	kN
S1 = Sd + SL = 24.131 + 309.504 =	333.635	kN

Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.760
Y_3 =	0.600
Y_4 =	0.360

(2) 2.5차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 3) = 530.400 kN

합력작용점(X) = {P1 x (3.0 + 4.8) + P2 x (6.0 + 1.8)} / R

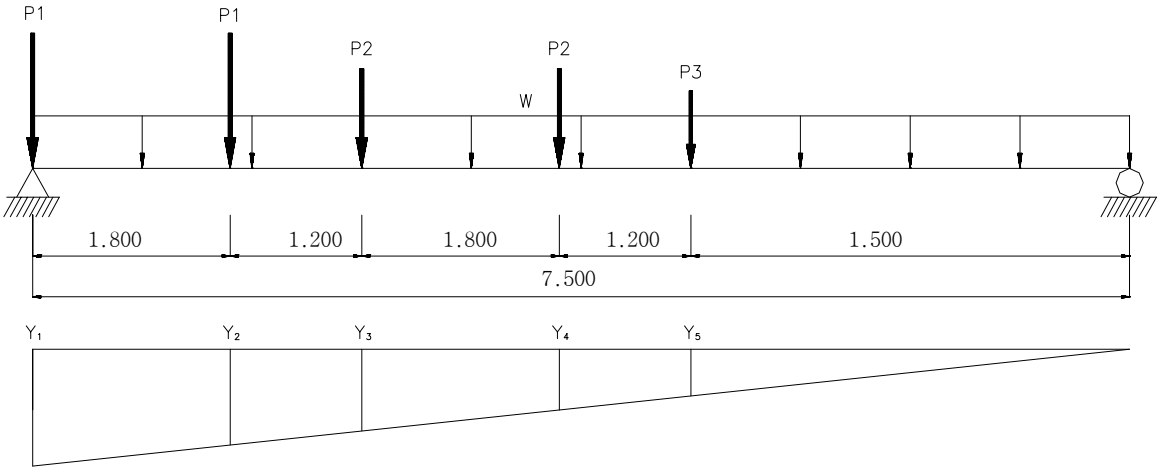
= [(124.800 x (3 + 4.80) + {93.600 x (6.0 + 1.8)}] / 530.400

= 3.212 m

∑Yp1 = 1.874 + 0.999 =	2.873	m
∑Yp2 = 0.416 + 1.257 + 0.331 =	2.004	m
A = 1/2 x 7.500 x 1.874 =	7.028	㎡
Md = 7.028 x 6.435 =	45.222	kN·m
ML = 0.9 x (124.800 x 2.873 + 93.600 x 2.004) =	491.512	kN·m
M2 = Md + ML = 45.222 + 491.512 =	536.73	kN·m

Y_1 =	1.874
Y_2 =	0.331
Y_3 =	1.257
Y_4 =	0.999
Y_5 =	0.416

나. 전단력 산정



Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.760
Y_3 =	0.600
Y_4 =	0.360
Y_5 =	0.200

∑Yp1 = 1.000 + 0.760 = 1.760 m

∑Yp2 = 0.600 + 0.360 = 0.960 m

∑Yp3 = 0.200 = 0.200 m

A = 7.500 x (1.000 / 2) = 3.750 m²

Sd = 3.750 x 6.435 = 24.131 kN

SL = 0.9 x (124.8 x 1.76 + 93.6 x 0.96 + 70.2 x 0.2)

= 291.190 kN

S2 = Sd + SL = 24.131 + 291.190 = 315.321 kN

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1, M2 중 큰값 557.433 kN·m

Smax = S1, S2 중 큰값 333.635 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 557433000 / 5760000 = 96.8 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 333635 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 39.4 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.50 m

ℓ /b = 2500 / 300.0 = 8.333 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 196.2 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 96.8 MPa < fba = 196.2 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 39.4 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 512.304 / (1 + 0.300) = 394.080 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 6.435 x 7.500^2 / 8 = 45.246 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 394080000 \times 7500^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 4.376 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = $w\ell^2$ / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 45246000 \times 7500^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.628 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 4.376 + 0.628 = 5.004 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 7500 / 400 = 18.8 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 18.8 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 5.004 mm < δa = 18.750 mm ∴ O.K !

3.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

3.2.1 외측 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.00	mm
W =	1.060	kN/m		ry =	72.60	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

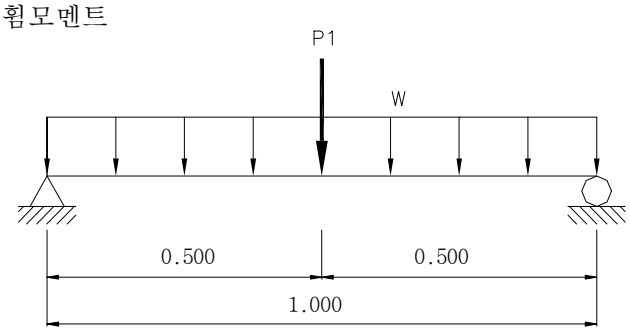
설계경간(L) = 1.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 24.131 + 309.504 = 333.635 kN (후륜재하시)

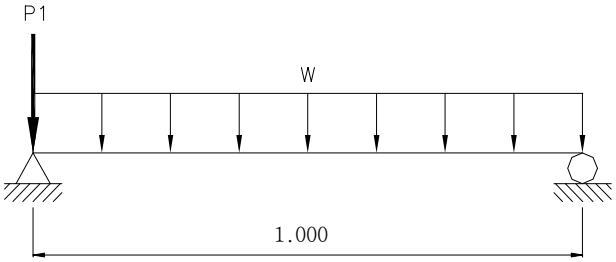
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.060 x 1.000) / 8 + (333.635 x 1.000) / 4

= 83.541 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 333.635 + (1.060 x 1.000) / 2

= 334.165 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 83541000 / 1440000 = 58.0 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 334,165 / [(300.0 - 15.0x2)x15.0)] = 82.51 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 1,000 / 305 = 3.279 (ℓ/b ≤ 4.5)

fba = 0.90 x 210 189.0 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 0.9 x 120.0 = 108.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 58.0 MPa < fba = 189.0 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 82.5 MPa < va = 108.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((334.165+0.530) x 1000) / 61,072.6 = 5.480 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.2.2 내측 주형지지보

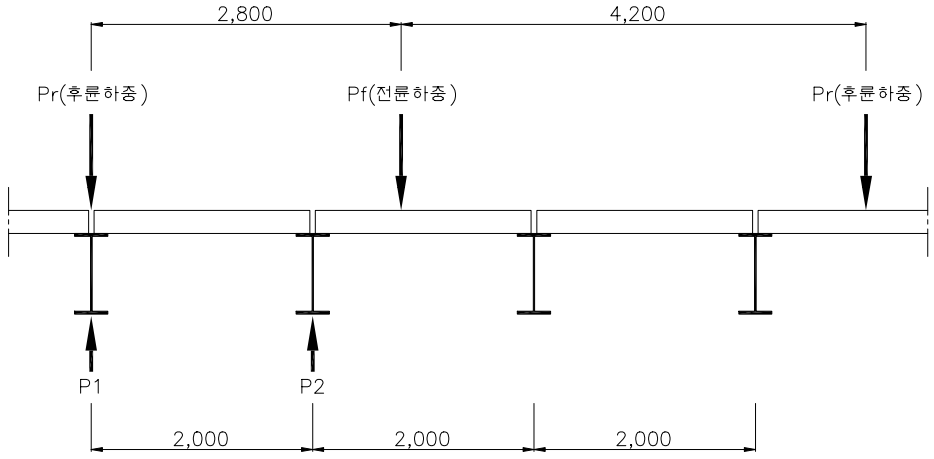
1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	15740.0	mm^2	rx =	189.00	mm
w =	1.240	kN/m	ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4	Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4	Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = 3.000 m (중간 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)



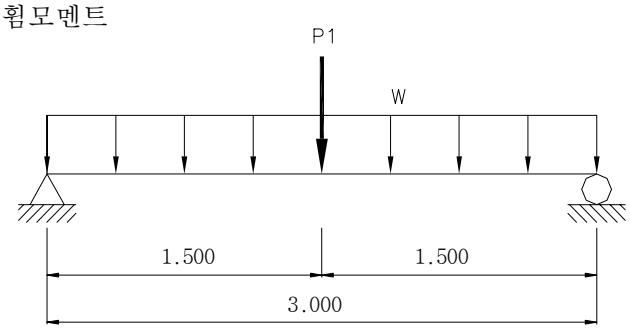
P1 = Sd + SLmax = 24.131 + 309.504

= 333.635 kN (후륜재하시)

P2 = Sd + (SLmax / 4) x (1.2 / 2) = 24.131 + (309.504 / 4) x (1.2 / 2)

= 60.904 kN (전륜재하시)

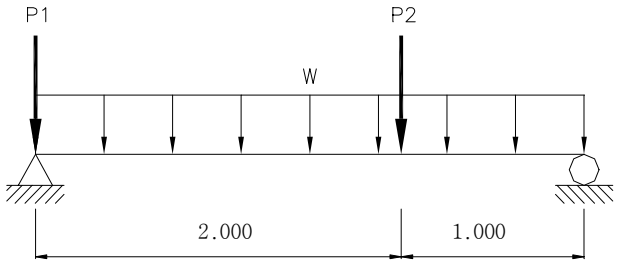
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = P1 x L / 4 + W x L^2 / 8 = (333.635 x 3.000) / 4 + (1.240 x 3.000^2) / 8

= 251.621 kN · m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + P2 x (1.000 / 3.000) + W x L / 2

= 333.635 + 60.904 x (1.000 / 3.000) + (1.240 x 3.000) / 2

= 355.796 kN

Smin = 333.635 + 60.904 + 3.720 - 355.796 = 42.463 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 251,621,000 / 2,550,000 = 98.7 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 355,796/[(440.0-18.0x2)x11.0] = 80.1 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 300.0 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 0.90 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 171.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 0.90 x 120.0 = 108.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 98.7 MPa < fba = 171.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 80.1 MPa < va = 108.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = v x (πD² /4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((355.796+42.463) x 1000) / 61,072.6 = 6.521 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m) (L = 29.36 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 : H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)

▣ 단면 제원 :

A =	13480.0	mm^2	rx =	126.0	mm
Y =	1.060	kN/m	ry =	72.6	mm
Ix =	215000000.0	mm^4	Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4	Zy =	466000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 7.500 + 7.500 = 15.000 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

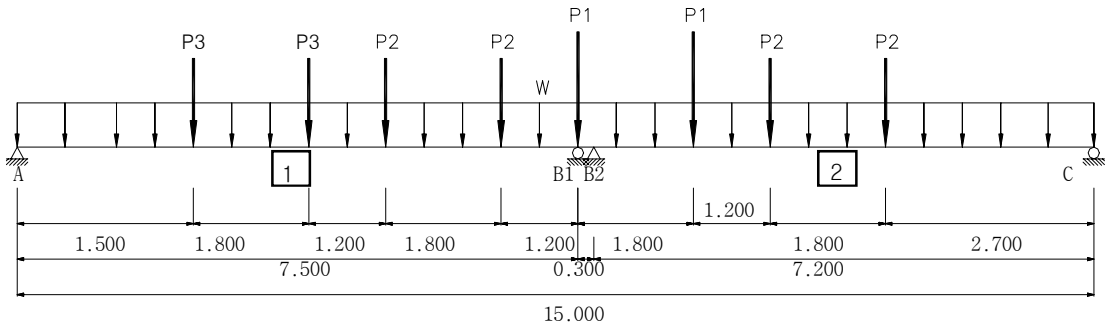
구 분	계 산 식	
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 3.00	= 7.440 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	= 1.060 kN
중앙Pile의 자중	1.060 x 29.364	= 31.126 kN
버팀보의 자중	(0.882 x 7.500 / 2 x 6단) / 3.00 x 3.00	= 79.384 kN
	(1.167 x 7.500 / 2 x 9단) / 3.00 x 3.00	= 157.569 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 6단) x 3.00	= 9.810 kN
합 계		Ps = 286.389 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 6.435 x 7.500 x 1/2 = 24.131 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 6.435 x 7.500 x 1/2 = 24.131 kN

(3) 활 하 중

가. 2차선 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.200 \times (1.500 + 3.300) + 93.600 \times (4.500 + 6.300) + 124.800 \times 7.500}{7.500}$$

$$= 304.512 \text{ kN}$$

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.700 + 4.500) + 124.800 \times 5.700}{7.200}$$

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

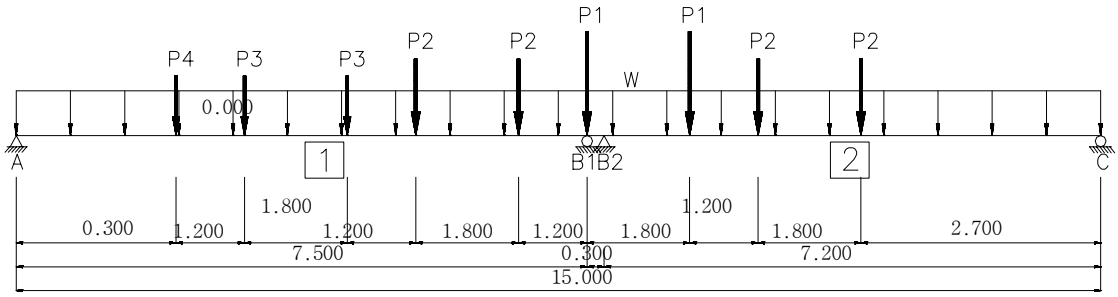
RB1 = 304.512 x 0.25 = 76.128 kN

RB2 = 192.400 x 0.25 = 48.100 kN

③ 2차로 활하중 재하시 반력을 100%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	304.512	76.128	
P2	192.400	48.100	

나. 2.5차선 이상 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.20x0.30 + 70.20x(1.50+3.30) + 93.60x(4.50+6.30) + 124.80x7.50}{7.500}$$

= 307.320 kN

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.700 + 4.500) + 124.800 \times 5.700}{7.200}$$

= 192.400 kN

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

RB1 = 307.320 x 0.25 = 76.830 kN

RB2 = 192.400 x 0.25 = 48.100 kN

③ 2.5차로 이상 활하중 재하시 반력을 90%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	276.588	69.147	
P2	192.400	48.100	

라. 편재하시

① 후륜하중 재하시 B점의 반력

RB1 = MAX(2차선재하시,3차선재하시x90%)

= MAX(304.512 , 276.588) = 304.512 kN (2차선재하시)

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

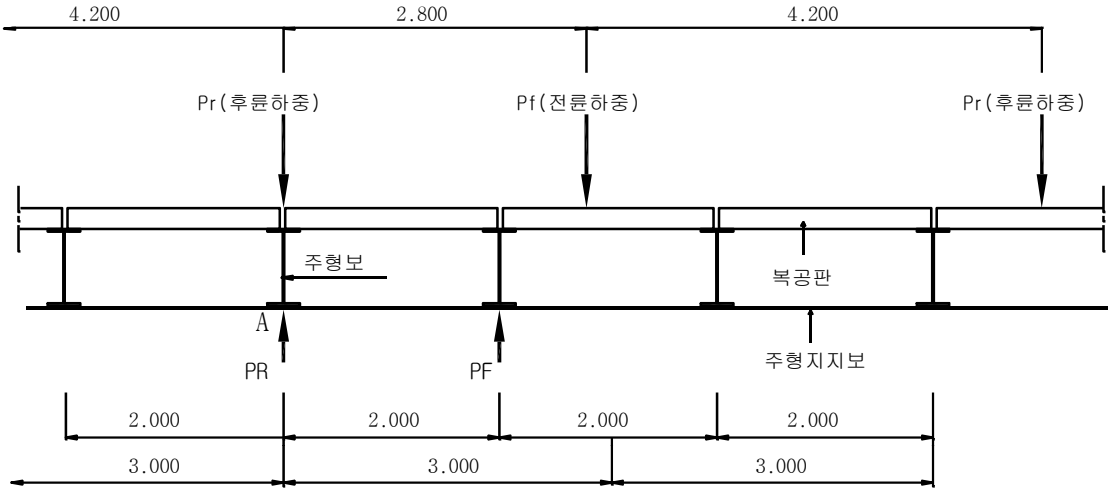
RB1 = 304.512 x 0.25 = 76.128 kN (2차선재하시)

마. 설계적용 활하중

구 분		후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
연직력 최 대	P1	304.512	76.128	(2차선재하시)
	P2	192.400	48.100	(2.5차선이상재하시)
편재하시	P1	304.512	76.128	(2차선재하시)

(4) 단면력 산정

가. 주형보의 반력



① 연직력 최대인경우

PR1 = Pr1 + Sd1 = 304.512 + 24.131 = 328.643 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (76.128 x 1.200 / 2.000) + 24.131 = 69.808 kN

PR2 = Pr2 + Sd2 = 192.400 + 24.131 = 216.531 kN

PF2 = (Pf2 x 1.200 / 2.000) + Sd2 = (48.100 x 1.200 / 2.000) + 24.131 = 52.991 kN

② 편재하시

PR1 = Pr1 + Sd1 = 304.512 + 24.131 = 328.643 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (76.128 x 1.200 / 2.000) + 24.131 = 69.808 kN

PR2 = Sd1 = 24.131 kN

PF2 = Sd2 = 24.131 kN

나. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 328.643 + 69.808 x (1.00 / 3.00)
+ 24.131 = 376.044 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 216.531 + 52.991 x (1.00 / 3.00)
+ 24.131 = 258.326 kN

② 편재하시 (A점 기준)

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 328.643 + 69.808 x (1.00 / 3.00)
+ 24.131 = 376.044 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 24.131 + 24.131 x (1.00 / 3.00)
+ 24.131 = 56.306 kN

다. 단면력 집계

구 분		계 산 식	
압축응력 및 지지력검토		(376.044 + 258.326 + 286.389)/2 + 0.000 =	460.380 kN
편재하시	압축응력 검토	(376.044 + 56.306 + 286.389)/2 + 0.000 =	359.370 kN
	휨압축응력 검토	(376.044 - 56.306) /2 + 0.000 =	159.869 kN

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 460,379.5 / 13,480.00 = 34.2 MPa

(2) fc : 압축응력 - 조합응력검토시

fc = Pp/A = 359,369.5 / 13,480.00 = 26.7 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 159.869 x 0.300 = 47.961 kN.m

여기서, e(편심) = 0.3 m

fb = Mmax/Zx = 47,961,000 / 1,440,000 = 33.3 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 2,300.0 / 126.0 = 18.254 ($\ell/r \leq 20$)

fca = 0.90 x 210 = 189.0 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 2,300.0 / 72.6 = 31.680 ($20 < \ell/r \leq 93$)

fca = 0.90 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 175.3 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 2,300.0 / 305.0 = 7.667 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 0.90 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 178.7 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 2,300.0 / 126.0 = 18.254

fcax = 0.90 x [1200000 / (ℓ/r)^2 x 1.5] = 4861.8 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력	fba =	178.7 MPa	>	fb =	33.3 MPa	∴ O.K !
압축응력	fca =	189.0 MPa	>	fc =	34.2 MPa	∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{26.7}{189.0} + \frac{33.3}{178.7 \times (1 - 26.7 / 4{,}861.8)} = 0.330$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력	fca =	175.3 MPa	>	fc =	34.2 MPa	∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = Pu + α x β x Rt (파일 지지선단이 암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

Pu : 암반에 근입된 말뚝의 선단지지력(tonf)(140 x qu^(1/2) x At^(2/5) x Ai^(1/3))

qu : 암반의 일축압축강도(tonf/㎡)(qu≤1000tonf/㎡)

At : 말뚝의 선단부 순단면적(㎡), Ai : 말뚝의 선단부 심부면적(㎡)

α : 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β : 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 = (1.210m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ : 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/㎡)= 0.1N 적용

- Pu = 140 x qu^(1/2) x At^(2/5) x Ai^(1/3) = 359 tonf = 3591.52 kN
: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 3,591.5 / 2 = 1795.761 kN
- R(최대반력) = 460.380 kN
: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

∴ R(최대반력) = 460.380 kN < Qa(허용지지력) = 1,795.761 kN ∴ O.K !

4. 흙막이벽 설계

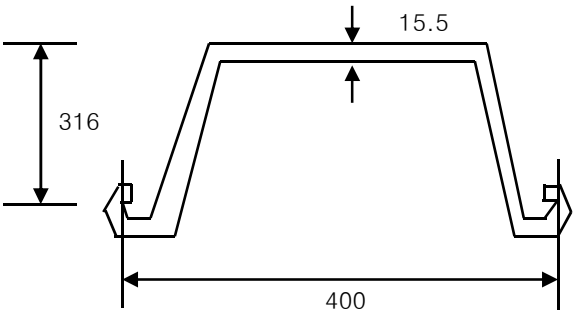
4.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : 합성-V 400×316×15.5 (SY30)

w (kN/m)	1.034
A (mm^2)	27625
I_x (mm^4/m)	420438161
Z_x (mm^3/m)	2712504
R_x (mm/m)	123.4
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	×	0				=	0	kN	
	1.24	×	1.000	×	1	×	6				=	7.44	kN	
	1.06	×	1.000	×	2	×	3				=	6.36	kN	
	1.24	×	1.000	×	2	×	0				=	0	kN	
	0.82	×	1.000	×	2	×	2				=	3.288	kN	
버팀보의 자중 :	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/						
	0.882	×	15.000	×	1	×	5	/	3		=	22.051	kN	
	1.167	×	15.000	×	1	×	2	/	3		=	11.672	kN	
SHEETPILE 자중 :	1.034	×	28.965								=	29.94	kN	
주형보의 반력 :	309.504										=	309.504	kN	
주형지지보의 자중:	1.06	×	1.000								=	1.060	kN	
기타 자중 :	5										=	5.000	kN	
최대축력 :											=	396.31	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 280.29 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 285.55 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	396.310	x	1000	/	27624.6	=	14.346	MPa		
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	280.290	x	1000000	/	2712504	×	0.6	MPa		
												=	172.221	MPa		
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	285.550	x	100	/	2445.1	=	11.678	MPa		

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 229.5 MPa

휨응력

f_{ba} = 243 MPa

전단응력

ua = 135 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.90 x 1200000 / (18.640)^2

= 4662.547 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	229.500	MPa	>	f_c	=	14.346	MPa	--->	O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	243.000	MPa	>	f_b	=	172.221	MPa	--->	O.K
전단응력	ua	=	135.000	MPa	>	f_u	=	11.678	MPa	--->	O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{14.346}{229.5} + \frac{172.221}{243.000 \times (1 - (14.346 / 4662.547))}$$

= 0.773 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 146.814 kN

Total Passive Moment

Mp = 1100.762 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 1100.762 ÷ 146.814

= 7.498 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 21.740 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

23.861 × 0.2% = 47.722 mm

21.740 < 47.722 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 20.45 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 33.51 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.10	6.10	10.20	20.40
침하량(Si) (mm)	33.51	27.14	21.44	16.42	8.38	0.00

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 27.14 mm

토류벽 설치중심에서 10.2m 지점의 침하량: 8.38 mm

부등 침하량: 18.76 mm

변위(δ/L) = 18.76 / 8,200 = 1 / 437 < 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	3.0	m
버팀보의 설치 각도	0.0	°
버팀보의 온도변화에 의한 축력	120.00	Kn
버팀보 위에 작용하는 등분포하중 (w) (자중, 자재적재 등에 의한 하중)	5.00	kN/m
버팀보의 최대축력	771.30	kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1)	7.500	m
최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2)	7.500	m
강재의 허용응력 보정계수 (강재의 재사용과 장기사용등을 고려하여 보정계수 0.9를 적용)	0.9	

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 = 771.300 / 1 EA / cos (0.0 °) = 771.300 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 771.300 + 120.000 = 891.300 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

$f_c = N / A = 891.30 / 112.3622 \times 1.0 = 7.932$ kN/cm^2

(3) 설계 휨모멘트 (M)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 휨모멘트 (M) = $w \times L^2 / 8 = 5.00 \times 7.50^2 / 8 = 35.16$ kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

$f_b = M / Z = 35.16 / 1092 \times 100 = 3.219$ kN/cm^2

(5) 설계 전단력(S)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 전단력 (S) = $w \times L / 2 = 5.00 \times 7.50 / 2 = 18.75$ kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.334 \text{ kN/cm}^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

$L / R = 7.50 / 14.05 \times 100 = 53.366 < 100$ ∴ O.K

$L / R = 7.50 / 14.05 \times 100 = 53.366$, $(20 < L/R \leq 93)$

$f_{cag} = 0.9 \times (210 - 1.3 \times (L/R - 20)) = 149.96$ Mpa

f_c = 79.320 Mpa f_{bc} = 32.190 Mpa f_{bt} = 32.19 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -111.510$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -47.130$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-111.510) - (-47.130)}{-111.510} = 0.577$$

$0 \leq \varnothing \leq 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.577 / 10 = 1.058$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.058 \times 0.90) = 21.340$ ($r/(\alpha \times t) \leq 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 149.960 \times 189.0 / 189.0 = 149.96$ Mpa

$\therefore f_c = 79.32$ Mpa $< f_{ca} = 149.96$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 32.19$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 568.83$ Mpa

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

$$= \frac{79.32}{149.96} + \frac{32.19}{189.00 \times (1 - 79.32 / 568.83)}$$

$= 0.529 + 0.198 = 0.727 \leq 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 79.32 + \frac{32.19}{(1 - 79.32 / 568.83)}$$

$= 79.320 + 37.406 = 116.726 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 3.340 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{111.510}{149.960} + \left\{\frac{3.340}{106.692}\right\}^2$$

= 0.744 + 0.031^2 = 0.745 ≤ 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
79.32	149.96	O.K	32.19	189.000	O.K	3.340	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.727	O.K	116.726	189.00	O.K	0.745	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 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 1164.60 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 7.500 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 7.500 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 : Ø 406.4㎜, t=12㎜(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 = 1164.600 / 1 EA / cos (0.0 °) = 1164.600 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 1164.600 + 120.000 = 1284.600 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 1284.60 / 148.7 × 1.0 = 8.639 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 × 7.50^2 / 8 = 35.16 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 35.16 / 1430 × 100 = 2.458 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 × 7.50 / 2 = 18.75 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.252 \ kN/cm^2$$

3) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.50 / 14.00 × 100 = 53.571 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.50 / 14.00 × 100 = 53.571 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 149.72 Mpa

f_c = 86.390 Mpa f_{bc} = 24.580 Mpa f_{bt} = 24.58 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -110.970$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -61.810$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-110.970) - (-61.810)}{-110.970} = 0.443$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.443 / 10 = 1.044$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.044 \times 1.20) = 16.220$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 149.720 \times 189.0 / 189.0 = 149.72$ Mpa

$\therefore f_c = 86.39$ Mpa $< f_{ca} = 149.72$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 24.58$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 564.49$ Mpa

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

$$= \frac{86.39}{149.72} + \frac{24.58}{189.00 \times (1 - 86.39 / 564.49)}$$

$= 0.577 + 0.154 = 0.731 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 86.39 + \frac{24.58}{(1 - 86.39 / 564.49)}$$

$= 86.390 + 29.021 = 115.411 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 107.265 Mpa

τ = 2.520 Mpa < τ_a = 107.265 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{110.970}{149.720} + \left\{\frac{2.520}{107.265}\right\}^2$$

= 0.741 + 0.023^2 = 0.742 ≤ 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
86.39	149.72	O.K	24.58	189.000	O.K	2.520	107.27	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.731	O.K	115.411	189.00	O.K	0.742	O.K

4.3.1 버팀보 띠장 (0) 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 = 3.000 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) = 771.300 / 3.000 = 257.100 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 257.100 x 3.000 x 3.000 = 289.238 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 257.100 x 3.000 x 3.000 = 231.390 kN · m

∴ Mmax max (231.390 , 289.238) = 289.238 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 257.100 x 3.000 = 449.925 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 257.100 x 3.000 = 462.780 kN

∴ Smax max (449.925 , 462.780) = 462.780 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 289,237,500 / 2,550,000 = 113.426 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 462,780 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 104.136 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 3,000 / 300 = 10.000 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 0.90 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 171.180 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 0.90 x 120.000 = 108.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	171.180 MPa	>	fb =	113.426 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	108.000 MPa	>	v =	104.136 MPa	∴ O.K !

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 1093.493) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 449925 / (4444 + 1093.493 x 1ea)

= 81.251 MPa

전단응력 va = 108.0 MPa > v = 81.251 MPa ∴ O.K !

4.3.2 버팀보 띠장 (7 ~ 9) 단 (2H - 300 x 305)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :		2H - 300 x 305 x 15 x 15					
▣ 단면 제원 :							
A =	13,480	mm^2		rx =	126	mm	
w =	1.060	kN/m		ry =	72.600	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 = 3.000 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) = 1,164.600 / 3.000 / 2 = 194.100 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 194.100 x 3.000 x 3.000 = 218.363 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 194.100 x 3.000 x 3.000 = 174.690 kN · m

∴ Mmax max (174.690 , 218.363) = 218.363 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 194.100 x 3.000 = 339.675 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 194.100 x 3.000 = 349.380 kN

∴ Smax max (339.675 , 349.380) = 349.380 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 218,362,500 / 1,440,000 = 151.641 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 349,380 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 86.267 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 305 = 9.836 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 0.90 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 179.343 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 0.90 x 120.000 = 108.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	179.343 MPa	>	fb =	151.641 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	108.000 MPa	>	v =	86.267 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 = 0.65 x 1900 x 98.71 x 1/1000 = 121.907 kN/ea

Pa2 = 0.80 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	3.654	26.0	13	0.40	매립층	
2	14.652	28.0	50	0.45	모래층	
3	22.715	35.0	50	0.45	자갈층	
4	26.054	33.0	50	0.60	풍화암	
5	40.000	36.0	50	0.60	연암	
6	50.000	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	20.845	1.200	30.000	402.500	4	100.000	403.000
2	22.345	1.500	30.000	460.300	6	100.000	461.000

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

- N(1단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 449.926 / 121.907 = 3.69 ea

∴ N(1단 강선수) = 3.69 ea < 4.0 ea ∴ O.K !

- N(2단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 544.953 / 121.907 = 4.47 ea

∴ N(2단 강선수) = 4.47 ea < 5.0 ea ∴ O.K !

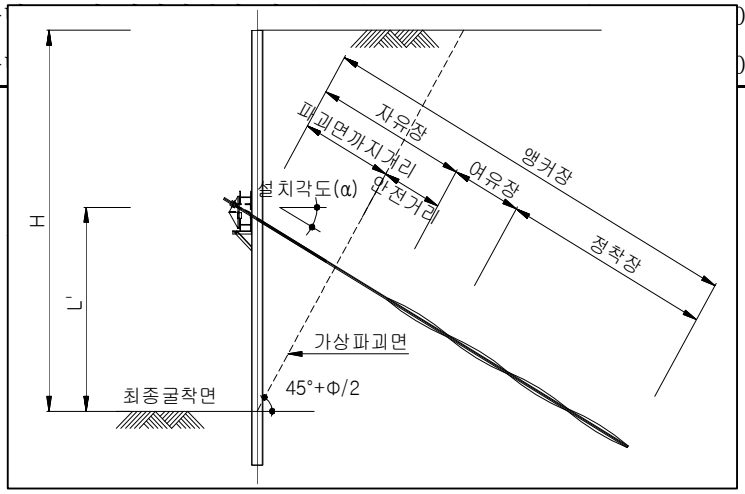
2) GROUND ANCHOR의 자유장 산정

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 ° + 26 ° / 2 58.00 °
- 지층번호 2의 가상파괴면 각도(β1) = 45 ° + 28 ° / 2 59.00 °
- 지층번호 3의 가상파괴면 각도(β1) = 45 ° + 35 ° / 2 62.50 °
- 지층번호 4의 가상파괴면 각도(β1) = 45 ° + 33 ° / 2 61.50 °
- 지층) °
- 지층) °



(1) GROUND ANCHOR NO.1(설치심도:20.845m, 적용토층:풍화암)

- 앵커지점에서 가상파괴면 까지의 거리(Lf)

$$Lf = \frac{\sin(90 - \beta 1) \times L'}{\sin(\alpha + \beta 1)} = \frac{\sin(90.0 - 63.00) \times 3.02}{\sin(30.00 + 63.00)} = 1.371 \text{ m}$$

- 앵커의 안전거리(Lu)

Lu = MAX(0.15 x H , 1.50m) = MAX(0.15 x 23.861 , 1.500m) = 3.579 m

(2) GROUND ANCHOR NO.2(설치심도:22.345m, 적용토층:풍화암)

- 앵커지점에서 가상파괴면 까지의 거리(Lf)

$$Lf = \frac{\sin(90 - \beta 1) \times L'}{\sin(\alpha + \beta 1)} = \frac{\sin(90.0 - 63.00) \times 1.52}{\sin(30.00 + 63.00)} = 0.689 \text{ m}$$

- 앵커의 안전거리(Lu)

Lu = MAX(0.15 x H , 1.50m) = MAX(0.15 x 23.861 , 1.500m) = 3.579 m

앵커 NO	파괴면 까지 거리 (m)	안전거리 (m)	소요 자유장 (m)	설계 자유장 (m)	비 고
1	1.371	3.579	4.950	10.000	∴ O.K !
2	0.689	3.579	4.268	7.000	∴ 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 (= 98.71mm^2 /ea)

앵커 NO	자 유 장 +0.5 (m)	단 면 적 (mm^2)	Δfps (MPa)	ΔPp (kN)	비 고
1	10.500	394.840	57.1	22.545	
2	7.500	592.260	80.0	47.381	

(2) RELAXATION에 의한 Prestress의 감소

$\Delta Ppr1 = K \times fpt \times A \times N =$ 0.050 x 1.235 x 98.71 x 4 ea = 24.381 kN

$\Delta Ppr2 = K \times fpt \times A \times N =$ 0.050 x 1.235 x 98.71 x 4 ea = 36.572 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)

(0.65fpu 와 0.80fpy 중 작은값 적용)

┌ 0.65fpu = 0.65 x 1900 = 1235.00 MPa

└ 0.80fpy = 0.80 x 1600 = 1280.00 MPa

∴ fpt = MIN(1,235.00 , 1,280.00) = 1235.00 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	403.000	22.545	24.381	449.926	10.500	59.825	
2	461.000	47.381	36.572	544.953	7.500	41.406	

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 τ : 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (MPa)

Fs : 안전율 = 1.5 U : 인장재의 주변장 (mm)

D : 앵커체의 지름 = 100 mm N : 인장재의 개수 (EA)

τa : 인장재의 허용부착응력 (MPa)

- 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 = 449.926 kN
- 토 층 : 연암 (τ ≒ 1.0 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 449.926 x 1000 x 1.5 / (π x 100.00 x 1.00)
  = 2148.24 mm = 2.148 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 449.926 x 1000 / (39.898 x 4 x 0.7)
  = 4027.47 mm = 4.027 m

∴ 설계정착길이 = 4.027 m < 4.500 m ∴ O.K !

(2) GROUND ANCHOR NO.2

- 설계축력(Jacking Force) : Tmax = 544.953 kN
- 토　　층 : 연암 (τ ≒ 1.0 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 544.953 x 1000 x 1.5 / (π x 100.00 x 1.00)
  = 2601.96 mm = 2.602 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 544.953 x 1000 / (39.898 x 4 x 0.7)
  = 4878.09 mm = 4.878 m

∴ 설계정착길이 = 4.878 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	10.000	4.500	1.500	16.000	
2	7.000	5.000	1.500	13.500	

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 4ea	30.000	10.000	4.500	1.500	16.000	449.926
2	Φ12.7mm x 5ea	30.000	7.000	5.000	1.500	13.500	544.953

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 = 544.953 kN
- EARTH ANCHOR C.T.C = 1.200 m
- ANCHOR 작용하는 최대반력 (Tmax) = 544.953 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 = 544.953 x 0.2 x COS(30) / 0.550
  = 171.616 kN
- 작용하중(T2) = Tmax x COS(α) - 작용하중(T1) = 544.953 x COS(30) - 171.616
  = 300.327 kN

∴설계하중 (w) = MAX(171.616, 300.327) = 300.327 kN

2) 단면력 산정

Mmax = P ℓ / 4 = (300.327 x 1.200) / 4 = 90.098 kN·m

Smax = Tmax = 300.327 = 180.196 kN

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 90,098,000.0 / 919,000.0 = 98.0 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 180,196.0 / [(250.0 - 14.0 x 2) x 14)] = 58.0 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 [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 188.3 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 0.90 x 120.0 = 108.0 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	188.3 MPa	>	fb =	98.0 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	108.0 MPa	>	v =	58.0 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
주형보	휨 응 력		MPa	96.78	196.20	2.03	∴ O.K	I - 700x300x13x24
	전단응력		MPa	39.36	120.00	3.05	∴ O.K	
	처 짐		mm	5.00	18.75	3.75	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(측면)	휨 응 력		MPa	58.02	189.00	3.26	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	전단응력		MPa	82.51	108.00	1.31	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(중앙)	휨 응 력		MPa	98.68	171.18	1.73	∴ O.K	H - 440x300x11x18
	전단응력		MPa	80.06	108.00	1.35	∴ O.K	(SS400)
중앙파일	휨응력		MPa	33.31	178.74	5.37	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	압축응력		MPa	34.15	189.00	5.53	∴ O.K	
	조합응력			0.33	1.00	3.03	∴ O.K	(SS400)
	지지력		kN	460.38	1795.76	3.90	∴ O.K	
쉬트파일	휨응력		MPa	172.22	243.00	1.41	∴ O.K	합성-V 400×316×15.5
	압축응력		MPa	14.35	229.50	16.00	∴ O.K	
	전단응력		MPa	11.68	135.00	11.56	∴ O.K	(SY30)
	조합응력			0.773	1.000	1.29	∴ O.K	
버팀보(9t)	작용력		kN/ea	891.30				Φ406.4mm, t=9mm
	조합응력			0.75	1.00	1.34	∴ O.K	(SS400)
버팀보(12t)	작용력		kN/ea	1284.60				Φ406.4mm, t=12mm
	조합응력			0.74	1.00	1.35	∴ O.K	(SS400)
G/A 1단	반 력		kN/ea	402.50				P.C strand
	J/F		kN/ea	449.93				Φ12.7 mm x 4ea
G/A 2단	반 력		kN/ea	460.30				P.C strand
	J/F		kN/ea	544.95				Φ12.7 mm x 6ea
띠장	버팀보 H440	휨응력	MPa	113.43	171.18	1.51	∴ O.K	H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	81.25	108.00	1.33	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 2H-300	휨응력	MPa	151.64	179.34	1.18	∴ O.K	2H - 300x305x15x15
		전단응력	MPa	86.27	108.00	1.25	∴ O.K	(SS400)
	G/A	휨응력	MPa	98.04	188.33	1.92	∴ O.K	2H - 250x255x14x14
		전단응력	MPa	57.98	108.00	1.86	∴ O.K	(SS400)

5.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	7.5	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	21.74㎜	<	47.72㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/437	<	1/300	∴ O.K

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+147.000~STA.8+150.000 RB-2 GL-11.30M적용)

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

PROFILE   1    1.252     1      1
          2    14.029    3      3
          3    22.452    4      4
          4    22.866    5      5
          5    26.701    6      6
          6    40        7      7

VWALL     1     26.701     .02762     4.2044E-04     2.1E+08     1     1     1     0     0
          2     27.701     .008336    .000133        2.1E+08     2.4   .594  .201  0     0

STRUT   1    0.7     0.02355     7.5     2     0     0     0     0
        2    2.138   0.01124     7.5     3     200   0     0     0
        3    4.438   0.01124     7.5     3     250   0     0     0
        4    6.738   0.01124     7.5     3     250   0     0     0
        5    8.738   0.01124     7.5     3     300   0     0     0
        6    10.738  0.01124     7.5     3     300   0     0     0
        7    12.738  0.01124     7.5     3     300   0     0     0
        8    14.538  0.01487     7.5     3     250   0     0     0
        9    16.538  0.01487     7.5     3     200   0     0     0
        10   18.538  0.01487     7.5     3     200   0     0     0

ANCHOR   1   20.538  0.0003948      30     10     1.2      400     0    0
         2   21.938  0.0005922      30     7      1.2      450     0    0



Division    0.1
Solution    0
```

```
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.2
      gwl 11.3 11.3 10
      rankine 1.0 0.0 30
      surcharge 10
      excavation 1.2

STEP  2  const strut 1 and excavation to 2.638
      const strut 1
      excavation 2.638

STEP  3  const strut 2 and excavation to 4.938
      const strut 2
      excavation 4.938

STEP  4  const strut 3 and excavation to 7.238
      const strut 3
      excavation 7.238

STEP  5  const strut 4 and excavation to 9.238
      const strut 4
      excavation 9.238

STEP  6  const strut 5 and excavation to 11.238
      const strut 5
      excavation 11.238

STEP  7  const strut 6 and excavation to 13.238
      const strut 6
      excavation 13.238

STEP  8  const strut 7 and excavation to 15.038
      const strut 7
      excavation 15.038

STEP  9  const strut 8 and excavation to 17.038
      const strut 8
      excavation 17.038

STEP  10  const strut 9 and excavation to 19.038
```

```
      const strut 9
      excavation 19.038

STEP  11  const strut 10 and excavation to 21.038
      const strut 10
      excavation 21.038

STEP  12  const anchor 1 and excavation to 22.438
      const anchor 1
      excavation 22.438

STEP  13  const anchor 2 and excavation to 22.597
      const anchor 2
      excavation 22.597
      ground settlement
      depth check

STEP  14  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+147.000~sta.8+150.000) 검토 .datDate : 2016-12
Project : 종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+147.000~STA.8+150.000 RB-2 GL-11.30M적용)Time : 11:03

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	1.20	4.52	4.00	-9.71	1.40	2.03	12.40	-12.13	2.60
2	2.60	16.22	0.70	-11.81	2.90	11.13	2.10	-6.31	4.90
-3	2.60	31.58	2.10	-35.09	2.10	3.57	12.50	-37.49	2.10
3	4.90	58.26	2.10	-47.05	2.10	26.90	4.60	-54.26	2.10
-4	4.90	49.65	4.40	-33.68	4.40	10.56	6.60	-34.85	2.10
4	7.20	89.92	4.40	-41.24	4.40	54.62	6.90	-63.05	4.40
-5	7.20	53.18	4.40	-39.51	6.70	12.33	8.30	-35.53	2.10
5	9.20	111.51	6.70	-52.13	6.70	74.46	9.00	-56.50	6.70
-6	9.20	54.00	8.70	-46.00	8.70	19.96	9.90	-35.35	2.10
6	11.20	156.60	8.70	-73.02	8.70	119.33	11.20	-86.03	8.70
-7	11.20	88.80	8.70	-55.71	8.70	58.88	11.80	-35.53	8.70
7	13.20	174.23	10.70	-94.94	14.50	145.50	13.00	-64.66	16.60
-8	13.20	108.13	10.70	-62.37	8.70	75.28	13.30	-46.77	8.70
8	15.00	181.50	12.70	-87.17	16.30	138.39	14.60	-64.00	18.30
-9	15.00	123.81	12.70	-63.75	12.70	81.75	14.00	-45.48	18.20
9	17.00	229.19	14.50	-105.03	14.50	176.70	16.70	-87.42	14.50
-10	17.00	181.72	14.50	-90.15	14.50	125.91	16.90	-59.77	20.50
10	19.00	283.89	16.50	-119.08	20.80	236.69	18.70	-123.57	23.30
-11	19.00	235.25	16.50	-112.57	14.50	185.30	18.80	-105.00	23.20
11	21.00	285.55	18.50	-196.93	22.60	280.29	20.40	-173.55	24.10
12	22.40	188.21	18.50	-202.02	22.90	199.29	21.50	-149.71	24.40
13	22.60	221.26	16.50	-197.62	20.50	178.75	19.20	-93.14	24.10
14	22.60	207.60	21.90	-184.12	20.50	41.32	23.60	-93.57	21.90

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

>> Strut Force <<

		------- STRUT No. and DEPTH --------							
Step	Exca	1	2	3	4	5	6	7	8
No	Depth	0.7	2.1	4.4	6.7	8.7	10.7	12.7	14.5
1	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	2.6	40.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-3	2.6	-29.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	4.9	-52.9	316.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-4	4.9	-25.2	188.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.2	-35.8	169.4	393.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-5	7.2	-26.1	189.0	263.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	9.2	-24.3	174.8	239.0	491.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-6	9.2	-25.9	187.3	259.6	277.7	0.0	0.0	0.0	0.0
6	11.2	-23.9	187.3	233.5	249.1	689.0	0.0	0.0	0.0
-7	11.2	-25.2	187.5	250.1	264.9	433.6	0.0	0.0	0.0
7	13.2	-25.2	189.4	250.7	229.5	391.0	709.3	0.0	0.0
-8	13.2	-25.3	188.2	251.2	252.1	411.9	464.0	0.0	0.0
8	15.0	-25.5	188.6	253.8	247.0	363.5	417.8	771.3	0.0
-9	15.0	-25.4	188.4	252.8	249.5	383.7	431.9	562.9	0.0
9	17.0	-25.4	188.2	253.6	254.6	376.9	351.0	461.6	1003.0
-10	17.0	-25.4	188.3	253.4	253.3	378.6	371.0	486.3	815.9
10	19.0	-25.4	188.2	253.2	254.9	384.3	363.9	402.4	657.5
-11	19.0	-25.4	188.2	253.2	254.6	383.2	365.3	419.2	688.8
11	21.0	-25.4	188.2	253.1	254.4	384.4	370.8	416.7	609.9
12	22.4	-25.4	188.2	253.2	254.4	384.0	369.6	419.5	633.0
13	22.6	-25.4	188.2	253.2	254.6	383.5	366.5	418.4	670.4
14	22.6	215.6	384.7	505.2	454.4	437.5	432.3	462.3	545.6

		------- S T R U T N o. a n d D E P T H --------	
Step No	Exca Depth	9 16.5	10 18.5
1	1.2	0.0	0.0
2	2.6	0.0	0.0
-3	2.6	0.0	0.0
3	4.9	0.0	0.0
-4	4.9	0.0	0.0
4	7.2	0.0	0.0
-5	7.2	0.0	0.0
5	9.2	0.0	0.0
-6	9.2	0.0	0.0
6	11.2	0.0	0.0
-7	11.2	0.0	0.0
7	13.2	0.0	0.0
-8	13.2	0.0	0.0
8	15.0	0.0	0.0
-9	15.0	0.0	0.0
9	17.0	0.0	0.0
-10	17.0	0.0	0.0
10	19.0	1164.6	0.0
-11	19.0	970.5	0.0
11	21.0	850.1	1108.5
12	22.4	854.3	788.0
13	22.6	946.4	419.2
14	22.6	667.7	666.5

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

>> Anchor Force <<

Step	Exca	------ A N C H O R N o. a n d D E P T H --------	
		1	2
No	Depth	20.5	21.9
1	1.2	0.0	0.0
2	2.6	0.0	0.0
-3	2.6	0.0	0.0
3	4.9	0.0	0.0
-4	4.9	0.0	0.0
4	7.2	0.0	0.0
-5	7.2	0.0	0.0
5	9.2	0.0	0.0
-6	9.2	0.0	0.0
6	11.2	0.0	0.0
-7	11.2	0.0	0.0
7	13.2	0.0	0.0
-8	13.2	0.0	0.0
8	15.0	0.0	0.0
-9	15.0	0.0	0.0
9	17.0	0.0	0.0
-10	17.0	0.0	0.0
10	19.0	0.0	0.0
-11	19.0	0.0	0.0
11	21.0	0.0	0.0
12	22.4	389.1	0.0
13	22.6	355.5	357.9
14	22.6	402.5	460.3

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

>> 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	0.00(5)	0.00(0)	0.13(14)	0.00(0)	1.67(5)	77.62(14)
6	0.50	0.00(0)	-38.79(14)	0.00(0)	-9.57(14)	1.37(5)	77.62(14)
8	0.70	53.48(14)	-54.31(14)	0.00(0)	-18.88(14)	1.35(2)	77.62(14)
13	1.20	14.70(14)	-35.28(3)	5.78(2)	-17.57(3)	1.35(2)	77.62(14)
14	1.30	10.31(2)	-36.38(3)	6.87(2)	-21.15(3)	1.35(2)	71.48(14)
22	2.10	78.33(14)	-49.90(14)	11.13(2)	-54.26(3)	1.31(2)	71.48(14)
27	2.60	49.67(3)	-8.90(2)	12.42(14)	-35.56(4)	1.25(2)	71.48(14)
34	3.30	35.14(3)	-9.73(2)	24.77(14)	-35.49(4)	1.38(3)	71.48(14)
45	4.40	89.92(4)	-85.90(14)	26.20(3)	-63.05(4)	1.76(3)	71.48(14)
50	4.90	74.49(4)	-8.93(3)	25.65(3)	-27.37(5)	1.83(3)	71.48(14)
57	5.60	50.41(4)	-17.08(3)	22.00(4)	-23.89(5)	2.11(4)	71.48(14)
68	6.70	111.51(5)	-81.73(14)	54.13(4)	-56.50(5)	2.95(4)	71.48(14)
73	7.20	89.28(5)	-15.39(4)	52.04(4)	-34.85(6)	3.11(4)	71.48(14)
78	7.70	65.60(5)	-30.78(4)	39.84(4)	-39.43(6)	3.31(5)	71.48(14)
88	8.70	156.60(6)	-73.12(14)	72.79(5)	-86.03(6)	4.25(5)	71.48(14)
93	9.20	128.50(6)	-15.12(4)	72.76(5)	-40.36(7)	4.44(5)	71.48(14)
98	9.70	98.96(6)	-35.41(5)	59.70(5)	-32.17(7)	5.30(6)	71.48(14)
108	10.70	174.23(7)	-70.17(14)	109.97(6)	-62.03(7)	6.78(6)	71.48(14)
113	11.20	140.28(7)	-21.71(5)	119.33(6)	-15.85(8)	7.10(6)	71.48(14)
118	11.70	104.33(7)	-27.59(6)	112.48(6)	-3.68(8)	7.42(7)	75.77(7)
128	12.70	181.50(8)	-90.76(9)	142.64(7)	-48.81(9)	8.62(7)	88.75(7)
133	13.20	135.91(8)	-70.89(6)	142.84(7)	-28.56(9)	8.66(7)	95.24(13)
141	14.00	57.30(8)	-86.26(7)	119.64(8)	-45.97(9)	9.53(8)	85.35(8)
146	14.50	229.19(9)	-118.20(10)	137.49(8)	-93.72(10)	9.81(8)	91.40(8)
151	15.00	182.48(9)	-87.20(7)	132.75(8)	-57.03(6)	10.85(9)	97.49(8)
156	15.50	132.77(9)	-66.28(8)	107.30(8)	-55.59(6)	11.99(9)	103.61(9)
166	16.50	283.89(10)	-113.22(11)	174.15(9)	-91.07(11)	13.84(10)	115.96(13)
171	17.00	225.08(10)	-74.08(8)	171.73(9)	-62.10(7)	15.47(10)	122.20(13)
176	17.50	163.23(10)	-68.82(9)	145.61(9)	-53.91(7)	17.00(10)	128.47(10)
186	18.50	285.55(11)	-116.98(14)	233.43(10)	-63.52(8)	19.03(11)	141.13(13)
191	19.00	214.38(11)	-92.14(9)	230.93(10)	-57.20(8)	20.37(11)	147.52(10)
196	19.50	140.06(11)	-77.36(10)	217.27(11)	-46.51(8)	21.36(11)	153.95(13)
206	20.50	164.80(12)	-197.62(13)	279.29(11)	-83.60(14)	21.36(11)	166.95(11)
211	21.00	80.67(12)	-118.30(10)	249.36(11)	-72.36(9)	20.21(11)	173.51(13)
220	21.90	207.60(14)	-186.03(13)	182.17(12)	-93.57(14)	16.83(12)	185.45(12)
225	22.40	119.46(14)	-191.88(11)	119.37(12)	-96.49(10)	14.77(12)	192.14(13)
226	22.50	101.47(14)	-195.15(11)	101.91(12)	-102.52(10)	14.31(12)	193.49(13)

227	22.60	85.62(14)	-196.93(11)	83.48(12)	-107.96(10)	13.84(12)	188.51(13)
230	22.90	47.78(14)	-202.02(12)	28.44(14)	-119.08(10)	12.38(12)	0.00(0)
232	23.10	25.46(14)	-197.31(12)	35.72(14)	-122.76(10)	11.38(12)	0.00(0)
237	23.60	22.25(10)	-131.68(12)	41.32(14)	-156.67(11)	8.97(12)	0.00(0)
242	24.10	48.03(10)	-41.66(12)	38.40(14)	-173.55(11)	6.84(12)	0.00(0)
247	24.60	58.65(11)	-17.98(14)	30.72(14)	-157.27(11)	5.10(12)	0.00(0)
252	25.10	89.47(11)	-19.17(14)	21.24(14)	-121.37(12)	3.77(12)	0.00(0)
257	25.60	89.76(11)	-16.64(14)	12.15(14)	-80.15(12)	2.78(12)	0.00(0)
262	26.10	73.94(12)	-11.39(14)	5.03(14)	-38.29(12)	2.68(14)	0.00(0)
267	26.60	31.85(12)	-4.01(14)	1.10(14)	-10.63(12)	2.64(14)	0.00(0)
268	26.70	20.20(12)	-2.31(14)	0.78(14)	-8.15(12)	2.63(14)	0.00(0)
272	27.10	9.80(12)	-0.92(14)	0.29(14)	-3.06(12)	2.60(14)	0.00(0)
277	27.60	1.84(12)	-0.15(14)	0.02(14)	-0.06(12)	2.55(14)	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		285.55	-202.02	280.29	-173.55	21.74	193.49

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

Max Disp / Max Exdepth = 21.74mm/22.60m = 0.10%

3. Ramp-A

(STA.8+ 150.000～STA.8+ 200.000)

목 차

1. 표준단면

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

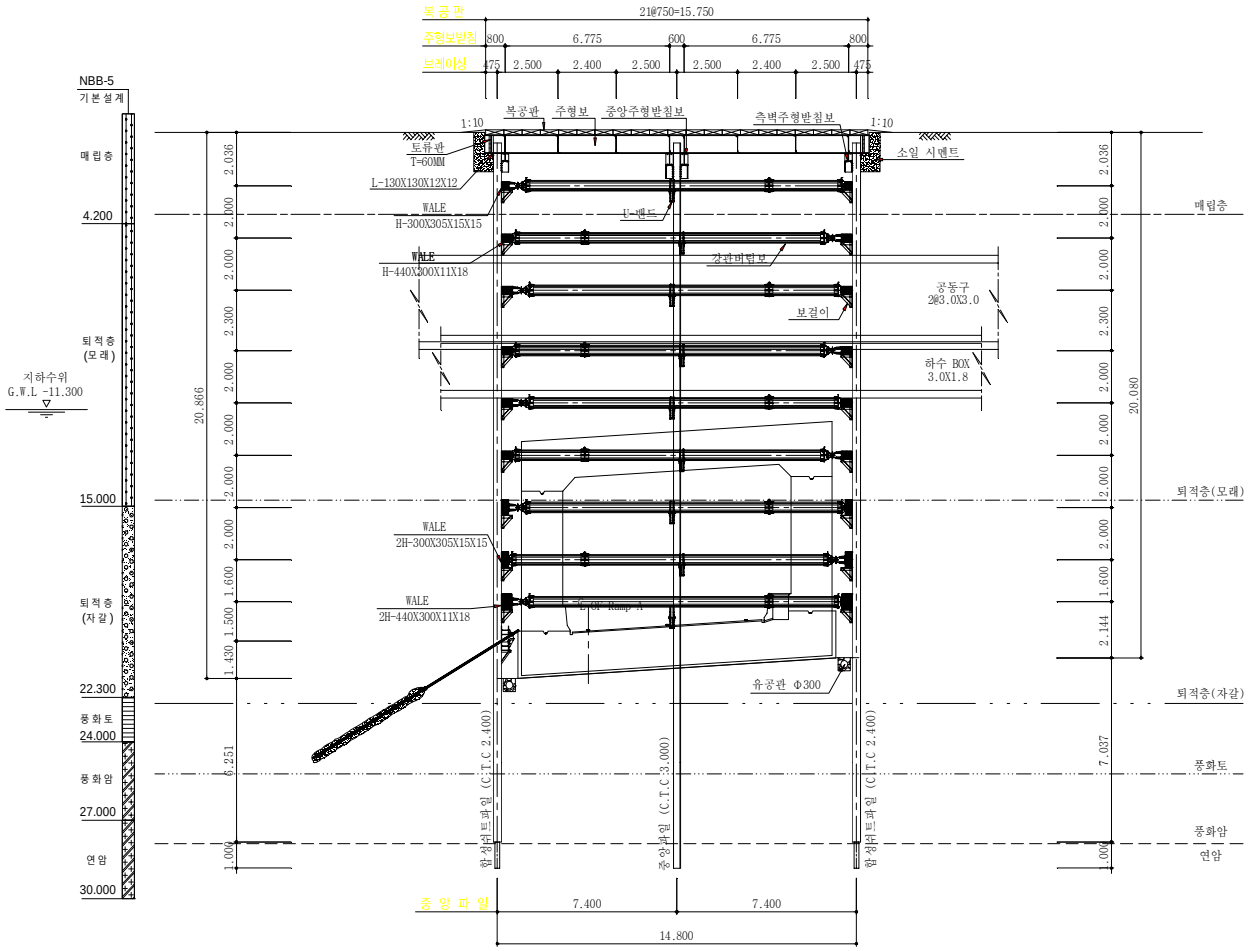
3. 노면복공 설계
   3.1 주형보 설계
   3.2 주형지지보 설계
   3.3 중앙말뚝 설계

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


복공판
주형보받침
브레이싱
21@750=15.750
800
6.775
600
6.775
800
475
2.500
2.400
2.500
2.500
2.400
2.500
475
1:10
복공판
주형보
중앙주형받침보
측벽주형받침보
1:10
NBB-5
기본설계
매립층
4.200
퇴적층
(모래)
지하수위
G.W.L -11.300
퇴적층
(자갈)
15.000
22.300
풍화토
24.000
풍화암
27.000
연암
30.000
토류판
T=60MM
L-130X130X12X12
WALE
H-300X305X15X15
WALE
H-440X300X11X18
소일 시멘트
L-앵트
강관버팀보
공동구
2@3.0X3.0
보걸이
하수 BOX
3.0X1.8
WALE
2H-300X305X15X15
WALE
2H-440X300X11X18
유공관 Φ300
2.036
2.000
2.000
2.300
2.000
2.000
2.000
2.000
1.600
1.500
1.430
20.866
6.251
1.000
2.036
2.000
2.000
2.300
2.000
2.000
2.000
2.000
1.600
2.144
20.080
7.037
1.000
매립층
퇴적층(모래)
퇴적층(자갈)
풍화토
풍화암
연암
합성H-파일 (C.T.C 2.400)
중앙파일 (C.T.C 3.000)
합성H-파일 (C.T.C 2.400)
중 앙 파 일
7.400
7.400
14.800

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ 10.5-0.072(ℓ/r)	$\ell/r \leq 100$ 12-0.087(ℓ/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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3.노면복공설계

3.1 주형보 설계

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	I - 700 x	300 x	13.0 x	24	(SS400)		
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 7.400 m ∴ 최대 주형보 2.5 차로 재하

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	4.000	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(4 + 1.85) x 0.100	=	0.585	kN/m
합 계		∑ W =	6.435	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 7.400) = 0.316 > 0.300

∴ I = 0.300

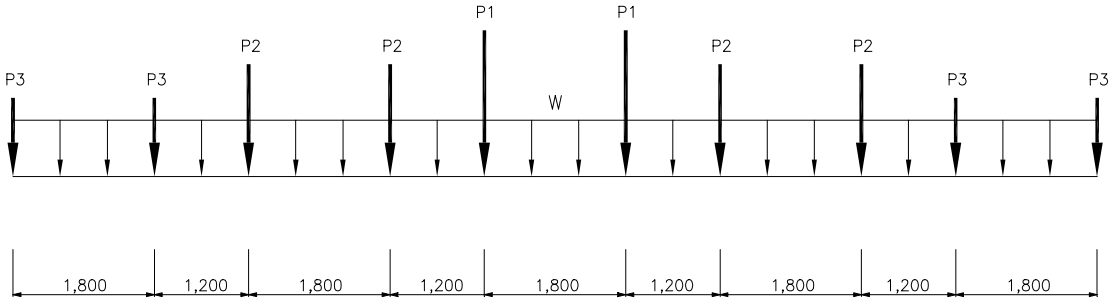
P1 = 240.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 124.800 kN (DB-24 후륜하중)

P2 = 180.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 93.600 kN (DB-18 후륜하중)

P3 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

P4 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

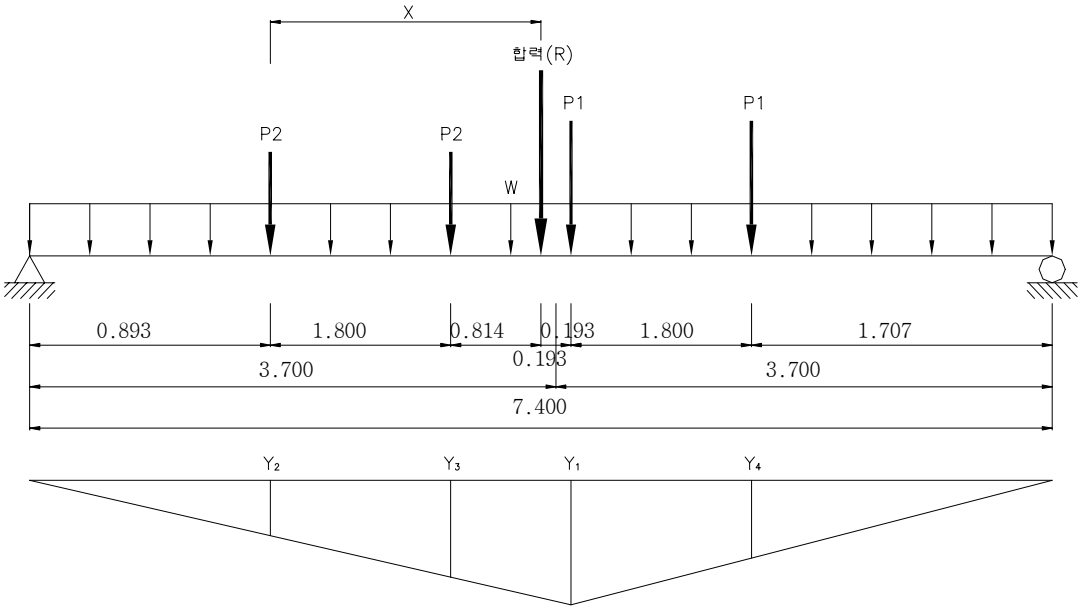
(3) 보가 차량 진행방향과 직각인 경우의 연행이동 하중



3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 2) = 436.800 kN

합력작용점(X) = [{P1 x (3.0 + 4.8)} + (P2 x 1.8)] / R

= [(124.8 x 7.80) + (93.6 x 1.8)] / 436.800 = 2.614 m

∑Yp1 = 1.845 + 0.898 = 2.743 m

∑Yp2 = 0.423 + 1.276 = 1.699 m

A = 7.400 x (1.845 / 2) = 6.827 ㎡

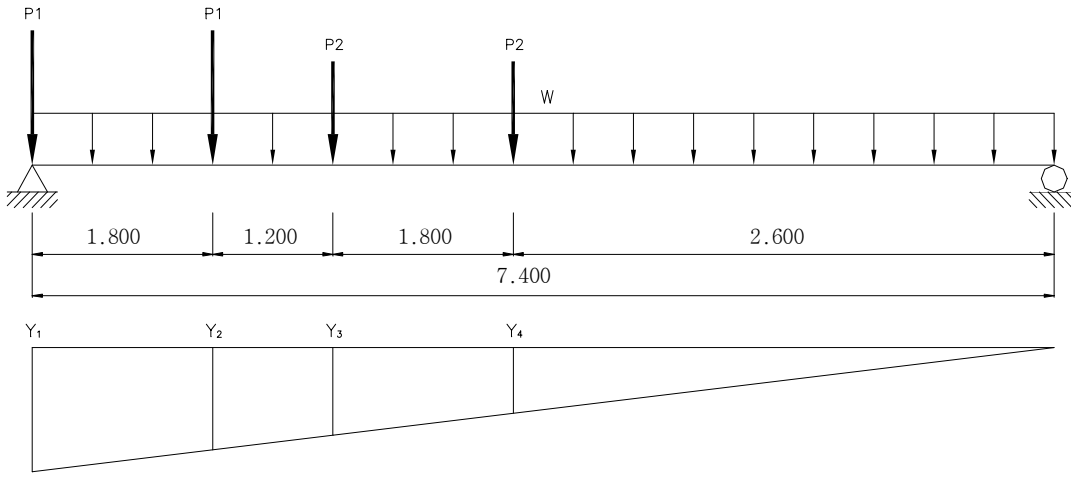
Md = 6.827 x 6.435 = 43.932 kN·m

ML = 124.800 x 2.743 + 93.600 x 1.699 = 501.353 kN·m

M1 = Md + ML = 43.932 + 501.353 = 545.285 kN·m

Y_1 =	1.845
Y_2 =	0.423
Y_3 =	1.276
Y_4 =	0.898

나. 전단력 산정

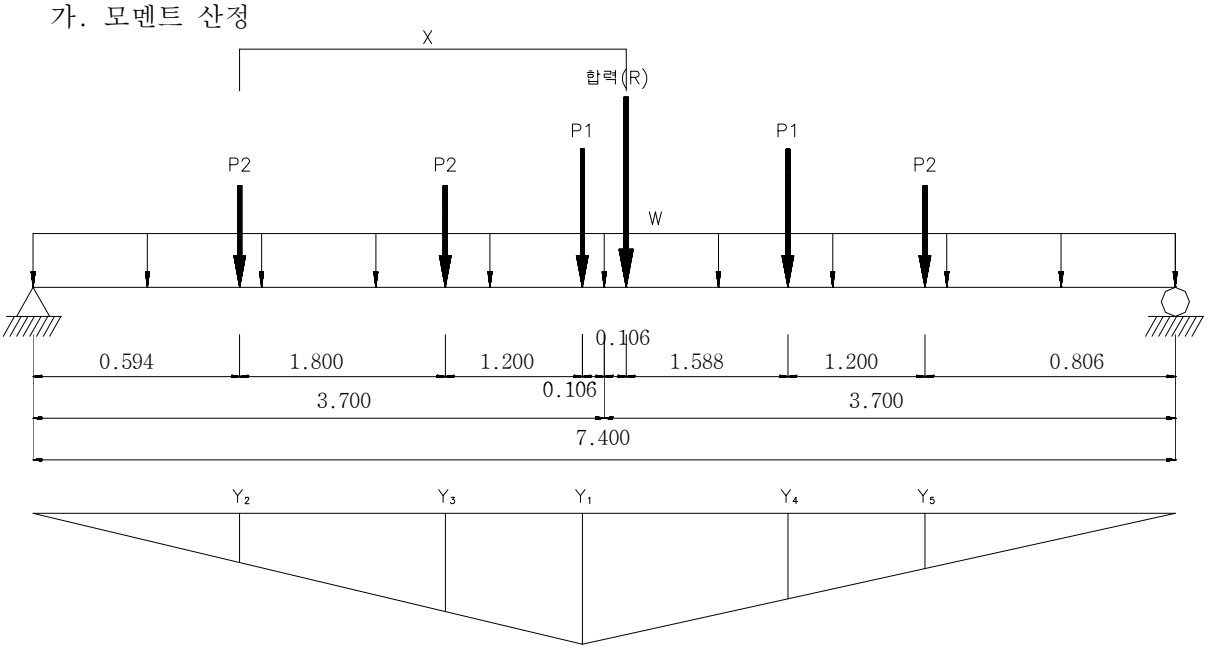


∑Yp1 = 1.000 + 0.757 =	1.757	m
∑Yp2 = 0.595 + 0.351 =	0.946	m
A = 7.400 x (1.000 / 2) =	3.700	㎡
Sd = 3.700 x 6.435 =	23.810	kN
SL = 124.800 x 1.757 + 93.600 x 0.946 =	307.819	kN
S1 = Sd + SL = 23.810 + 307.819 =	331.629	kN

Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.757
Y_3 =	0.595
Y_4 =	0.351

(2) 2.5차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 3) = 530.400 kN

합력작용점(X) = {P1 x (3.0 + 4.8) + P2 x (6.0 + 1.8)} / R

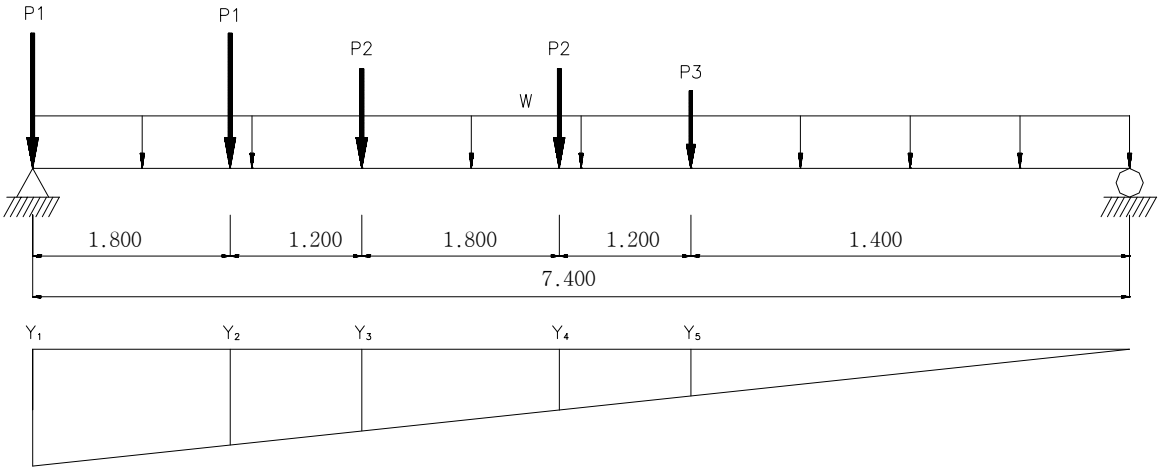
= [(124.800 x (3 + 4.80) + {93.600 x (6.0 + 1.8)}] / 530.400

= 3.212 m

∑Yp1 = 1.848 + 0.974 =	2.822	m
∑Yp2 = 0.391 + 1.231 + 0.305 =	1.927	m
A = 1/2 x 7.400 x 1.848 =	6.838	㎡
Md = 6.838 x 6.435 =	44.000	kN·m
ML = 0.9 x (124.800 x 2.822 + 93.600 x 1.927) =	479.298	kN·m
M2 = Md + ML = 44.000 + 479.298 =	523.30	kN·m

Y_1 =	1.848
Y_2 =	0.305
Y_3 =	1.231
Y_4 =	0.974
Y_5 =	0.391

나. 전단력 산정



Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.757
Y_3 =	0.595
Y_4 =	0.351
Y_5 =	0.189

∑Yp1 = 1.000 + 0.757 = 1.757 m

∑Yp2 = 0.595 + 0.351 = 0.946 m

∑Yp3 = 0.189 = 0.189 m

A = 7.400 x (1.000 / 2) = 3.700 m²

Sd = 3.700 x 6.435 = 23.810 kN

SL = 0.9 x (124.8 x 1.757 + 93.6 x 0.946 + 70.2 x 0.189)

= 288.978 kN

S2 = Sd + SL = 23.810 + 288.978 = 312.788 kN

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1, M2 중 큰값 545.285 kN·m

Smax = S1, S2 중 큰값 331.629 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 545285000 / 5760000 = 94.7 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 331629 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 39.1 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.50 m

ℓ /b = 2500 / 300.0 = 8.333 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 196.2 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 94.7 MPa < fba = 196.2 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 39.1 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 501.353 / (1 + 0.300) = 385.656 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 6.435 x 7.400^2 / 8 = 44.048 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 385656000 \times 7400^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 4.169 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = $w\ell^2$ / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 44048000 \times 7400^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.595 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 4.169 + 0.595 = 4.765 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 7400 / 400 = 18.5 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 18.5 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 4.765 mm < δa = 18.500 mm ∴ O.K !

3.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

3.2.1 외측 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.00	mm
W =	1.060	kN/m		ry =	72.60	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

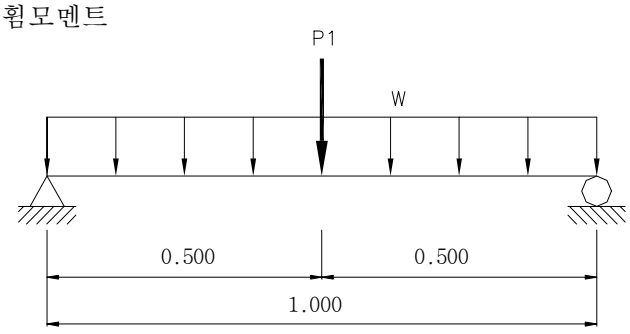
설계경간(L) = 1.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 23.810 + 307.819 = 331.629 kN (후륜재하시)

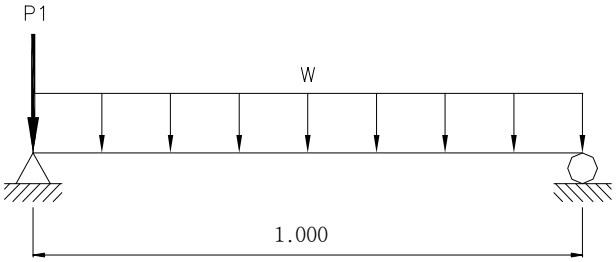
(2) 최대 휨모멘트



$M_{max} = W \times L^2 / 8 + P1 \times L / 4 = (1.060 \times 1.000) / 8 + (331.629 \times 1.000) / 4$

$= 83.040$ kN·m

(3) 최대 전단력



$S_{max} = P1 + W \times L / 2 = 331.629 + (1.060 \times 1.000) / 2$

$= 332.159$ kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 83040000 / 1440000 = 57.7 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 332,159 / [(300.0 - 15.0x2)x15.0)] = 82.01 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 1,000 / 305 = 3.279 (ℓ/b ≤ 4.5)

fba = 0.90 x 210 189.0 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 0.9 x 120.0 = 108.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 57.7 MPa < fba = 189.0 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 82.0 MPa < va = 108.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((332.159+0.530) x 1000) / 61,072.6 = 5.447 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.2.2 내측 주형지지보

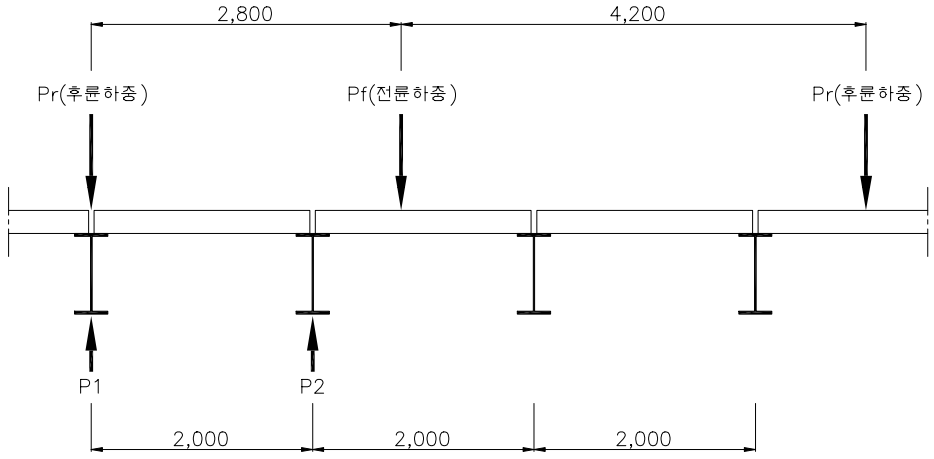
1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	15740.0	mm^2	rx =	189.00	mm
w =	1.240	kN/m	ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4	Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4	Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = 3.000 m (중간 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)



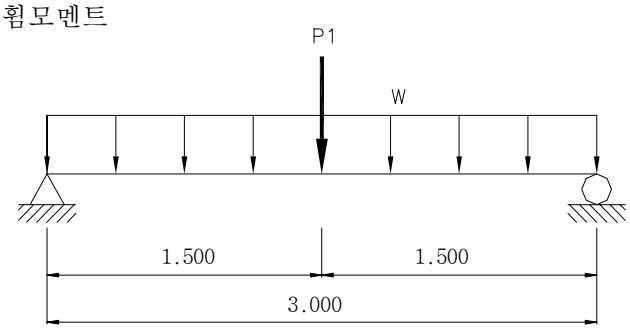
P1 = Sd + SLmax = 23.810 + 307.819

= 331.629 kN (후륜재하시)

P2 = Sd + (SLmax / 4) x (1.2 / 2) = 23.810 + (307.819 / 4) x (1.2 / 2)

= 60.459 kN (전륜재하시)

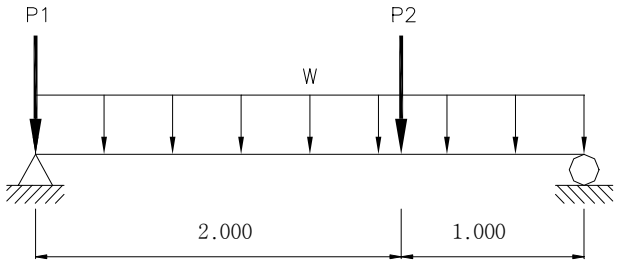
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = P1 x L / 4 + W x L^2 / 8 = (331.629 x 3.000) / 4 + (1.240 x 3.000^2) / 8

= 250.117 kN · m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + P2 x (1.000 / 3.000) + W x L / 2

= 331.629 + 60.459 x (1.000 / 3.000) + (1.240 x 3.000) / 2

= 353.642 kN

Smin = 331.629 + 60.459 + 3.720 - 353.642 = 42.166 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 250,117,000 / 2,550,000 = 98.1 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 353,642/[(440.0-18.0x2)x11.0] = 79.6 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 300.0 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 0.90 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 171.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 0.90 x 120.0 = 108.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 98.1 MPa < fba = 171.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 79.6 MPa < va = 108.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = v x (πD^2 /4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((353.642+42.166) x 1000) / 61,072.6 = 6.481 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m) (L = 27.83 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	13480.0	mm^2	rx =	126.0	mm
Y =	1.060	kN/m	ry =	72.6	mm
Ix =	215000000.0	mm^4	Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4	Zy =	466000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 7.400 + 7.400 = 14.800 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

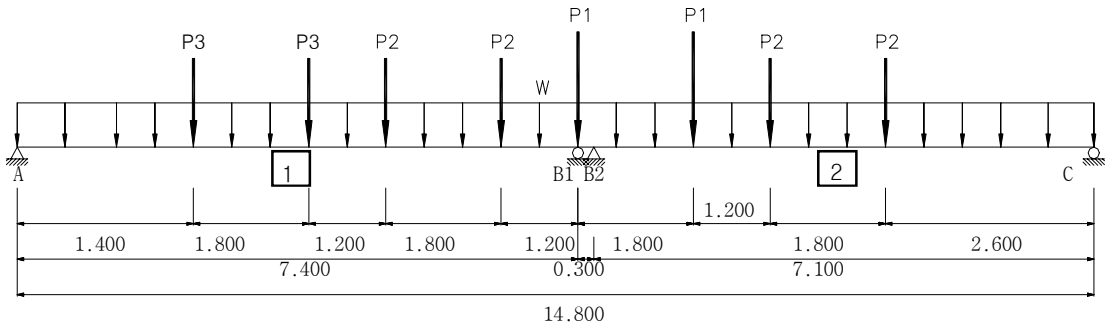
구 분	계 산 식	
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 3.00	= 7.440 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	= 1.060 kN
중앙Pile의 자중	1.060 x 27.834	= 29.504 kN
버팀보의 자중	(0.882 x 7.400 / 2 x 6단) / 3.00 x 3.00	= 78.325 kN
	(1.167 x 7.400 / 2 x 9단) / 3.00 x 3.00	= 155.468 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 6단) x 3.00	= 9.810 kN
합 계		Ps = 281.607 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 6.435 x 7.400 x 1/2 = 23.810 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 6.435 x 7.400 x 1/2 = 23.810 kN

(3) 활 하 중

가. 2차선 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.200 \times (1.400 + 3.200) + 93.600 \times (4.400 + 6.200) + 124.800 \times 7.400}{7.400}$$

$$= 302.514 \text{ kN}$$

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.600 + 4.400) + 124.800 \times 5.600}{7.100}$$

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

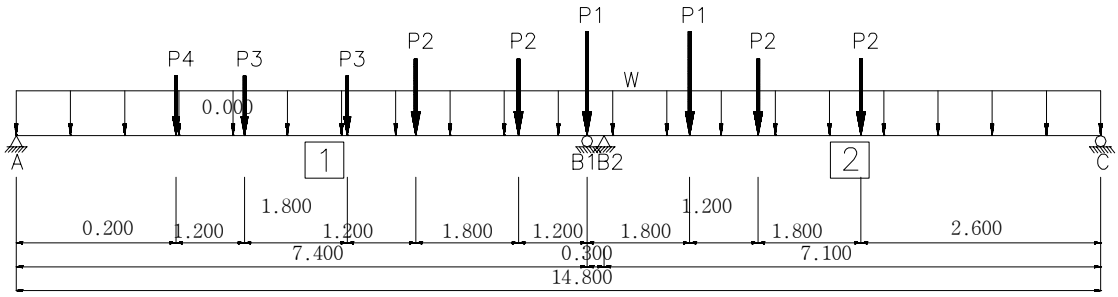
RB1 = 302.514 x 0.25 = 75.629 kN

RB2 = 190.715 x 0.25 = 47.679 kN

③ 2차로 활하중 재하시 반력을 100%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	302.514	75.629	
P2	190.715	47.679	

나. 2.5차선 이상 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.20x0.20 + 70.20x(1.40+3.20) + 93.60x(4.40+6.20) + 124.80x7.40}{7.400}$$

= 304.411 kN

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.600 + 4.400) + 124.800 \times 5.600}{7.100}$$

= 190.715 kN

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

RB1 = 304.411 x 0.25 = 76.103 kN

RB2 = 190.715 x 0.25 = 47.679 kN

③ 2.5차로 이상 활하중 재하시 반력을 90%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	273.970	68.493	
P2	190.715	47.679	

라. 편재하시

① 후륜하중 재하시 B점의 반력

RB1 = MAX(2차선재하시,3차선재하시x90%)

= MAX(302.514 , 273.970) = 302.514 kN (2차선재하시)

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

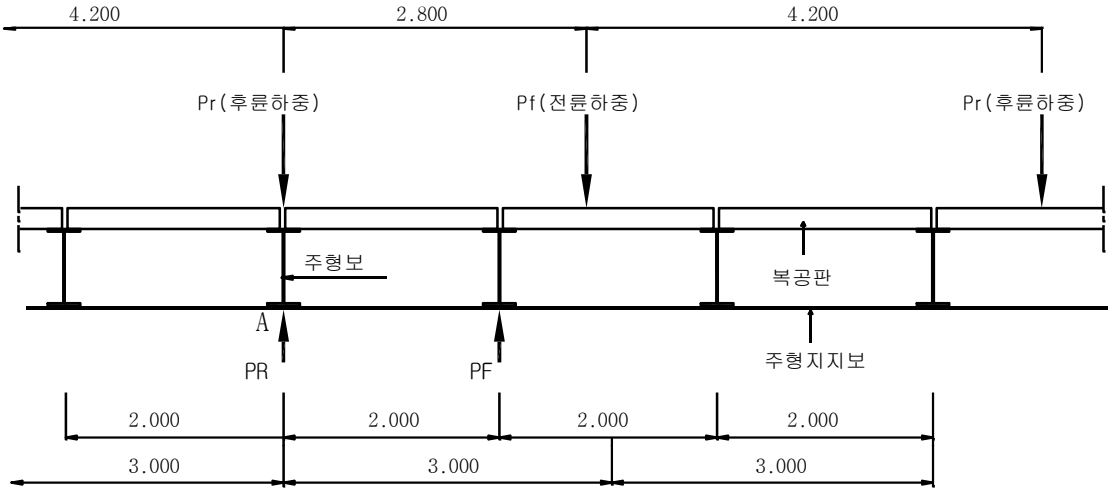
RB1 = 302.514 x 0.25 = 75.629 kN (2차선재하시)

마. 설계적용 활하중

구 분		후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
연직력 최 대	P1	302.514	75.629	(2차선재하시)
	P2	190.715	47.679	(2.5차선이상재하시)
편재하시	P1	302.514	75.629	(2차선재하시)

(4) 단면력 산정

가. 주형보의 반력



① 연직력 최대인경우

PR1 = Pr1 + Sd1 = 302.514 + 23.810 = 326.324 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (75.629 x 1.200 / 2.000) + 23.810 = 69.187 kN

PR2 = Pr2 + Sd2 = 190.715 + 23.810 = 214.525 kN

PF2 = (Pf2 x 1.200 / 2.000) + Sd2 = (47.679 x 1.200 / 2.000) + 23.810 = 52.417 kN

② 편재하시

PR1 = Pr1 + Sd1 = 302.514 + 23.810 = 326.324 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (75.629 x 1.200 / 2.000) + 23.810 = 69.187 kN

PR2 = Sd1 = 23.810 kN

PF2 = Sd2 = 23.810 kN

나. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 326.324 + 69.187 x (1.00 / 3.00)
+ 23.810 = 373.196 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 214.525 + 52.417 x (1.00 / 3.00)
+ 23.810 = 255.807 kN

② 편재하시 (A점 기준)

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 326.324 + 69.187 x (1.00 / 3.00)
+ 23.810 = 373.196 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 23.810 + 23.810 x (1.00 / 3.00)
+ 23.810 = 55.556 kN

다. 단면력 집계

구 분		계 산 식	
압축응력 및 지지력검토		(373.196 + 255.807 + 281.607)/2 + 0.000 =	455.305 kN
편재하시	압축응력 검토	(373.196 + 55.556 + 281.607)/2 + 0.000 =	355.180 kN
	휨압축응력 검토	(373.196 - 55.556) /2 + 0.000 =	158.820 kN

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 455,305.0 / 13,480.00 = 33.8 MPa

(2) fc : 압축응력 - 조합응력검토시

fc = Pp/A = 355,179.5 / 13,480.00 = 26.3 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 158.820 x 0.300 = 47.646 kN.m

여기서, e(편심) = 0.3 m

fb = Mmax/Zx = 47,646,000 / 1,440,000 = 33.1 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 2,406.0 / 126.0 = 19.095 ($\ell/r \leq 20$)

fca = 0.90 x 210 = 189.0 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 2,406.0 / 72.6 = 33.140 ($20 < \ell/r \leq 93$)

fca = 0.90 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 173.6 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 2,406.0 / 305.0 = 8.020 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 0.90 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 177.6 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 2,406.0 / 126.0 = 19.095

fcax = 0.90 x [1200000 / (ℓ/r)^2 x 1.5] = 4443.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력	fba =	177.6 MPa	>	fb =	33.1 MPa	∴ O.K !
압축응력	fca =	189.0 MPa	>	fc =	33.8 MPa	∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{26.3}{189.0} + \frac{33.1}{177.6 \times (1 - 26.3 / 4{,}443.0)} = 0.330$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력	fca =	173.6 MPa	>	fc =	33.8 MPa	∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = Pu + α x β x Rt (파일 지지선단이 암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

Pu : 암반에 근입된 말뚝의 선단지지력(tonf)(140 x qu^(1/2) x At^(2/5) x Ai^(1/3))

qu : 암반의 일축압축강도(tonf/㎡)(qu≤1000tonf/㎡)

At : 말뚝의 선단부 순단면적(㎡), Ai : 말뚝의 선단부 심부면적(㎡)

α : 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β : 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 = (1.210m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ : 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/㎡)= 0.1N 적용

- Pu = 140 x qu^(1/2) x At^(2/5) x Ai^(1/3) = 359 tonf = 3591.52 kN
: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 3,591.5 / 2 = 1795.761 kN
- R(최대반력) = 455.305 kN
: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

∴ R(최대반력) = 455.305 kN < Qa(허용지지력) = 1,795.761 kN ∴ O.K !

4. 흙막이벽 설계

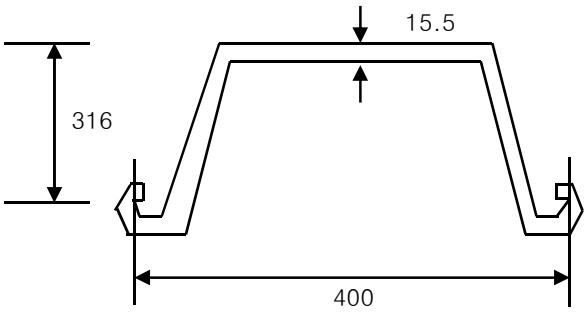
4.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : 합성-V 400×316×15.5 (SY30)

w (kN/m)	1.034
A (mm^2)	27625
I_x (mm^4/m)	420438161
Z_x (mm^3/m)	2712504
R_x (mm/m)	123.4
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	×	3		=	3.18	kN	
		1.24	×	1.000	×	1	×	1		=	1.24	kN	
		1.06	×	1.000	×	2	×	2		=	4.24	kN	
		1.24	×	1.000	×	2	×	0		=	0	kN	
		0.82	×	1.000	×	2	×	0		=	0	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/				
		0.882	×	14.800	×	1	×	5	/ 3	=	21.757	kN	
		1.167	×	14.800	×	1	×	2	/ 3	=	11.516	kN	
SHEETPILE 자중	:	1.034	×	26.438						=	27.32	kN	
주형보의 반력	:	307.819								=	307.819	kN	
주형지지보의 자중:		1.06	×	1.000						=	1.060	kN	
기타 자중	:	5								=	5.000	kN	
최대축력	:									=	383.14	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 312.72 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 323.09 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f =	P_{max}	/	A	=	383.136	x	1000	/	27624.6	=	13.869	MPa	
휨응력 ,	f =	M_{max}	/	Z_x	=	312.720	x	1000000	/	2712504	×	0.6	MPa	
											=	192.147	MPa	
전단응력	f =	S_{max}	/	A_w	=	323.090	x	100	/	2445.1	=	13.214	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 229.5 MPa

휨응력

f_{ba} = 243 MPa

전단응력

ua = 135 MPa

f_{eax} = 1.50 x 0.90 x 1200000 / (22.050)^2

= 3331.945 MPa

5) 응력검토결과

압축응력 f_{ca} = 229.500 MPa > f_c = 13.869 MPa ---> O.K

휨응력 , f_{ba} = 243.000 MPa > f_b = 192.147 MPa ---> O.K

전단응력 ua = 135.000 MPa > f_u = 13.214 MPa ---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{13.869}{229.5} + \frac{192.147}{243.000 \times (1 - (13.869 / 3331.945))}$$

= 0.854 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 132.137 kN

Total Passive Moment

Mp = 911.467 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 911.467 ÷ 132.137

= 6.898 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 25.210 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

21.802 × 0.2% = 43.604 mm

25.210 < 43.604 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리 = 19.73 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 46.48 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	3.90	5.90	9.90	19.70
침하량(Si) (mm)	46.48	37.65	29.75	22.77	11.62	0.00

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 37.65 mm

토류벽 설치중심에서 9.9m 지점의 침하량: 11.62 mm

부등 침하량: 26.03 mm

변위(δ /L) : 26.03 / 7,900 = 1 / 303 < 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 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 884.30 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 7.400 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 7.400 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 = 884.300 / 1 EA / cos (0.0 °) = 884.300 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 884.300 + 120.000 = 1004.300 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 1004.30 / 112.3622 × 1.0 = 8.938 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 × 7.40^2 / 8 = 34.23 kN · m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 34.23 / 1092 × 100 = 3.134 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 × 7.40 / 2 = 18.50 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.329 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.40 / 14.05 × 100 = 52.655 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.40 / 14.05 × 100 = 52.655 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 150.79 Mpa

f_c = 89.380 Mpa f_{bc} = 31.340 Mpa f_{bt} = 31.34 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -120.720$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -58.040$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-120.720) - (-58.040)}{-120.720} = 0.519$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.519 / 10 = 1.052$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.052 \times 0.90) = 21.462$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 150.790 \times 189.0 / 189.0 = 150.79$ Mpa

$\therefore f_c = 89.38$ Mpa $< f_{ca} = 150.79$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 31.34$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 584.30$ Mpa

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

$$= \frac{89.38}{150.79} + \frac{31.34}{189.00 \times (1 - 89.38 / 584.30)}$$

$= 0.593 + 0.196 = 0.789 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 89.38 + \frac{31.34}{(1 - 89.38 / 584.30)}$$

$= 89.380 + 37.000 = 126.380 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 3.290 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{120.720}{150.790} + \left\{\frac{3.290}{106.692}\right\}^2$$

= 0.801 + 0.031^2 = 0.802 ≤ 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
89.38	150.79	O.K	31.34	189.000	O.K	3.290	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.789	O.K	126.380	189.00	O.K	0.802	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 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 1274.50 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 7.400 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 7.400 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 : Ø 406.4㎜, t=12㎜(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 = 1274.500 / 1 EA / cos (0.0 °) = 1274.500 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 1274.500 + 120.000 = 1394.500 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 1394.50 / 148.7 × 1.0 = 9.378 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 × 7.40^2 / 8 = 34.23 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 34.23 / 1430 × 100 = 2.393 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 × 7.40 / 2 = 18.50 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.249 \ kN/cm^2$$

3) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.40 / 14.00 × 100 = 52.857 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.40 / 14.00 × 100 = 52.857 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 150.56 Mpa

f_c = 93.780 Mpa f_{bc} = 23.930 Mpa f_{bt} = 23.93 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -117.710$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -69.850$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-117.710) - (-69.850)}{-117.710} = 0.407$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.407 / 10 = 1.041$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.041 \times 1.20) = 16.266$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 150.560 \times 189.0 / 189.0 = 150.56$ Mpa

$\therefore f_c = 93.78$ Mpa $< f_{ca} = 150.56$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 23.93$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 579.84$ Mpa

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

$$= \frac{93.78}{150.56} + \frac{23.93}{189.00 \times (1 - 93.78 / 579.84)}$$

$= 0.623 + 0.151 = 0.774 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 93.78 + \frac{23.93}{(1 - 93.78 / 579.84)}$$

$= 93.780 + 28.547 = 122.327 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 107.265 Mpa

τ = 2.490 Mpa < τ_a = 107.265 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{117.710}{150.560} + \left\{\frac{2.490}{107.265}\right\}^2$$

= 0.782 + 0.023^2 = 0.783 ≤ 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
93.78	150.56	O.K	23.93	189.000	O.K	2.490	107.27	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.774	O.K	122.327	189.00	O.K	0.783	O.K

4.3 버팀보 띠장 설계

4.3.1 버팀보 띠장 (1 ~ 4) 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 = 3.000 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) = 649.800 / 3.000 = 216.600 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 216.600 x 3.000 x 3.000 = 243.675 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 216.600 x 3.000 x 3.000 = 194.940 kN · m

∴ Mmax max (194.940 , 243.675) = 243.675 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 216.600 x 3.000 = 379.050 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 216.600 x 3.000 = 389.880 kN

∴ Smax max (379.050 , 389.880) = 389.880 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 243,675,000 / 1,440,000 = 169.219 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 389,880 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 96.267 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 3,000 / 305 = 9.836 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 0.90 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 171.711 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 0.90 x 120.000 = 108.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력 fba = 171.711 MPa > fb = 169.219 MPa ∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 389880 / 108 = 3610.000 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 379050 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 84.450 MPa

전단응력 va = 108.0 MPa > v = 84.450 MPa ∴ O.K !

4.3.2 버팀보 띠장 (5 ~ 6) 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 = 3.000 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) = 720.800 / 3.000 = 240.267 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 240.267 x 3.000 x 3.000 = 270.300 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 240.267 x 3.000 x 3.000 = 216.240 kN · m

∴ Mmax max (216.240 , 270.300) = 270.300 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

$S_1 = 7/12\ WL$ 7/12 x 240.267 x 3.000 = 420.467 kN

- 연속보로 적용시

$S_2 = 6/10\ WL$ 6/10 x 240.267 x 3.000 = 432.481 kN

∴ Smax max (420.467 , 432.481) = 432.481 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 270,300,375 / 2,550,000 = 106.000 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 432,481 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 97.318 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 300 = 10.000 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 0.90 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 171.180 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 0.90 x 120.000 = 108.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	171.180 MPa	>	fb =	106.000 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	108.000 MPa	>	v =	97.318 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 432480.6 / 108 = 4004.450 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 1093.493) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 420467.25 / (4444 + 1093.493 x 1ea)

= 75.931 MPa

전단응력	va =	108.0 MPa	>	v =	75.931 MPa	∴ O.K !

4.3.3 버팀보 띠장 (7 ~ 9) 단 (2H - 300 x 305)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :		2H - 300 x	305 x	15 x	15		
▣ 단면 제원 :							
A =	13,480	mm^2		rx =	126	mm	
w =	1.060	kN/m		ry =	72.600	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 = 3.000 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) = 1,320.000 / 3.000 / 2 = 220.000 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 220.000 x 3.000 x 3.000 = 247.500 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 220.000 x 3.000 x 3.000 = 198.000 kN · m

∴ Mmax max (198.000 , 247.500) = 247.500 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 220.000 x 3.000 = 385.000 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 220.000 x 3.000 = 396.000 kN

∴ Smax max (385.000 , 396.000) = 396.000 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 247,500,000 / 1,440,000 = 171.875 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 396,000 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 97.778 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 305 = 9.836 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 0.90 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 171.711 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 0.90 x 120.000 = 108.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	171.711 MPa	<	fb =	171.875 MPa	∴ N.G !
전단응력	va =	108.000 MPa	>	v =	97.778 MPa	∴ O.K !

추가필요단면적 = 0.000 mm^2

사용 PL = 2PL - 145 x 270 x 14

사용 PL 단면적 (Aw') = 145 x 270 x 14 x 2ea / 1500 = 730.8 mm^2

소요 STIFFENER 수량 (n) = (0 / 730.8) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 385000 / (4050 + 730.8 x 1ea)

= 80.530 MPa

전단응력 va = 108.0 MPa > v = 80.530 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 = 0.65 x 1900 x 98.71 x 1/1000 = 121.907 kN/ea

Pa2 = 0.80 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	3.134	26.0	10	0.10	매립층	
2	14.055	28.0	10	0.15	모래층	
3	21.820	35.0	20	0.20	자갈층	
4	24.518	29.0	20	0.30	풍화토	
5	27.176	33.0	30	0.60	풍화암	
6	41.781	36.0	50	0.70	연암	
7	45.000	40.0	50	1.00	경암	

(4) GROUND ANCHOR의 설치 제원

NO	설치심도 (m)	설치간격 (m)	경사각 (deg)	반 력 (kN)	강선수 (ea)	천공직경 (mm)	최소축력 (kN)
1	19.436	1.500	30.000	461.800	5	100.000	462.000

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

- N(1단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 520.659 / 121.907 = 4.27 ea

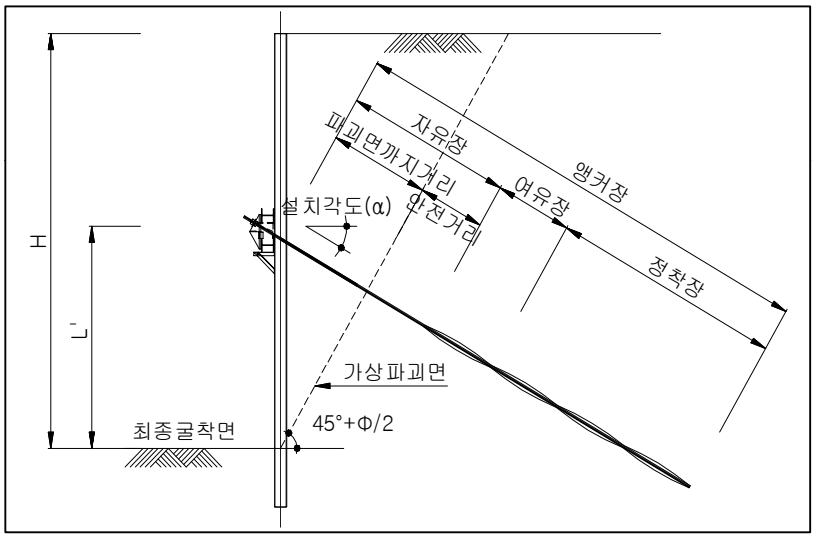
∴ N(1단 강선수) = 4.27 ea < 5.0 ea ∴ O.K !

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 °	+	26 °	/ 2 =	58.00 °
- 지층번호 2의 가상파괴면 각도(β1) =	45 °	+	28 °	/ 2 =	59.00 °
- 지층번호 3의 가상파괴면 각도(β1) =	45 °	+	35 °	/ 2 =	62.50 °
- 지층번호 4의 가상파괴면 각도(β1) =	45 °	+	29 °	/ 2 =	59.50 °
- 지층번호 5의 가상파괴면 각도(β1) =	45 °	+	33 °	/ 2 =	61.50 °
- 지층번호 6의 가상파괴면 각도(β1) =	45 °	+	36 °	/ 2 =	63.00 °
- 지층번호 7의 가상파괴면 각도(β1) =	45 °	+	40 °	/ 2 =	65.00 °



(1) GROUND ANCHOR NO.1(설치심도:19.436m, 적용토층:풍화암)

- 앵커지점에서 가상파괴면 까지의 거리(Lf)

$$Lf = \frac{\sin(90 - \beta 1) \times L'}{\sin(\alpha + \beta 1)} = \frac{\sin(90.0 - 63.00) \times 2.37}{\sin(30.00 + 63.00)} = 1.076 \text{ m}$$

- 앵커의 안전거리(Lu)

Lu = MAX(0.15 x H , 1.50m) = MAX(0.15 x 21.802 , 1.500m) = 3.270 m

앵커 NO	파괴면 까지 거리 (m)	안전거리 (m)	소요 자유장 (m)	설계 자유장 (m)	비 고
1	1.076	3.270	4.346	10.000	∴ O.K !

3) JACKING FORCE 계산

(1) 정착장치의 활동에 의한 Prestress의 감소

Δfps = Ep x ΔL / 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 (mm^2)	Δfps (MPa)	ΔPp (kN)	비 고
1	10.500	493.550	57.1	28.182	

(2) RELAXATION에 의한 Prestress의 감소

ΔPpr1 = K x fpt x A x N = 0.050 x 1.235 x 98.71 x 5 ea = 30.477 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)

(0.65fpu 와 0.80fpy 중 작은값 적용)

0.65fpu = 0.65 x 1900 = 1235.00 MPa

0.80fpy = 0.80 x 1600 = 1280.00 MPa

∴ fpt = MIN(1,235.00 , 1,280.00) = 1235.00 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	462.000	28.182	30.477	520.659	10.500	55.384	

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 τ : 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (MPa)

Fs : 안전율 = 1.5 U : 인장재의 주변장 (mm)

D : 앵커체의 지름 = 100 mm N : 인장재의 개수 (EA)

τa : 인장재의 허용부착응력 (MPa)

- 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 = 520.659 kN
- 토 층 : 풍화암 (τ ≒ 0.6 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 520.659 x 1000 x 1.5 / (π x 100.00 x 0.60)
  = 4143.27 mm = 4.143 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 520.659 x 1000 / (39.898 x 5 x 0.7)
  = 3728.50 mm = 3.729 m

∴ 설계정착길이 = 4.143 m < 4.500 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	10.000	4.500	1.500	16.000	

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	10.000	4.500	1.500	16.000	520.659

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 = 520.659 kN
- EARTH ANCHOR C.T.C = 1.000 m
- ANCHOR 작용하는 최대반력 (Tmax) = 520.659 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 = 520.659 x 0.2 x COS(30) / 0.550
  = 163.965 kN
- 작용하중(T2) = Tmax x COS(α) - 작용하중(T1) = 520.659 x COS(30) - 163.965
  = 286.939 kN

∴설계하중 (w) = MAX(163.965, 286.939) = 286.939 kN

2) 단면력 산정

Mmax = P ℓ / 4 = (286.939 x 1.000) / 4 = 71.735 kN·m

Smax = Tmax = 286.939 = 143.470 kN

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 71,735,000.0 / 919,000.0 = 78.1 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 143,470.0 / [(250.0 - 14.0 x 2) x 14)] = 46.2 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 1,000.0 / 255.0 = 3.922 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 0.90 x 189.0 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 0.90 x 120.0 = 108.0 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	189.0 MPa	>	fb =	78.1 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	108.0 MPa	>	v =	46.2 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
주형보	휨 응 력		MPa	94.67	196.20	2.07	∴ O.K	I - 700x300x13x24
	전단응력		MPa	39.13	120.00	3.07	∴ O.K	
	처 짐		mm	4.76	18.50	3.88	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(측면)	휨 응 력		MPa	57.67	189.00	3.28	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	전단응력		MPa	82.01	108.00	1.32	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(중앙)	휨 응 력		MPa	98.09	171.18	1.75	∴ O.K	H - 440x300x11x18
	전단응력		MPa	79.58	108.00	1.36	∴ O.K	(SS400)
중앙파일	휨응력		MPa	33.09	177.60	5.37	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	압축응력		MPa	33.78	189.00	5.60	∴ O.K	
	조합응력			0.33	1.00	3.03	∴ O.K	(SS400)
	지지력		kN	455.31	1795.76	3.94	∴ O.K	
쉬트파일	휨응력		MPa	192.15	243.00	1.26	∴ O.K	합성-V 400×316×15.5
	압축응력		MPa	13.87	229.50	16.55	∴ O.K	
	전단응력		MPa	13.21	135.00	10.22	∴ O.K	(SY30)
	조합응력			0.854	1.000	1.17	∴ O.K	
버팀보(9t)	작용력		kN/ea	1004.30				Φ406.4mm, t=9mm
	조합응력			0.80	1.00	1.25	∴ O.K	(SS400)
버팀보(12t)	작용력		kN/ea	1394.50				Φ406.4mm, t=12mm
	조합응력			0.78	1.00	1.28	∴ O.K	(SS400)
G/A 1단	반 력		kN/ea	461.80				P.C strand
	J/F		kN/ea	520.66				Φ12.7 mm x 5ea
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	169.22	171.71	1.01	∴ O.K	H - 300x305x15x15
		전단응력	MPa	84.45	108.00	1.28	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 H440	휨응력	MPa	106.00	171.18	1.61	∴ O.K	H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	75.93	108.00	1.42	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 2H-300	휨응력	MPa	171.88	171.71	1.00	∴ O.K	2H - 300x305x15x15
		전단응력	MPa	97.78	108.00	1.10	∴ O.K	(SS400)
	G/A	휨응력	MPa	78.06	189.00	2.42	∴ O.K	2H - 250x255x14x14
		전단응력	MPa	46.16	108.00	2.34	∴ O.K	(SS400)

5.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	6.9	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	25.21㎜	<	43.60㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/303	<	1/300	∴ O.K

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+150 RA-2 GL-11.30M적용)

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

PROFILE    1     2.477      1       1
           2     13.994     3       3
           3     21.73      4       4
           4     22.37      5       5
           5     25.37      6       6
           6     41.781     7       7
           7     45         8       8

VWALL      1      25.371      .02762      4.2044E-04      2.1E+08      1      1      1      0      0
           2      26.371      .008336      .000133      2.1E+08      2.4      .594      .201      0      0

STRUT      1     0.7       0.02355       7.4      2      0      0      0      0
           2     2.183     0.01124       7.4      3      100      0      0      0
           3     4.483     0.01124       7.4      3      100      0      0      0
           4     6.783     0.01124       7.4      3      150      0      0      0
           5     9.083     0.01124       7.4      3      150      0      0      0
           6     11.083    0.01124       7.4      3      250      0      0      0
           7     13.083    0.01124       7.4      3      150      0      0      0
           8     15.083    0.01487       7.4      3      300      0      0      0
           9     17.083    0.01487       7.4      3      300      0      0      0
           10    19.083    0.01487       7.4      3      300      0      0      0

ANCHOR     1     20.794    0.0004936       30      10      1.2       450      0      0



Division    0.2
```

```
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.2
      gwl 11.3 11.3 10
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 1.2

STEP  2  const strut 1 and excavation to 2.683
      const strut 1
      EXCAVATION 2.683

STEP  3  const strut 2 and excavation to 4.983
      const strut 2
      EXCAVATION 4.983

STEP  4  const strut 3 and excavation to 7.283
      const strut 3
      EXCAVATION 7.283

STEP  5  const strut 4 and excavation to 9.583
      const strut 4
      EXCAVATION 9.583

STEP  6  const strut 5 and excavation to 11.583
      const strut 5
      excavation 11.583

STEP  7  const strut 6 and excavation to 13.583
      const strut 6
      EXCAVATION 13.583

STEP  8  const strut 7 and excavation to 15.583
      const strut 7
      EXCAVATION 15.583

STEP  9  const strut 8 and excavation to 17.583
```

```
      const strut 8
      EXCAVATION 17.583

STEP  10  const strut 9 and excavation to 19.583
      const strut 9
      EXCAVATION 19.583

STEP  11  const strut 10 and excavation to 21.294
      const strut 10
      EXCAVATION 21.294

STEP  12  const anchor 1 and excavation to 21.801
      const anchor 1
      EXCAVATION 21.801
      ground settlement
      depth check

STEP  13  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+150) .datDate : 2016-12-28
Project : 종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+150.000~STA.8+200.000 RA-2 GL-11.30M적용)Time : 15:3

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	1.20	5.85	4.30	-9.92	1.40	2.12	12.50	-15.71	3.00
2	2.70	16.98	0.70	-14.50	3.00	11.86	2.10	-9.37	4.90
-3	2.70	13.51	2.20	-19.82	2.20	3.95	12.50	-14.65	2.20
3	5.00	54.37	2.20	-35.56	2.20	31.03	4.50	-38.30	2.20
-4	5.00	37.60	2.20	-27.95	2.20	8.64	5.10	-26.88	2.20
4	7.30	84.03	4.50	-40.48	8.10	60.55	6.80	-41.87	4.50
-5	7.30	56.30	4.50	-32.70	2.20	27.48	6.10	-34.00	2.20
5	9.60	118.17	6.80	-55.91	10.60	93.39	9.20	-51.86	6.80
-6	9.60	88.56	6.80	-43.20	6.80	55.50	8.60	-32.60	2.20
6	11.60	154.19	9.10	-95.69	13.90	137.94	11.50	-75.95	15.30
-7	11.60	97.03	9.10	-70.88	13.90	81.79	11.90	-53.76	15.30
7	13.60	174.70	11.10	-97.42	15.00	154.94	13.30	-79.54	17.00
-8	13.60	140.48	11.10	-82.27	15.00	115.79	13.40	-67.36	16.90
8	15.60	215.83	13.10	-111.68	17.40	191.35	15.40	-101.58	19.40
-9	15.60	144.54	13.10	-84.61	17.40	116.82	15.70	-76.68	19.20
9	17.60	288.22	15.10	-136.45	15.10	247.74	17.60	-134.97	15.10
-10	17.60	213.62	15.10	-111.44	15.10	179.32	17.80	-104.98	22.00
10	19.60	323.09	17.10	-212.25	21.80	312.72	19.50	-183.90	23.20
-11	19.60	252.14	17.10	-184.79	21.80	241.43	19.60	-161.66	23.20
11	21.30	216.75	19.10	-226.90	22.20	275.18	20.50	-155.85	23.60
12	21.80	250.04	17.10	-234.00	20.80	225.89	19.30	-125.81	23.50
13	21.80	191.35	20.80	-141.90	20.80	44.27	22.30	-81.39	20.80

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

>> Strut Force <<

		------- STRUT No. and DEPTH --------							
Step	Exca	1	2	3	4	5	6	7	8
No	Depth	0.7	2.2	4.5	6.8	9.1	11.1	13.1	15.1
1	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	2.7	41.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-3	2.7	6.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	5.0	-24.7	269.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-4	5.0	-9.5	196.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.3	-26.2	178.5	342.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-5	7.3	-19.0	188.8	238.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	9.6	-16.0	160.4	192.6	508.9	0.0	0.0	0.0	0.0
-6	9.6	-17.1	169.7	209.6	395.4	0.0	0.0	0.0	0.0
6	11.6	-14.5	169.2	170.8	324.1	649.8	0.0	0.0	0.0
-7	11.6	-15.6	169.5	187.3	352.5	434.9	0.0	0.0	0.0
7	13.6	-15.6	172.5	187.1	304.3	369.1	720.8	0.0	0.0
-8	13.6	-15.6	171.8	187.4	316.9	383.1	592.1	0.0	0.0
8	15.6	-15.9	172.6	192.3	313.1	302.2	494.1	884.3	0.0
-9	15.6	-15.8	172.3	190.6	314.9	331.0	523.6	612.2	0.0
9	17.6	-15.9	171.9	191.4	322.6	329.7	427.0	422.8	1274.5
-10	17.6	-15.9	172.0	191.1	320.5	330.6	454.8	471.4	975.6
10	19.6	-15.8	171.9	190.8	321.6	337.1	452.1	389.4	779.8
-11	19.6	-15.9	171.9	190.9	321.3	335.4	453.4	412.0	825.6
11	21.3	-15.8	171.9	190.8	321.1	336.0	456.1	411.5	781.0
12	21.8	-15.9	171.9	190.9	321.3	335.2	453.2	413.8	833.0
13	21.8	229.6	380.7	487.4	496.1	425.7	483.0	427.1	603.3

		------- S T R U T N o. a n d D E P T H --------	
Step	Exca	9	10
No	Depth	17.1	19.1
1	1.2	0.0	0.0
2	2.7	0.0	0.0
-3	2.7	0.0	0.0
3	5.0	0.0	0.0
-4	5.0	0.0	0.0
4	7.3	0.0	0.0
-5	7.3	0.0	0.0
5	9.6	0.0	0.0
-6	9.6	0.0	0.0
6	11.6	0.0	0.0
-7	11.6	0.0	0.0
7	13.6	0.0	0.0
-8	13.6	0.0	0.0
8	15.6	0.0	0.0
-9	15.6	0.0	0.0
9	17.6	0.0	0.0
-10	17.6	0.0	0.0
10	19.6	1264.5	0.0
-11	19.6	983.9	0.0
11	21.3	916.6	815.3
12	21.8	968.8	170.3
13	21.8	629.9	661.9

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

>> Anchor Force <<

Step	Exca	------ A N C H O R N o. a n d D E P T H --------
No	Depth	1 20.8
1	1.2	0.0
2	2.7	0.0
-3	2.7	0.0
3	5.0	0.0
-4	5.0	0.0
4	7.3	0.0
-5	7.3	0.0
5	9.6	0.0
-6	9.6	0.0
6	11.6	0.0
-7	11.6	0.0
7	13.6	0.0
-8	13.6	0.0
8	15.6	0.0
-9	15.6	0.0
9	17.6	0.0
-10	17.6	0.0
10	19.6	0.0
-11	19.6	0.0
11	21.3	0.0
12	21.8	410.9
13	21.8	461.8

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

>> 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	0.01(1)	0.00(0)	0.13(13)	0.00(0)	2.13(1)	75.56(13)
6	0.50	0.00(0)	-37.77(13)	0.00(0)	-9.32(13)	1.85(1)	75.56(13)
8	0.70	61.90(13)	-52.88(13)	0.00(0)	-18.38(13)	1.80(2)	75.56(13)
13	1.20	24.14(13)	-21.86(4)	6.18(2)	-10.85(4)	1.76(2)	75.56(13)
23	2.20	75.53(13)	-51.35(13)	11.73(2)	-39.37(4)	1.72(3)	75.56(13)
28	2.70	45.15(3)	-11.43(2)	18.03(13)	-30.07(4)	1.87(3)	69.59(13)
35	3.40	30.26(3)	-11.73(2)	28.51(13)	-25.36(4)	2.13(3)	69.59(13)
46	4.50	84.03(4)	-85.75(13)	31.03(3)	-41.87(4)	2.41(4)	69.59(13)
51	5.00	68.37(4)	-14.66(3)	27.68(3)	-23.95(5)	2.86(4)	69.59(13)
58	5.70	43.98(4)	-23.03(3)	35.79(4)	-20.27(5)	3.49(4)	69.59(13)
69	6.80	118.17(5)	-83.08(13)	60.55(4)	-51.86(5)	4.05(4)	69.59(13)
74	7.30	95.75(5)	-22.58(4)	54.92(4)	-29.39(6)	4.69(5)	69.59(13)
81	8.00	61.91(5)	-40.31(4)	57.04(5)	-19.70(6)	5.63(5)	69.59(13)
92	9.10	154.19(6)	-77.54(13)	93.38(5)	-55.19(6)	6.66(6)	69.59(13)
97	9.60	125.06(6)	-26.18(5)	87.63(5)	-19.61(7)	7.61(6)	69.59(13)
102	10.10	94.49(6)	-48.40(5)	69.64(6)	-16.21(8)	8.53(6)	69.59(13)
112	11.10	174.70(7)	-83.38(8)	131.88(6)	-66.26(8)	9.66(6)	69.59(13)
117	11.60	139.41(7)	-30.36(5)	137.68(6)	-34.37(8)	9.78(7)	74.47(6)
122	12.10	101.06(7)	-38.82(6)	126.09(6)	-20.87(8)	10.61(7)	80.96(12)
132	13.10	215.83(8)	-89.49(9)	153.86(7)	-55.44(8)	12.30(8)	93.94(12)
137	13.60	167.88(8)	-92.75(6)	149.36(7)	-34.57(9)	13.55(8)	100.43(7)
152	15.10	288.22(9)	-137.33(10)	187.29(8)	-134.97(9)	15.89(8)	99.32(8)
157	15.60	237.77(9)	-86.55(7)	189.00(8)	-74.35(6)	16.86(9)	105.67(8)
162	16.10	184.23(9)	-65.93(8)	166.36(8)	-65.70(6)	18.52(9)	112.02(9)
172	17.10	323.09(10)	-109.88(8)	229.40(9)	-80.83(10)	20.78(9)	124.72(9)
177	17.60	260.19(10)	-109.97(8)	247.74(9)	-72.71(7)	21.90(10)	131.07(9)
182	18.10	194.21(10)	-95.50(8)	235.59(9)	-60.52(7)	23.58(10)	137.42(10)
192	19.10	216.75(11)	-127.92(13)	303.50(10)	-98.42(8)	25.21(10)	150.11(12)
197	19.60	141.31(11)	-131.56(9)	311.24(10)	-100.30(8)	24.82(10)	156.46(10)
209	20.80	191.35(13)	-234.00(12)	266.92(11)	-81.39(13)	22.11(11)	171.70(11)
214	21.30	116.87(13)	-195.73(10)	219.08(11)	-108.71(9)	20.02(11)	178.05(11)
218	21.70	55.50(13)	-212.21(10)	150.12(11)	-127.08(9)	17.90(11)	183.13(12)
219	21.80	42.53(13)	-214.67(11)	129.02(11)	-129.41(9)	17.33(11)	180.46(12)
224	22.30	18.19(8)	-225.84(11)	44.27(13)	-130.70(9)	14.27(11)	0.00(0)
225	22.40	17.74(9)	-222.99(11)	43.52(13)	-129.18(9)	13.64(11)	0.00(0)
229	22.80	38.23(9)	-177.60(11)	38.30(13)	-166.66(10)	11.16(11)	0.00(0)
234	23.30	56.92(9)	-59.60(11)	29.10(13)	-183.73(10)	8.29(11)	0.00(0)

239	23.80	78.74(10)	-19.11(13)	19.22(13)	-160.25(10)	5.83(11)	0.00(0)
244	24.30	113.82(10)	-15.50(13)	10.46(13)	-116.87(11)	3.79(11)	0.00(0)
249	24.80	109.29(11)	-9.95(13)	4.03(13)	-62.66(11)	2.54(13)	0.00(0)
254	25.30	54.64(11)	-3.15(13)	0.71(13)	-18.55(11)	2.44(13)	0.00(0)
255	25.40	35.29(11)	-1.67(13)	0.47(13)	-14.12(11)	2.42(13)	0.00(0)
259	25.80	17.06(11)	-0.53(13)	0.16(13)	-5.30(11)	2.34(13)	0.00(0)
264	26.30	3.14(11)	-0.07(13)	0.02(13)	-0.12(11)	2.24(13)	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		323.09	-234.00	312.72	-183.90	25.21	183.13

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

Max Disp / Max Exdepth = 25.21mm/21.80m = 0.12%

Max Disp / Max Exdepth = 25.62mm/21.80m = 0.12%

변 경

4. Ramp-A

(STA.8+ 200.000～STA.8+ 240.000)

목 차

1. 표준단면

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

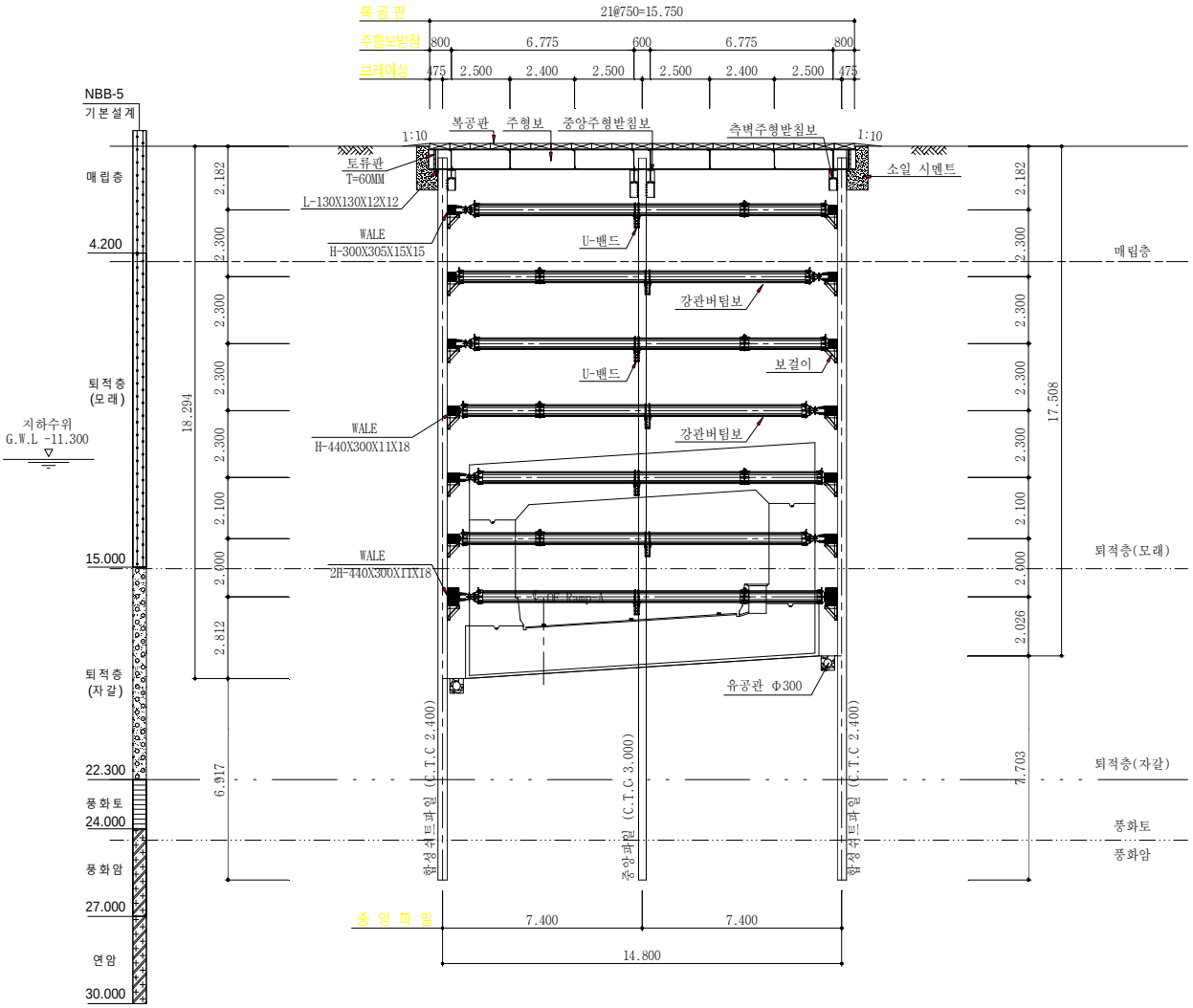
3. 노면복공 설계
3.1 주형보 설계
3.2 주형지지보 설계
3.3 중앙말뚝 설계

4. 흙막이 벽 설계
4.1 SHEETPILE 설계
4.2 버팀보 설계
4.3 버팀보 띠장 설계

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


복 공 판
주형보받침
브레이싱
21@750=15.750
800
6.775
600
6.775
800
475
2.500
2.400
2.500
2.500
2.400
2.500
475
NBB-5
기본설계
1:10
복공판
주형보
중앙주형받침보
측벽주형받침보
1:10
토류판
T=60MM
소일 시멘트
L-130X130X12X12
WALE
H-300X305X15X15
U-밴드
강관버팀보
보걸이
U-밴드
강관버팀보
WALE
H-440X300X11X18
WALE
2H-440X300X11X18
유공관 Φ300
매립층
퇴적층
(모래)
퇴적층
(자갈)
풍화토
풍화암
연암
4.200
15.000
22.300
24.000
27.000
30.000
지하수위
G.W.L -11.300
2.182
2.300
2.300
2.300
2.300
2.100
2.900
2.812
18.294
6.917
2.182
2.300
2.300
2.300
2.300
2.100
2.900
2.026
17.508
7.703
매립층
퇴적층(모래)
퇴적층(자갈)
풍화토
풍화암
합성 쉬트파일 (C.T.C 2.400)
중앙파일 (C.T.C 3.000)
합성 쉬트파일 (C.T.C 2.400)
중 앙 파 일
7.400
7.400
14.800

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 20 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		20 < ℓ/r ≤ 93 일 경우 210-1.3(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 93 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.5 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.5 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 210-3.6(ℓ/b-4.5)	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 15 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		15 < ℓ/r ≤ 80 일 경우 285-1.95(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 80 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.0 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.0 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 285-5.7(ℓ/b-4.0)	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 재사용 강재시

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

5) 목재의 허용응력 (단위 : MPa)

목재의 종류 / 허용응력도		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	$\ell/r \leq 100$ 10.5-0.072(ℓ/r)	$\ell/r \leq 100$ 12-0.087(ℓ/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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3.노면복공설계

3.1 주형보 설계

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	I - 700 x	300 x	13.0 x	24	(SS400)		
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 7.400 m ∴ 최대 주형보 2.5 차로 재하

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	4.000	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(4 + 1.85) x 0.100	=	0.585	kN/m
합 계		∑ W =	6.435	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 7.400) = 0.316 > 0.300

∴ I = 0.300

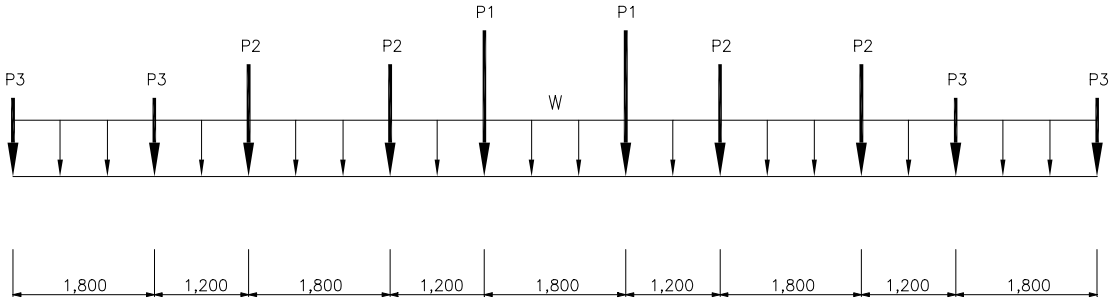
P1 = 240.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 124.800 kN (DB-24 후륜하중)

P2 = 180.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 93.600 kN (DB-18 후륜하중)

P3 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

P4 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

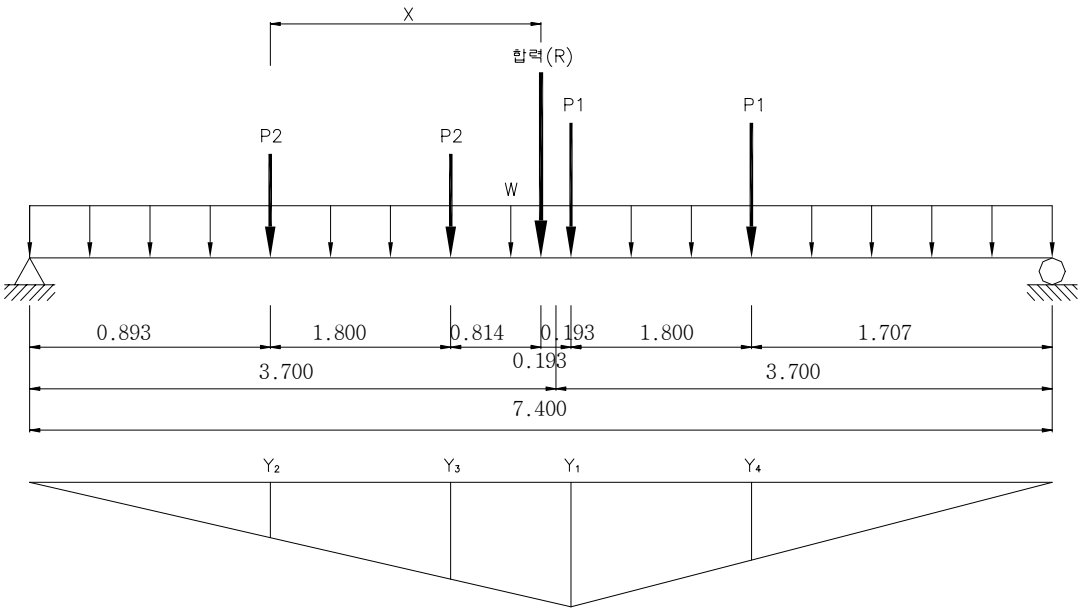
(3) 보가 차량 진행방향과 직각인 경우의 연행이동 하중



3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 2) = 436.800 kN

합력작용점(X) = [{P1 x (3.0 + 4.8)} + (P2 x 1.8)] / R

= [(124.8 x 7.80) + (93.6 x 1.8)] / 436.800 = 2.614 m

Y_1 =	1.845
Y_2 =	0.423
Y_3 =	1.276
Y_4 =	0.898

∑Yp1 = 1.845 + 0.898 = 2.743 m

∑Yp2 = 0.423 + 1.276 = 1.699 m

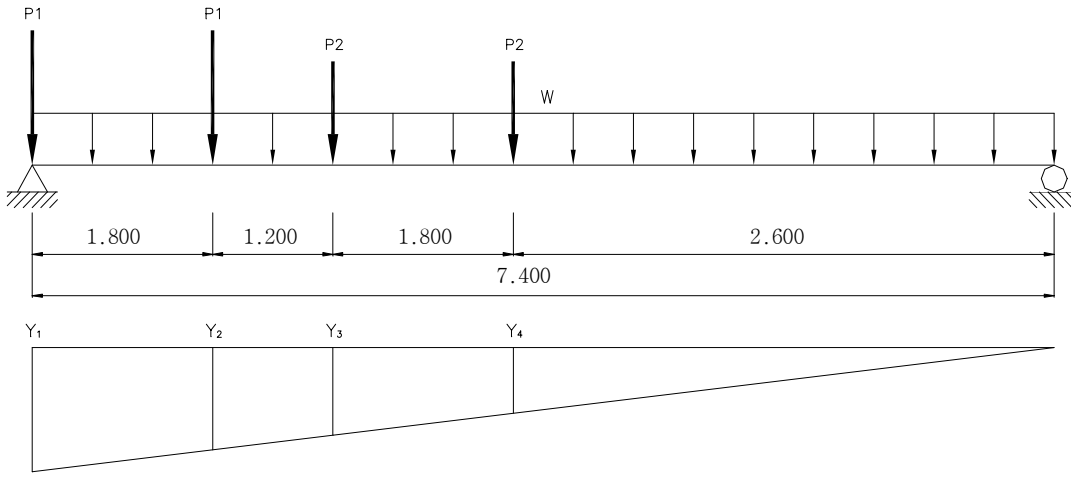
A = 7.400 x (1.845 / 2) = 6.827 m^2

Md = 6.827 x 6.435 = 43.932 kN·m

ML = 124.800 x 2.743 + 93.600 x 1.699 = 501.353 kN·m

M1 = Md + ML = 43.932 + 501.353 = 545.285 kN·m

나. 전단력 산정

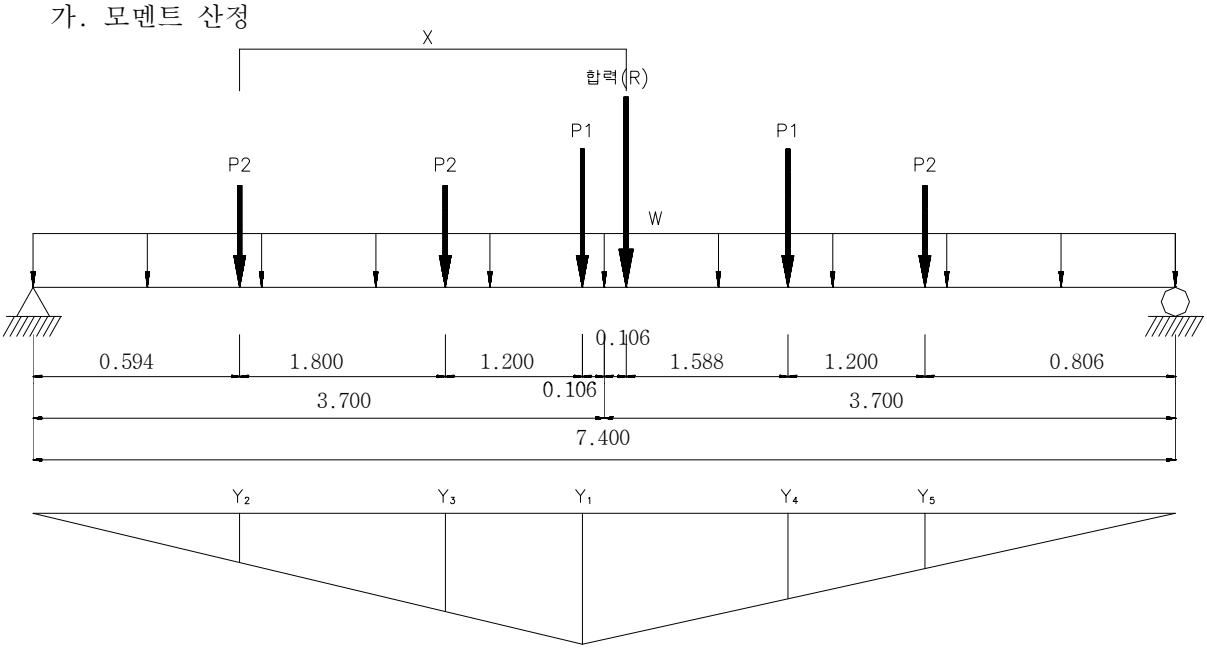


∑Yp1 = 1.000 + 0.757 =	1.757	m	
∑Yp2 = 0.595 + 0.351 =	0.946	m	
A = 7.400 x (1.000 / 2) =	3.700	㎡	
Sd = 3.700 x 6.435 =	23.810	kN	
SL = 124.800 x 1.757 + 93.600 x 0.946 =	307.819	kN	
S1 = Sd + SL = 23.810 + 307.819 =	331.629	kN	

Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.757
Y_3 =	0.595
Y_4 =	0.351

(2) 2.5차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 3) = 530.400 kN

합력작용점(X) = {P1 x (3.0 + 4.8) + P2 x (6.0 + 1.8)} / R

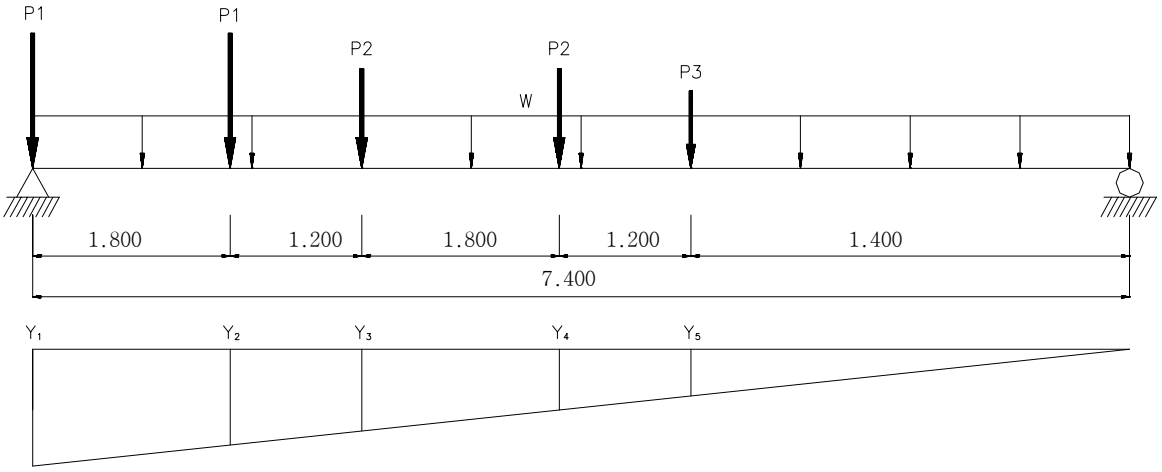
= [(124.800 x (3 + 4.80) + {93.600 x (6.0 + 1.8)}] / 530.400

= 3.212 m

∑Yp1 = 1.848 + 0.974 =	2.822	m	
∑Yp2 = 0.391 + 1.231 + 0.305 =	1.927	m	
A = 1/2 x 7.400 x 1.848 =	6.838	㎡	
Md = 6.838 x 6.435 =	44.000	kN·m	
ML = 0.9 x (124.800 x 2.822 + 93.600 x 1.927) =	479.298	kN·m	
M2 = Md + ML = 44.000 + 479.298 =	523.30	kN·m	

Y_1 =	1.848
Y_2 =	0.305
Y_3 =	1.231
Y_4 =	0.974
Y_5 =	0.391

나. 전단력 산정



Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.757
Y_3 =	0.595
Y_4 =	0.351
Y_5 =	0.189

∑Yp1 = 1.000 + 0.757 = 1.757 m

∑Yp2 = 0.595 + 0.351 = 0.946 m

∑Yp3 = 0.189 = 0.189 m

A = 7.400 x (1.000 / 2) = 3.700 m²

Sd = 3.700 x 6.435 = 23.810 kN

SL = 0.9 x (124.8 x 1.757 + 93.6 x 0.946 + 70.2 x 0.189)

= 288.978 kN

S2 = Sd + SL = 23.810 + 288.978 = 312.788 kN

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1, M2 중 큰값 545.285 kN·m

Smax = S1, S2 중 큰값 331.629 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 545285000 / 5760000 = 94.7 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 331629 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 39.1 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.50 m

ℓ /b = 2500 / 300.0 = 8.333 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 196.2 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 94.7 MPa < fba = 196.2 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 39.1 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 501.353 / (1 + 0.300) = 385.656 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 6.435 x 7.400^2 / 8 = 44.048 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 385656000 \times 7400^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 4.169 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = $w\ell^2$ / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 44048000 \times 7400^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.595 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 4.169 + 0.595 = 4.765 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 7400 / 400 = 18.5 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 18.5 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 4.765 mm < δa = 18.500 mm ∴ O.K !

3.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

3.2.1 외측 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.00	mm
W =	1.060	kN/m		ry =	72.60	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

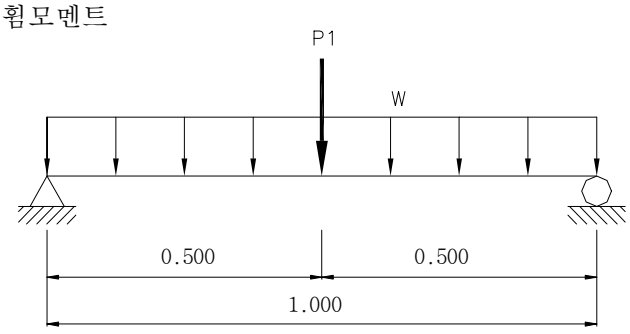
설계경간(L) = 1.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 23.810 + 307.819 = 331.629 kN (후륜재하시)

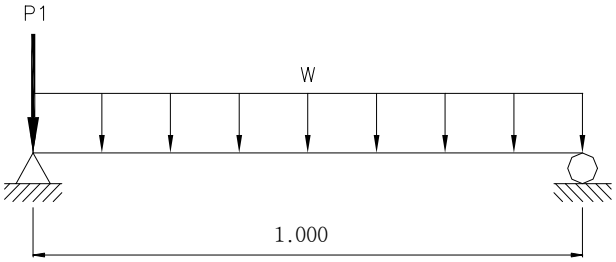
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.060 x 1.000) / 8 + (331.629 x 1.000) / 4

= 83.040 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 331.629 + (1.060 x 1.000) / 2

= 332.159 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 83040000 / 1440000 = 57.7 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 332,159 / [(300.0 - 15.0x2)x15.0)] = 82.01 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 1,000 / 305 = 3.279 (ℓ/b ≤ 4.5)

fba = 1.00 x 210 210.0 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 57.7 MPa < fba = 210.0 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 82.0 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 150 x (π x 576.00 / 4) = 67858.4 N/EA

n = S / Pa = ((332.159+0.530) x 1000) / 67,858.4 = 4.903 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.2.2 내측 주형지지보

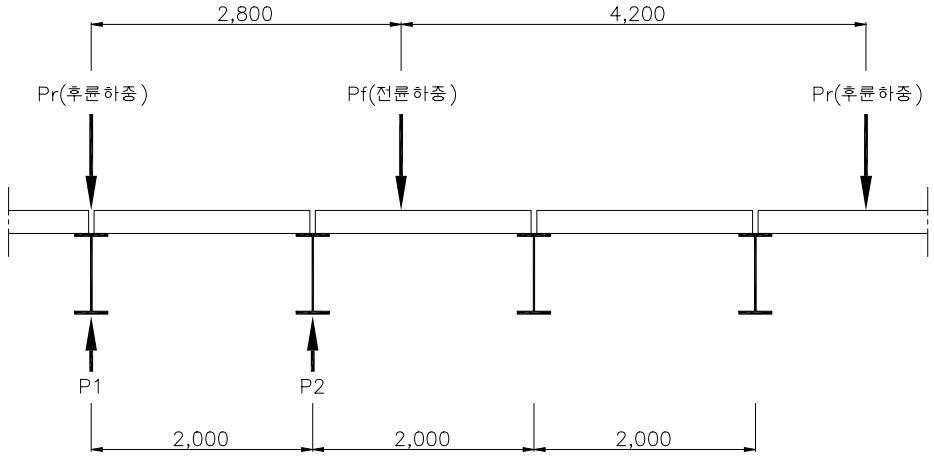
1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	15740.0	mm^2	rx =	189.00	mm
w =	1.240	kN/m	ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4	Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4	Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = 3.000 m (중간 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)



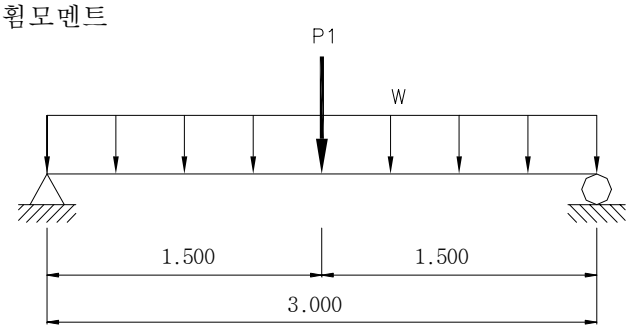
P1 = Sd + SLmax = 23.810 + 307.819

= 331.629 kN (후륜재하시)

P2 = Sd + (SLmax / 4) x (1.2 / 2) = 23.810 + (307.819 / 4) x (1.2 / 2)

= 60.459 kN (전륜재하시)

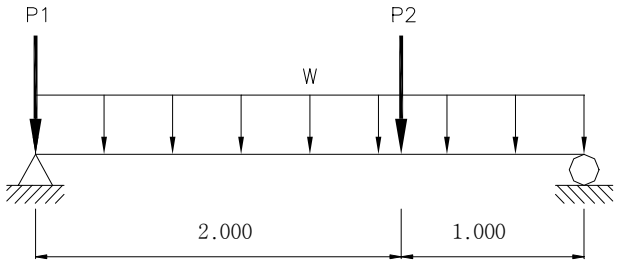
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = P1 x L / 4 + W x L^2 / 8 = (331.629 x 3.000) / 4 + (1.240 x 3.000^2) / 8

= 250.117 kN · m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + P2 x (1.000 / 3.000) + W x L / 2

= 331.629 + 60.459 x (1.000 / 3.000) + (1.240 x 3.000) / 2

= 353.642 kN

Smin = 331.629 + 60.459 + 3.720 - 353.642 = 42.166 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 250,117,000 / 2,550,000 = 98.1 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 353,642/[(440.0-18.0x2)x11.0] = 79.6 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 300.0 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 98.1 MPa < fba = 190.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 79.6 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = v x (πD^2 /4) = 150 x (π x 576.00 / 4) = 67858.4 N/EA

n = S / Pa = ((353.642+42.166) x 1000) / 67,858.4 = 5.833 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m) (L = 25.21 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 : H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)

▣ 단면 제원 :

A =	13480.0	mm^2	rx =	126.0	mm
Y =	1.060	kN/m	ry =	72.6	mm
Ix =	215000000.0	mm^4	Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4	Zy =	466000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 7.400 + 7.400 = 14.800 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

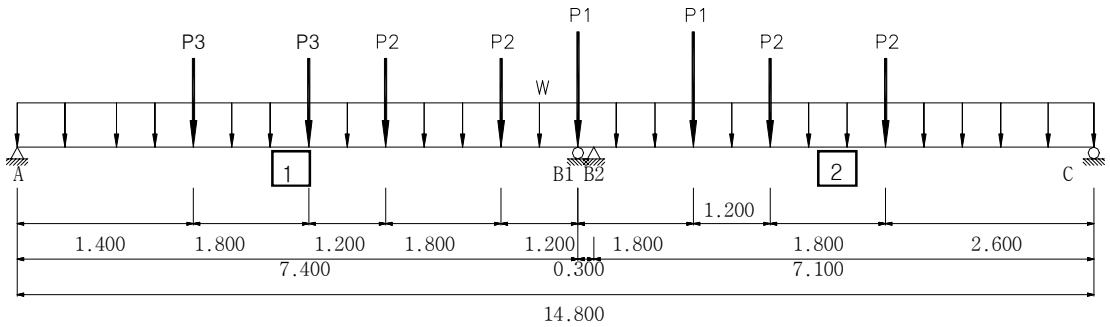
구 분	계 산 식	
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 3.00	= 7.440 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	= 1.060 kN
중앙Pile의 자중	1.060 x 25.211	= 26.724 kN
버팀보의 자중	(0.882 x 7.400 / 2 x 6단) / 3.00 x 3.00	= 78.325 kN
	(1.167 x 7.400 / 2 x 7단) / 3.00 x 3.00	= 120.920 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 6단) x 3.00	= 9.810 kN
합 계		Ps = 244.279 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 6.435 x 7.400 x 1/2 = 23.810 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 6.435 x 7.400 x 1/2 = 23.810 kN

(3) 활 하 중

가. 2차선 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.200 \times (1.400 + 3.200) + 93.600 \times (4.400 + 6.200) + 124.800 \times 7.400}{7.400}$$

$$= 302.514 \text{ kN}$$

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.600 + 4.400) + 124.800 \times 5.600}{7.100}$$

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

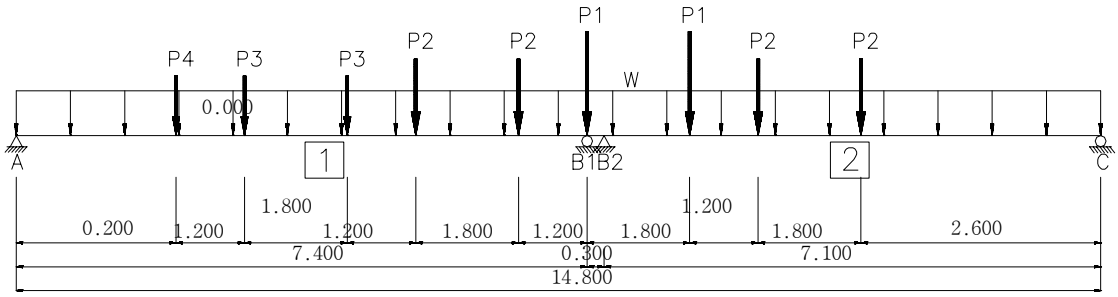
RB1 = 302.514 x 0.25 = 75.629 kN

RB2 = 190.715 x 0.25 = 47.679 kN

③ 2차로 활하중 재하시 반력을 100%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	302.514	75.629	
P2	190.715	47.679	

나. 2.5차선 이상 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.20x0.20 + 70.20x(1.40+3.20) + 93.60x(4.40+6.20) + 124.80x7.40}{7.400}$$

= 304.411 kN

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.600 + 4.400) + 124.800 \times 5.600}{7.100}$$

= 190.715 kN

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

RB1 = 304.411 x 0.25 = 76.103 kN

RB2 = 190.715 x 0.25 = 47.679 kN

③ 2.5차로 이상 활하중 재하시 반력을 90%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	273.970	68.493	
P2	190.715	47.679	

라. 편재하시

① 후륜하중 재하시 B점의 반력

RB1 = MAX(2차선재하시,3차선재하시x90%)

= MAX(302.514 , 273.970) = 302.514 kN (2차선재하시)

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

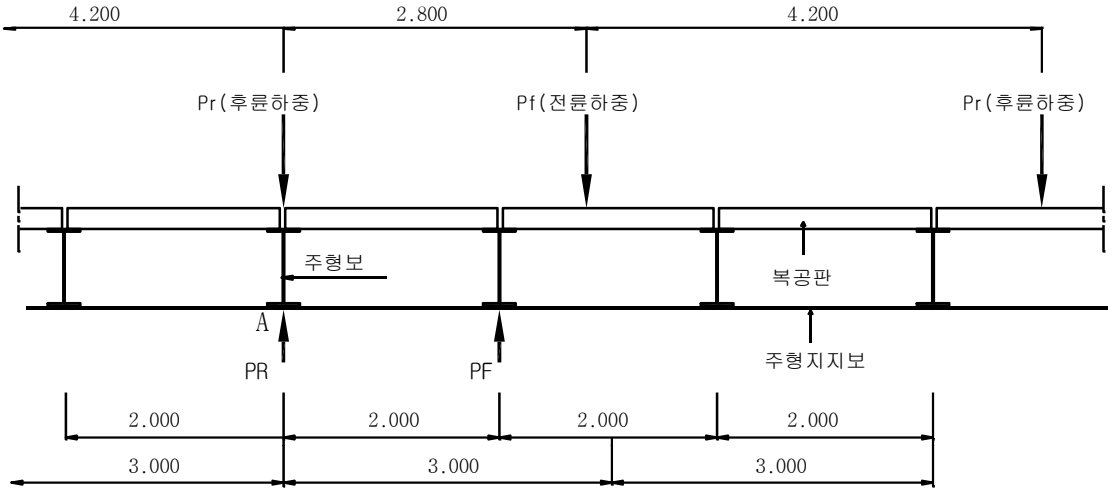
RB1 = 302.514 x 0.25 = 75.629 kN (2차선재하시)

마. 설계적용 활하중

구 분		후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
연직력 최 대	P1	302.514	75.629	(2차선재하시)
	P2	190.715	47.679	(2.5차선이상재하시)
편재하시	P1	302.514	75.629	(2차선재하시)

(4) 단면력 산정

가. 주형보의 반력



① 연직력 최대인경우

PR1 = Pr1 + Sd1 = 302.514 + 23.810 = 326.324 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (75.629 x 1.200 / 2.000) + 23.810 = 69.187 kN

PR2 = Pr2 + Sd2 = 190.715 + 23.810 = 214.525 kN

PF2 = (Pf2 x 1.200 / 2.000) + Sd2 = (47.679 x 1.200 / 2.000) + 23.810 = 52.417 kN

② 편재하시

PR1 = Pr1 + Sd1 = 302.514 + 23.810 = 326.324 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (75.629 x 1.200 / 2.000) + 23.810 = 69.187 kN

PR2 = Sd1 = 23.810 kN

PF2 = Sd2 = 23.810 kN

나. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 326.324 + 69.187 x (1.00 / 3.00)
+ 23.810 = 373.196 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 214.525 + 52.417 x (1.00 / 3.00)
+ 23.810 = 255.807 kN

② 편재하시 (A점 기준)

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 326.324 + 69.187 x (1.00 / 3.00)
+ 23.810 = 373.196 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 23.810 + 23.810 x (1.00 / 3.00)
+ 23.810 = 55.556 kN

다. 단면력 집계

구 분		계 산 식	
압축응력 및 지지력검토		(373.196 + 255.807 + 244.279)/2 + 0.000 =	436.641 kN
편재하시	압축응력 검토	(373.196 + 55.556 + 244.279)/2 + 0.000 =	336.516 kN
	휨압축응력 검토	(373.196 - 55.556) /2 + 0.000 =	158.820 kN

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 436,641.0 / 13,480.00 = 32.4 MPa

(2) fc : 압축응력 - 조합응력검토시

fc = Pp/A = 336,515.5 / 13,480.00 = 25.0 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 158.820 x 0.300 = 47.646 kN.m

여기서, e(편심) = 0.3 m

fb = Mmax/Zx = 47,646,000 / 1,440,000 = 33.1 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 2,788.0 / 126.0 = 22.127 (20 < $\ell/r \leq$ 93)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 207.2 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 2,788.0 / 72.6 = 38.402 (20 < $\ell/r \leq$ 93)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 186.1 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 2,788.0 / 305.0 = 9.293 (4.5 < $\ell/b \leq$ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 192.7 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 2,788.0 / 126.0 = 22.127

fcax = 1.00 x [1200000 / (ℓ/r)^2 x 1.5] = 3676.4 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력	fba =	192.7 MPa	>	fb =	33.1 MPa	∴ O.K !
압축응력	fca =	207.2 MPa	>	fc =	32.4 MPa	∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{25.0}{207.2} + \frac{33.1}{192.7 \times (1 - 25.0 / 3{,}676.4)} = 0.290$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력	fca =	186.1 MPa	>	fc =	32.4 MPa	∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = Pu + α x β x Rt (파일 지지선단이 암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

Pu : 암반에 근입된 말뚝의 선단지지력(tonf)(140 x qu^(1/2) x At^(2/5) x Ai^(1/3))

qu : 암반의 일축압축강도(tonf/㎡)(qu≤1000tonf/㎡)

At : 말뚝의 선단부 순단면적(㎡), Ai : 말뚝의 선단부 심부면적(㎡)

α : 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β : 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 = (1.210m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ : 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/㎡)= 0.1N 적용

- Pu = 140 x qu^(1/2) x At^(2/5) x Ai^(1/3) = 239 tonf = 2389.04 kN
: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 2,389.0 / 2 = 1194.522 kN
- R(최대반력) = 436.641 kN
: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

∴ R(최대반력) = 436.641 kN < Qa(허용지지력) = 1,194.522 kN ∴ O.K !

4. 흙막이벽 설계

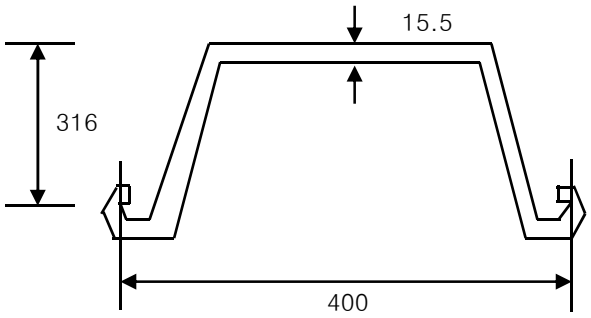
4.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : 합성-V 400×316×15.5 (SY30)

w (kN/m)	1.034
A (mm^2)	27625
I_x (mm^4/m)	420438161
Z_x (mm^3/m)	2712504
R_x (mm/m)	123.4
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	×	2			=	2.12	kN	
		1.24	×	1.000	×	1	×	2			=	2.48	kN	
		1.06	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		0.82	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	14.800	×	1	×	5	/	3	=	21.757	kN	
		1.167	×	14.800	×	1	×	0	/	3	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	1.034	×	25.211							=	26.06	kN	
주형보의 반력	:	307.819									=	307.819	kN	
주형지지보의 자중:		1.06	×	1.000							=	1.060	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	366.29	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 240.64 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 286.44 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	366.292	x	1000	/	27624.6	=	13.260	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	240.640	x	1000000	/	2712504	×	0.6	MPa	
												=	147.858	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	286.440	x	100	/	2445.1	=	11.715	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (24.340)^2

= 3038.305 MPa

5) 응력검토결과

압축응력 f_{ca} = 255.000 MPa > f_c = 13.260 MPa ---> O.K

휨응력 , f_{ba} = 270.000 MPa > f_b = 147.858 MPa ---> O.K

전단응력 ua = 150.000 MPa > f_u = 11.715 MPa ---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{13.260}{255.0} + \frac{147.858}{270.000 \times (1 - (13.260 / 3038.305))}$$

= 0.602 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 596.672 kN

Total Passive Moment

Mp = 1598.447 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 1598.447 ÷ 596.672

= 2.679 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 19.000 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

18.294 × 0.2% = 36.588 mm

19.000 < 36.588 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 17.96 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 35.26 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	35.26	27.84	21.30	15.64	6.93	0.50

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 27.84 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 6.93 mm

부등 침하량: 20.91 mm

변위(δ/L) = 20.91 / 8,000 = 1 / 383 < 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 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 864.90 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 7.400 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 7.400 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 = 864.900 / 1 EA / cos (0.0 °) = 864.900 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 864.900 + 120.000 = 984.900 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 984.90 / 112.3622 × 1.0 = 8.765 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 × 7.40^2 / 8 = 34.23 kN · m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 34.23 / 1092 × 100 = 3.134 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 × 7.40 / 2 = 18.50 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.329 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.40 / 14.05 × 100 = 52.655 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.40 / 14.05 × 100 = 52.655 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 150.79 Mpa

f_c = 87.650 Mpa f_{bc} = 31.340 Mpa f_{bt} = 31.34 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -118.990$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -56.310$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-118.990) - (-56.310)}{-118.990} = 0.527$$

$0 \leq \varnothing \leq 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.527 / 10 = 1.053$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.053 \times 0.90) = 21.441$ ($r/(\alpha \times t) \leq 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 150.790 \times 189.0 / 189.0 = 150.79$ Mpa

$\therefore f_c = 87.65$ Mpa $< f_{ca} = 150.79$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 31.34$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 584.30$ Mpa

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

$$= \frac{87.65}{150.79} + \frac{31.34}{189.00 \times (1 - 87.65 / 584.30)}$$

$= 0.581 + 0.195 = 0.776 \leq 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 87.65 + \frac{31.34}{(1 - 87.65 / 584.30)}$$

$= 87.650 + 36.871 = 124.521 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 3.290 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{118.990}{150.790} + \left\{\frac{3.290}{106.692}\right\}^2$$

= 0.789 + 0.031^2 = 0.790 ≤ 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
87.65	150.79	O.K	31.34	189.000	O.K	3.290	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.776	O.K	124.521	189.00	O.K	0.790	O.K

4.2.2 버팀보 (Φ406.4mm, t=12mm) : 7 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 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 1193.10 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 7.400 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 7.400 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 : Ø 406.4㎜, t=12㎜(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 = 1193.100 / 1 EA / cos (0.0 °) = 1193.100 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 1193.100 + 120.000 = 1313.100 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 1313.10 / 148.7 × 1.0 = 8.831 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 × 7.40^2 / 8 = 34.23 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 34.23 / 1430 × 100 = 2.393 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 × 7.40 / 2 = 18.50 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.249 \ kN/cm^2$$

3) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.40 / 14.00 × 100 = 52.857 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.40 / 14.00 × 100 = 52.857 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 150.56 Mpa

f_c = 88.310 Mpa f_{bc} = 23.930 Mpa f_{bt} = 23.93 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -112.240$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -64.380$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-112.240) - (-64.380)}{-112.240} = 0.426$$

$0 \leq \varnothing \leq 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.426 / 10 = 1.043$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.043 \times 1.20) = 16.235$ ($r/(\alpha \times t) \leq 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 150.560 \times 189.0 / 189.0 = 150.56$ Mpa

$\therefore f_c = 88.31$ Mpa $< f_{ca} = 150.56$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 23.93$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 579.84$ Mpa

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

$$= \frac{88.31}{150.56} + \frac{23.93}{189.00 \times (1 - 88.31 / 579.84)}$$

$= 0.587 + 0.149 = 0.736 \leq 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 88.31 + \frac{23.93}{(1 - 88.31 / 579.84)}$$

$= 88.310 + 28.229 = 116.539 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 107.265 Mpa

τ = 2.490 Mpa < τ_a = 107.265 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{112.240}{150.560} + \left\{\frac{2.490}{107.265}\right\}^2$$

= 0.745 + 0.023^2 = 0.746 ≤ 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
88.31	150.56	O.K	23.93	189.000	O.K	2.490	107.27	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.736	O.K	116.539	189.00	O.K	0.746	O.K

4.3 버팀보 띠장 설계

4.3.1 버팀보 띠장 (1 ~ 3) 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 = 3.000 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) = 496.300 / 3.000 = 165.433 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 165.433 x 3.000 x 3.000 = 186.112 kN·m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 165.433 x 3.000 x 3.000 = 148.890 kN·m

∴ Mmax max (148.890 , 186.112) = 186.112 kN·m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

$S_1 = 7/12\ WL$ 7/12 x 165.433 x 3.000 = 289.508 kN

- 연속보로 적용시

$S_2 = 6/10\ WL$ 6/10 x 165.433 x 3.000 = 297.779 kN

∴ Smax max (289.508 , 297.779) = 297.779 kN·m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 186,112,125 / 1,440,000 = 129.245 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 297,779 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 73.526 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 305 = 9.836 (4.5 < $\ell/b \leq$ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.790 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력 fba = 190.790 MPa > fb = 129.245 MPa ∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 297779.4 / 120 = 2481.495 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 289507.75 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 64.500 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 64.500 MPa ∴ O.K !

4.3.2 버팀보 띠장 (4 ~ 6) 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 = 3.000 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) = 864.900 / 3.000 = 288.300 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 288.300 x 3.000 x 3.000 = 324.338 kN·m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 288.300 x 3.000 x 3.000 = 259.470 kN·m

∴ Mmax max (259.470 , 324.338) = 324.338 kN·m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 288.300 x 3.000 = 504.525 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 288.300 x 3.000 = 518.940 kN

∴ Smax max (504.525 , 518.940) = 518.940 kN·m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 324,337,500 / 2,550,000 = 127.191 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 518,940 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 116.773 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 300 = 10.000 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.200 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.200 MPa	>	fb =	127.191 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	116.773 MPa	∴ O.K !

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 1093.493) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 504525 / (4444 + 1093.493 x 1ea)

= 91.111 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 91.111 MPa ∴ O.K !

5.3.4 버팀보 띠장 (7) 단 (2H - 440 x 300)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	2H - 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 = 3.000 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) = 1,193.100 / 3.000 / 2 = 198.850 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 198.850 x 3.000 x 3.000 = 223.706 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 198.850 x 3.000 x 3.000 = 178.965 kN · m

∴ Mmax max (178.965 , 223.706) = 223.706 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 198.850 x 3.000 = 347.988 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 198.850 x 3.000 = 357.930 kN

∴ Smax max (347.988 , 357.930) = 357.930 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 223,706,250 / 2,550,000 = 87.728 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 357,930 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 80.542 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 3,000 / 300 = 10.000 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 190.200 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.200 MPa	>	fb =	87.728 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	80.542 MPa	∴ O.K !

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 1093.493) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 347987.5 / (4444 + 1093.493 x 1ea)

= 62.842 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 62.842 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
주형보	휨 응 력		MPa	94.67	196.20	2.07	∴ O.K	I - 700x300x13x24
	전단응력		MPa	39.13	120.00	3.07	∴ O.K	
	처 짐		mm	4.76	18.50	3.88	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(측면)	휨 응 력		MPa	57.67	210.00	3.64	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	전단응력		MPa	82.01	120.00	1.46	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(중앙)	휨 응 력		MPa	98.09	190.20	1.94	∴ O.K	H - 440x300x11x18
	전단응력		MPa	79.58	120.00	1.51	∴ O.K	(SS400)
중앙파일	휨응력		MPa	33.09	192.75	5.83	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	압축응력		MPa	32.39	207.24	6.40	∴ O.K	
	조합응력			0.29	1.00	3.45	∴ O.K	(SS400)
	지지력		kN	436.64	1194.52	2.74	∴ O.K	
쉬트파일	휨응력		MPa	147.86	270.00	1.83	∴ O.K	합성-V 400×316×15.5
	압축응력		MPa	13.26	255.00	19.23	∴ O.K	
	전단응력		MPa	11.71	150.00	12.80	∴ O.K	(SY30)
	조합응력			0.602	1.000	1.66	∴ O.K	
버팀보(9t)	작용력		kN/ea	984.90				Φ406.4mm, t=9mm
	조합응력			0.79	1.00	1.27	∴ O.K	(SS400)
버팀보(12t)	작용력		kN/ea	1313.10				Φ406.4mm, t=12mm
	조합응력			0.75	1.00	1.34	∴ O.K	(SS400)
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	129.25	190.79	1.48	∴ O.K	H - 300x305x15x15
		전단응력	MPa	64.50	120.00	1.86	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 H440	휨응력	MPa	127.19	190.20	1.50	∴ O.K	H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	91.11	120.00	1.32	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 2H-440	휨응력	MPa	87.73	190.20	2.17	∴ O.K	2H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	80.54	120.00	1.49	∴ O.K	(SS400)

5.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	2.68	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	19.00㎜	<	36.59㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/383	<	1/300	∴ O.K

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+200~STA.8+240 NBB-5 GL-11.30M적용)

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

PROFILE   1    3.962     1      1
          2    14.516    3      3
          3    21.767    4      4
          4    23.844    5      5
          5    26.601    6      6
          6    41.781    7      7
          7    45        8      8

VWALL   1    25.211      .02762     4.2044E-04     2.1E+08     1     1     1     0     0


STRUT   1    0.7       0.02355          7.4            2        0        0        0        0
        2    2.182     0.01124          7.4            3        150      0        0        0
        3    4.482     0.01124          7.4            3        150      0        0        0
        4    6.782     0.01124          7.4            3        200      0        0        0
        5    9.082     0.01124          7.4            3        250      0        0        0
        6    11.382    0.01124          7.4            3        250      0        0        0
        7    13.482    0.01124          7.4            3        300      0        0        0
        8    15.482    0.01487          7.4            3        200      0        0        0
```

```
Division    0.2
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.2
      gwl 11.3 11.3 10
      rankine 1.0 0.0 30
      surcharge 10
      excavation 1.2

STEP  2  const strut 1 and excavation to 2.682
      const strut 1
      excavation 2.682

STEP  3  const strut 2 and excavation to 4.982
      const strut 2
      excavation 4.982

STEP  4  const strut 3 and excavation to 7.282
      const strut 3
      excavation 7.282

STEP  5  const strut 4 and excavation to 9.582
      const strut 4
      excavation 9.582

STEP  6  const strut 5 and excavation to 11.882
      const strut 5
```

```
      excavation 11.882

STEP  7  const strut 6 and excavation to 13.982
      const strut 6
      excavation 13.982

STEP  8  const strut 7 and excavation to 15.982
      const strut 7
      excavation 15.982

STEP  9  const strut 8 and excavation to 18.294
      const strut 8
      excavation 18.294
      ground settlement
      depth check

STEP  10  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+200) 검토.datDate : 2015-04-29
Project : 종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+200~STA.8+240 NBB-5 GL-11.30M적용)Time : 13:26:04

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	1.20	1.65	2.80	-4.58	1.10	1.53	21.80	-4.30	1.90
2	2.70	11.42	0.70	-6.87	3.90	10.08	2.30	-3.42	5.50
-3	2.70	28.28	2.20	-21.72	2.20	2.90	3.90	-18.44	2.20
3	5.00	49.73	2.20	-31.14	2.20	30.07	4.60	-36.35	2.20
-4	5.00	37.72	2.20	-26.32	4.50	7.44	3.70	-22.72	2.20
4	7.30	76.99	4.50	-36.58	7.90	51.81	6.70	-37.60	4.50
-5	7.30	42.95	4.50	-37.74	6.80	16.40	5.80	-25.93	2.20
5	9.60	98.00	6.80	-51.43	6.80	65.72	9.00	-45.13	6.80
-6	9.60	54.57	6.80	-49.10	9.10	22.45	8.10	-25.72	2.20
6	11.90	135.75	9.10	-74.44	9.10	97.53	11.60	-78.22	9.10
-7	11.90	84.60	9.10	-59.79	9.10	37.28	12.10	-35.59	9.10
7	14.00	165.83	11.40	-80.90	15.40	130.86	13.80	-75.93	11.40
-8	14.00	101.26	11.40	-64.98	9.10	60.52	14.20	-45.37	9.10
8	16.00	203.54	13.50	-90.35	17.40	158.93	15.70	-76.26	13.50
-9	16.00	157.92	13.50	-73.03	13.50	108.28	15.90	-49.21	11.40
9	18.30	286.44	15.50	-114.66	19.90	240.64	17.90	-124.72	15.50
10	18.30	231.74	15.50	-120.40	15.50	140.28	17.80	-134.62	15.50

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

>> Strut Force <<

		------- STRUT No. and DEPTH --------							
Step	Exca	1	2	3	4	5	6	7	8
No	Depth	0.7	2.2	4.5	6.8	9.1	11.4	13.5	15.5
1	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	2.7	28.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-3	2.7	-6.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	5.0	-32.3	248.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-4	5.0	-13.3	188.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.3	-25.2	174.5	335.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-5	7.3	-17.4	186.4	212.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	9.6	-15.3	172.5	191.5	448.4	0.0	0.0	0.0	0.0
-6	9.6	-17.0	182.0	209.9	285.8	0.0	0.0	0.0	0.0
6	11.9	-15.1	182.3	181.9	236.5	630.7	0.0	0.0	0.0
-7	11.9	-16.1	181.9	196.9	266.5	433.2	0.0	0.0	0.0
7	14.0	-16.3	183.7	197.4	230.6	366.9	712.4	0.0	0.0
-8	14.0	-16.2	182.8	197.2	249.3	399.6	469.0	0.0	0.0
8	16.0	-16.4	183.0	200.4	249.1	347.7	395.6	864.9	0.0
-9	16.0	-16.4	183.0	199.4	249.2	363.3	416.0	693.0	0.0
9	18.3	-16.4	182.7	200.0	255.3	364.6	322.8	517.3	1193.1
10	18.3	220.3	453.9	496.3	402.9	364.1	295.3	356.3	1056.5

Note : Unit of Force = (kN/ea),
Values are including effect of inclination of strut($1/\cos\Theta$)

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

Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
1	0.00	0.00(1)	0.00(0)	0.11(10)	0.00(0)	0.94(1)	66.34(10)
6	0.50	0.00(0)	-34.11(10)	0.00(0)	-8.33(10)	0.85(1)	70.16(10)
8	0.70	61.87(10)	-48.29(10)	0.00(0)	-16.56(10)	0.86(2)	71.74(10)
13	1.20	25.01(10)	-21.27(3)	5.25(10)	-10.94(3)	0.91(2)	75.82(10)
23	2.20	96.25(10)	-55.05(10)	10.02(2)	-36.35(3)	0.98(2)	84.60(10)
28	2.70	52.84(10)	-5.84(2)	28.35(10)	-21.51(4)	1.14(10)	89.32(10)
35	3.40	29.14(3)	-12.03(10)	42.93(10)	-16.78(4)	1.41(3)	96.34(10)
41	4.00	16.20(3)	-69.58(10)	25.40(3)	-23.79(4)	1.63(3)	61.10(10)
46	4.50	76.99(4)	-99.87(10)	30.01(3)	-37.60(4)	1.75(3)	60.26(10)
51	5.00	61.61(4)	-13.29(3)	27.26(3)	-13.50(5)	1.96(4)	59.43(10)
58	5.70	38.07(4)	-20.06(3)	32.14(4)	-11.96(5)	2.50(4)	58.28(10)
69	6.80	98.00(5)	-68.49(10)	51.67(4)	-45.13(5)	2.97(4)	56.52(10)
74	7.30	77.34(5)	-24.11(4)	44.82(4)	-20.74(6)	2.95(4)	55.73(10)
81	8.00	46.68(5)	-36.13(4)	42.28(5)	-25.45(6)	3.50(5)	54.64(10)
92	9.10	135.75(6)	-74.44(6)	65.43(5)	-78.22(6)	4.00(5)	52.97(10)
97	9.60	110.56(6)	-30.55(5)	56.48(5)	-36.85(7)	4.16(6)	52.22(10)
104	10.30	73.85(6)	-46.75(5)	48.04(6)	-31.19(7)	5.23(6)	54.14(9)
115	11.40	165.83(7)	-71.58(7)	96.12(6)	-75.93(7)	6.30(6)	58.53(9)
120	11.90	135.51(7)	-17.38(6)	95.11(6)	-36.25(8)	6.39(6)	63.90(6)
126	12.50	95.67(7)	-46.87(6)	74.97(6)	-29.93(8)	7.51(7)	70.30(9)
136	13.50	203.54(8)	-101.69(9)	128.24(7)	-91.64(9)	8.74(7)	80.90(9)
141	14.00	162.19(8)	-45.30(6)	128.46(7)	-66.54(9)	9.01(8)	86.17(9)
146	14.50	118.27(8)	-56.36(7)	108.70(7)	-62.79(9)	10.13(8)	91.46(9)
156	15.50	286.44(9)	-120.40(10)	156.61(8)	-134.62(10)	12.05(9)	103.54(8)
161	16.00	233.79(9)	-67.78(7)	154.52(8)	-35.29(6)	13.96(9)	109.64(8)
184	18.30	13.00(7)	-68.76(8)	232.60(9)	-44.39(7)	18.94(9)	138.26(9)
189	18.80	17.35(7)	-89.39(10)	200.41(9)	-46.33(8)	18.33(9)	0.00(0)
194	19.30	19.76(7)	-104.35(9)	153.36(9)	-57.92(8)	17.16(9)	0.00(0)
199	19.80	20.50(7)	-114.19(9)	98.15(9)	-57.93(8)	15.55(9)	0.00(0)
204	20.30	19.27(8)	-111.65(9)	41.14(9)	-50.68(8)	13.67(9)	0.00(0)
209	20.80	24.05(8)	-97.38(9)	9.65(6)	-39.62(8)	11.67(9)	0.00(0)
214	21.30	24.39(8)	-71.96(9)	11.50(6)	-54.46(9)	9.70(9)	0.00(0)
219	21.80	21.08(8)	-35.96(9)	12.39(7)	-81.90(9)	7.89(9)	0.00(0)
224	22.30	15.28(8)	-3.25(6)	13.30(7)	-90.30(9)	6.29(9)	0.00(0)
229	22.80	25.11(9)	-4.06(6)	12.22(7)	-83.42(9)	4.96(9)	0.00(0)
234	23.30	39.08(9)	-4.94(7)	10.15(7)	-66.91(9)	3.85(9)	0.00(0)
239	23.80	43.33(9)	-7.16(7)	7.19(7)	-45.89(9)	2.94(9)	0.00(0)
Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
Max/Min		286.44	-120.40	240.64	-134.62	19.00	138.26

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

Max Disp / Max Exdepth = 19.00mm/18.30m = 0.10%

변 경

5. Ramp-A

(STA.8+ 240.000～STA.8+ 260.000)

목 차

1. 표준단면

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

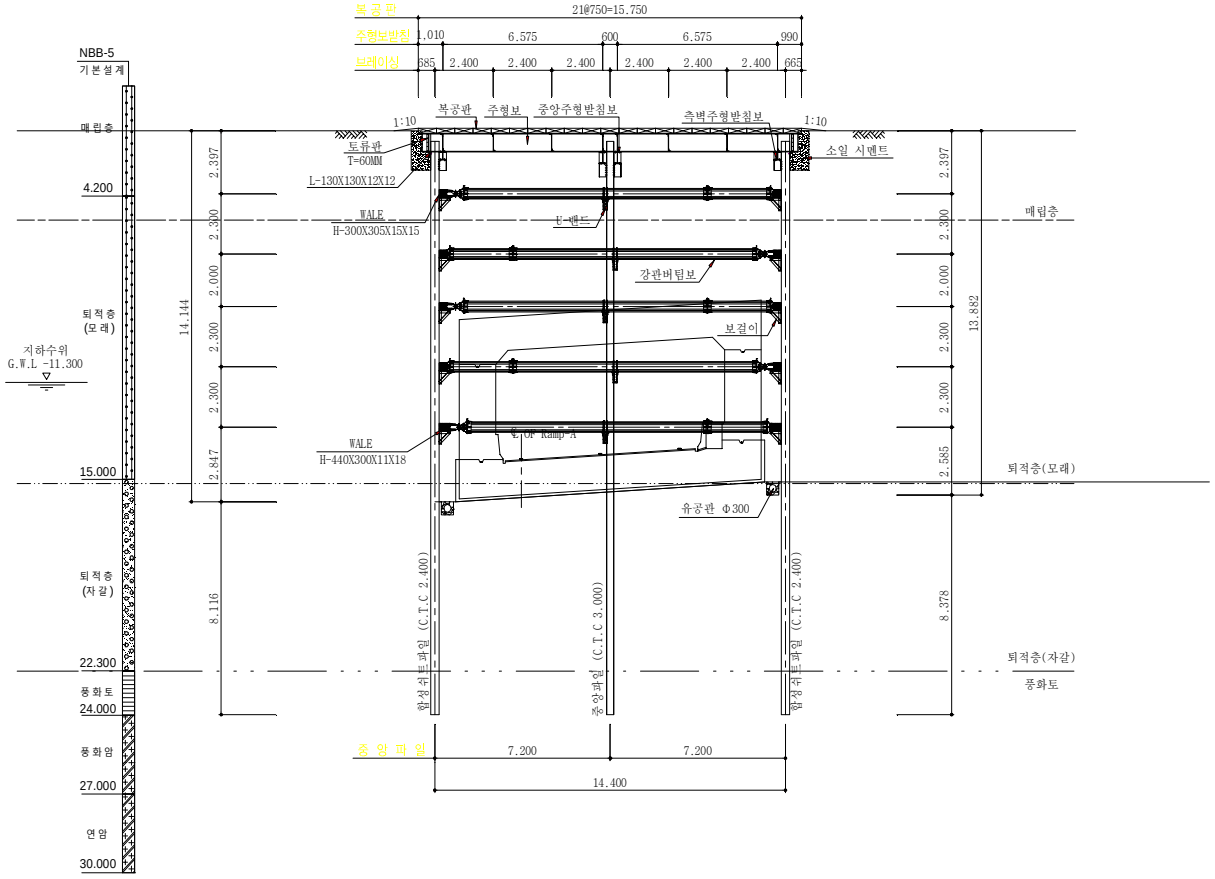
3. 노면복공 설계
3.1 주형보 설계
3.2 주형지지보 설계
3.3 중앙말뚝 설계

4. 흙막이 벽 설계
4.1 SHEETPILE 설계
4.2 버팀보 설계
4.3 버팀보 띠장 설계

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


복공판
21@750=15.750
주형보받침
1,010
6,575
600
6,575
990
브레이싱
385
2,400
2,400
2,400
2,400
2,400
2,400
665
NBB-5
기본설계
매립층
4.200
퇴적층
(모래)
지하수위
G.W.L -11.300
15.000
퇴적층
(자갈)
22.300
풍화토
24.000
풍화암
27.000
연암
30.000
1:10
복공판
주형보
중앙주형받침보
측벽주형받침보
1:10
토류판
T=60MM
L-130X130X12X12
소일 시멘트
WALE
H-300X305X15X15
E-앤드
강관버팀보
보걸이
WALE
H-440X300X11X18
E.OF Ramp-A
유공판 Φ300
2.397
2.300
2.000
2.300
2.300
2.847
14.144
8.116
2.397
2.300
2.000
2.300
2.300
2.585
13.882
8.378
매립층
퇴적층(모래)
퇴적층(자갈)
풍화토
합성쉬트파일 (C.T.C 2.400)
중앙파일 (C.T.C 3.000)
합성쉬트파일 (C.T.C 2.400)
중 앙 파 일
7.200
7.200
14.400

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ 10.5-0.072(ℓ/r)	$\ell/r \leq 100$ 12-0.087(ℓ/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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3.노면복공설계

3.1 주형보 설계

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	I - 700 x	300 x	13.0 x	24	(SS400)		
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 7.200 m ∴ 최대 주형보 2.5 차로 재하

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	4.000	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(4 + 1.85) x 0.100	=	0.585	kN/m
합 계		∑ W =	6.435	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 7.200) = 0.318 > 0.300

∴ I = 0.300

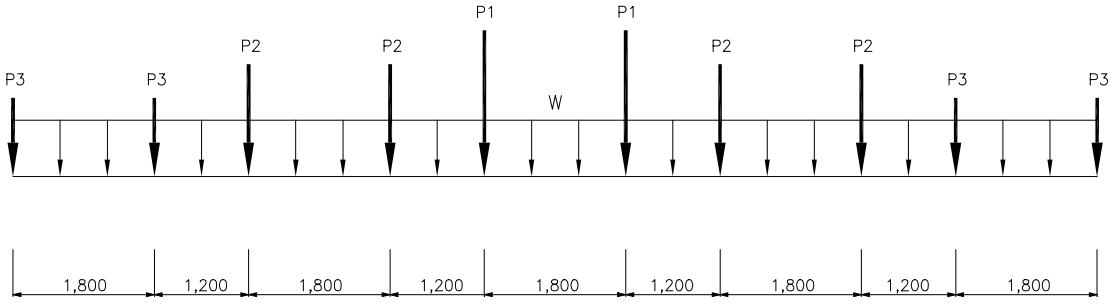
P1 = 240.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 124.800 kN (DB-24 후륜하중)

P2 = 180.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 93.600 kN (DB-18 후륜하중)

P3 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

P4 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

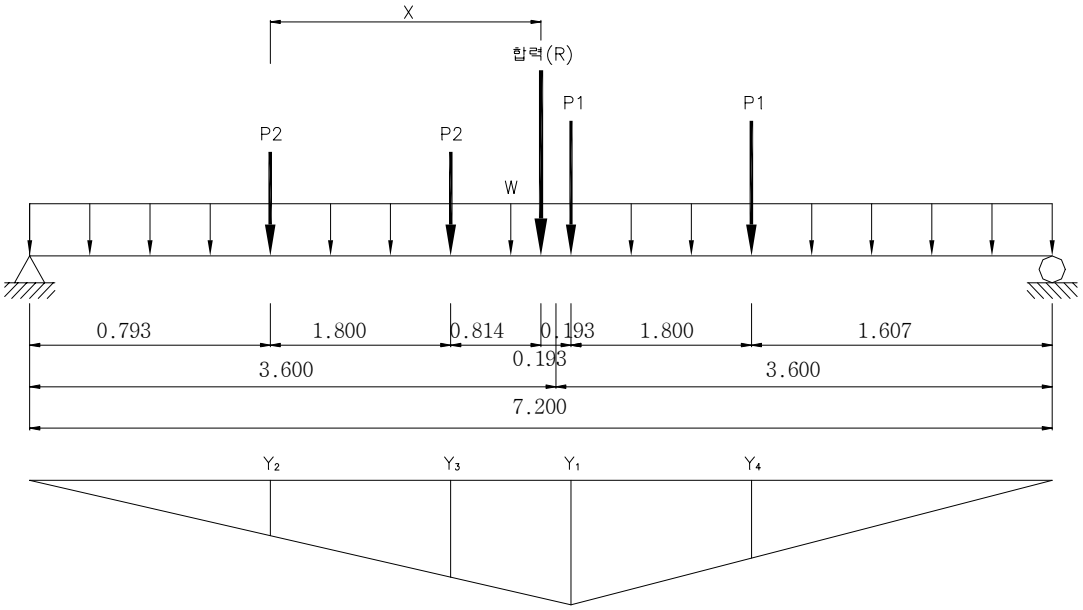
(3) 보가 차량 진행방향과 직각인 경우의 연행이동 하중



3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 2) = 436.800 kN

합력작용점(X) = [{P1 x (3.0 + 4.8)} + (P2 x 1.8)] / R

= [(124.8 x 7.80) + (93.6 x 1.8)] / 436.800 = 2.614 m

Y_1 =	1.795
Y_2 =	0.375
Y_3 =	1.227
Y_4 =	0.847

∑Yp1 = 1.795 + 0.847 = 2.642 m

∑Yp2 = 0.375 + 1.227 = 1.602 m

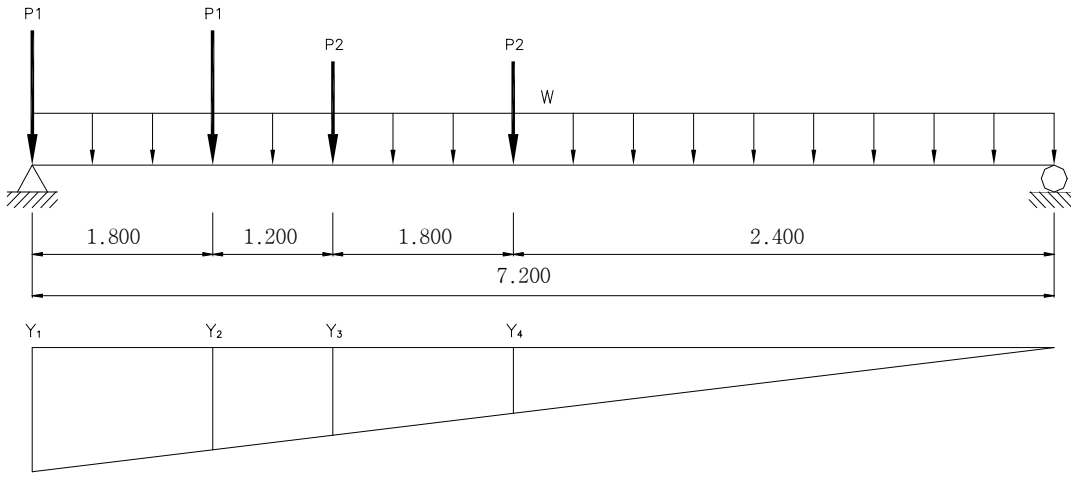
A = 7.200 x (1.795 / 2) = 6.462 m^2

Md = 6.462 x 6.435 = 41.583 kN·m

ML = 124.800 x 2.642 + 93.600 x 1.602 = 479.669 kN·m

M1 = Md + ML = 41.583 + 479.669 = 521.252 kN·m

나. 전단력 산정

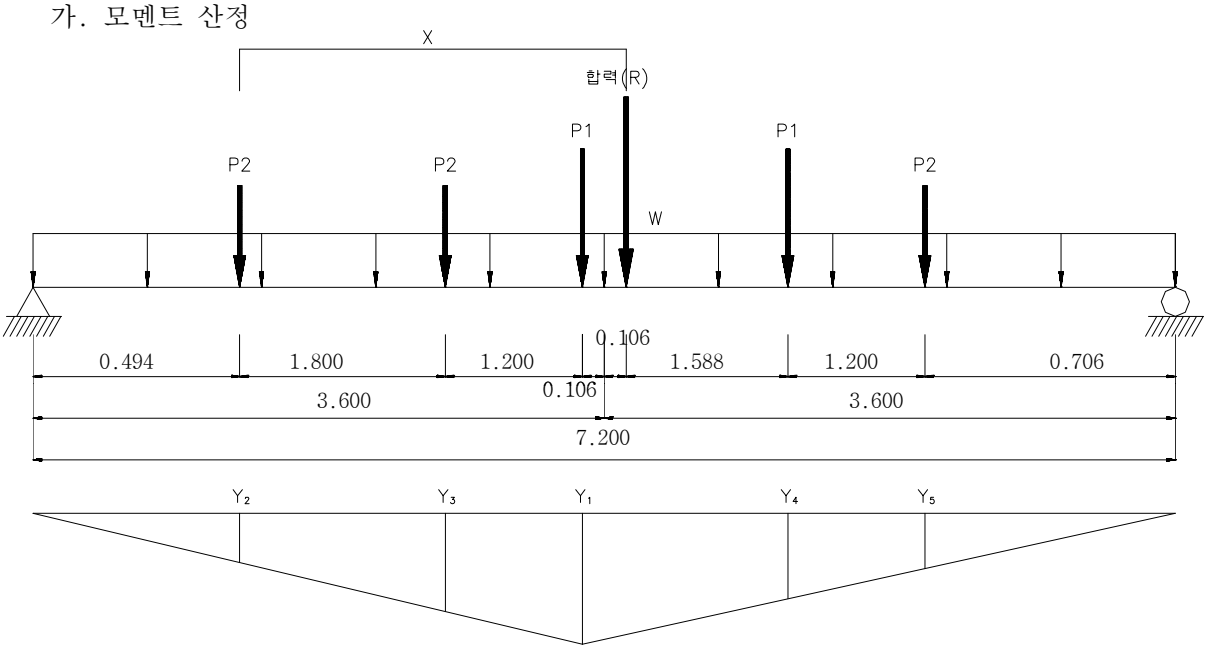


∑Yp1 = 1.000 + 0.750 =	1.750	m	
∑Yp2 = 0.583 + 0.333 =	0.916	m	
A = 7.200 x (1.000 / 2) =	3.600	㎡	
Sd = 3.600 x 6.435 =	23.166	kN	
SL = 124.800 x 1.750 + 93.600 x 0.916 =	304.138	kN	
S1 = Sd + SL = 23.166 + 304.138 =	327.304	kN	

Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.750
Y_3 =	0.583
Y_4 =	0.333

(2) 2.5차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 3) = 530.400 kN

합력작용점(X) = {P1 x (3.0 + 4.8) + P2 x (6.0 + 1.8)} / R

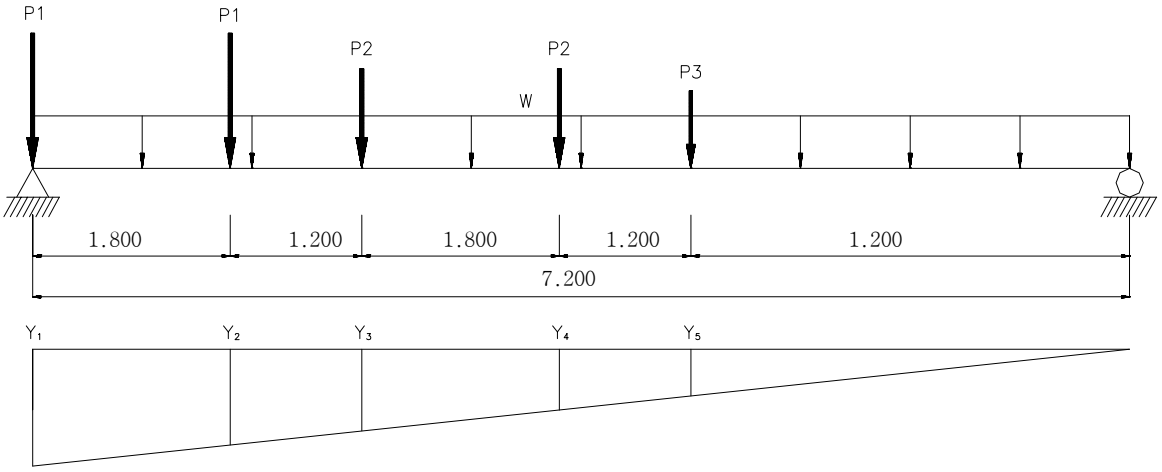
= [(124.800 x (3 + 4.80) + {93.600 x (6.0 + 1.8)}] / 530.400

= 3.212 m

∑Yp1 = 1.798 + 0.925 =	2.723	m	
∑Yp2 = 0.343 + 1.180 + 0.254 =	1.777	m	
A = 1/2 x 7.200 x 1.798 =	6.473	㎡	
Md = 6.473 x 6.435 =	41.652	kN·m	
ML = 0.9 x (124.800 x 2.723 + 93.600 x 1.777) =	455.542	kN·m	
M2 = Md + ML = 41.652 + 455.542 =	497.19	kN·m	

Y_1 =	1.798
Y_2 =	0.254
Y_3 =	1.180
Y_4 =	0.925
Y_5 =	0.343

나. 전단력 산정



Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.750
Y_3 =	0.583
Y_4 =	0.333
Y_5 =	0.167

∑Yp1 = 1.000 + 0.750 = 1.750 m

∑Yp2 = 0.583 + 0.333 = 0.916 m

∑Yp3 = 0.167 = 0.167 m

A = 7.200 x (1.000 / 2) = 3.600 ㎡

Sd = 3.600 x 6.435 = 23.166 kN

SL = 0.9 x (124.8 x 1.75 + 93.6 x 0.916 + 70.2 x 0.167)

= 284.275 kN

S2 = Sd + SL = 23.166 + 284.275 = 307.441 kN

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1, M2 중 큰값 521.252 kN·m

Smax = S1, S2 중 큰값 327.304 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 521252000 / 5760000 = 90.5 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 327304 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 38.6 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.40 m

ℓ /b = 2400 / 300.0 = 8.000 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 197.4 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 90.5 MPa < fba = 197.4 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 38.6 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 479.669 / (1 + 0.300) = 368.976 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 6.435 x 7.200^2 / 8 = 41.699 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 368976000 \times 7200^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 3.776 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = $w\ell^2$ / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 41699000 \times 7200^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.533 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 3.776 + 0.533 = 4.310 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 7200 / 400 = 18.0 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 18.0 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 4.310 mm < δa = 18.000 mm ∴ O.K !

3.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

3.2.1 외측 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.00	mm
W =	1.060	kN/m		ry =	72.60	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

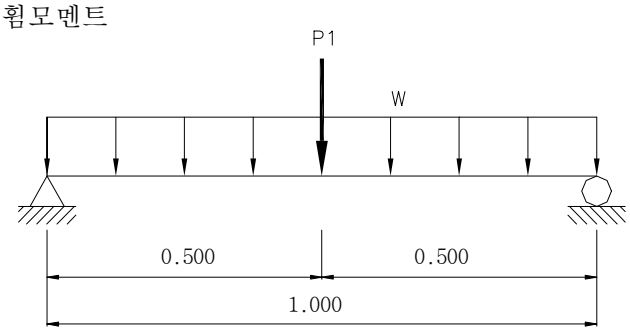
설계경간(L) = 1.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 23.166 + 304.138 = 327.304 kN (후륜재하시)

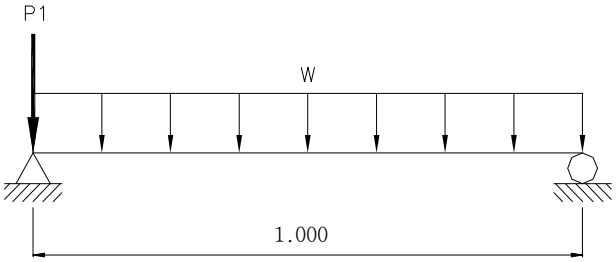
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.060 x 1.000) / 8 + (327.304 x 1.000) / 4

= 81.959 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 327.304 + (1.060 x 1.000) / 2

= 327.834 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 81959000 / 1440000 = 56.9 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 327,834 / [(300.0 - 15.0x2)x15.0)] = 80.95 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 1,000 / 305 = 3.279 (ℓ/b ≤ 4.5)

fba = 1.00 x 210 210.0 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 56.9 MPa < fba = 210.0 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 81.0 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 150 x (π x 576.00 / 4) = 67858.4 N/EA

n = S / Pa = ((327.834+0.530) x 1000) / 67,858.4 = 4.839 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.2.2 내측 주형지지보

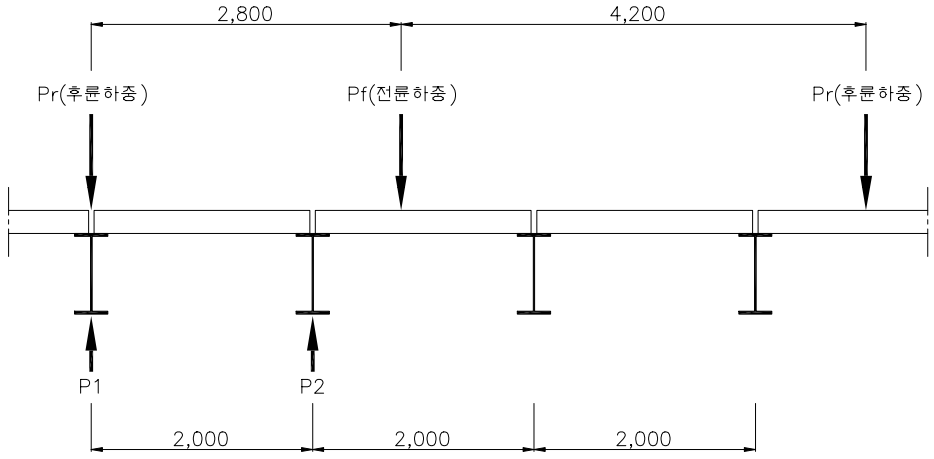
1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	15740.0	mm^2	rx =	189.00	mm
w =	1.240	kN/m	ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4	Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4	Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = 3.000 m (중간 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)



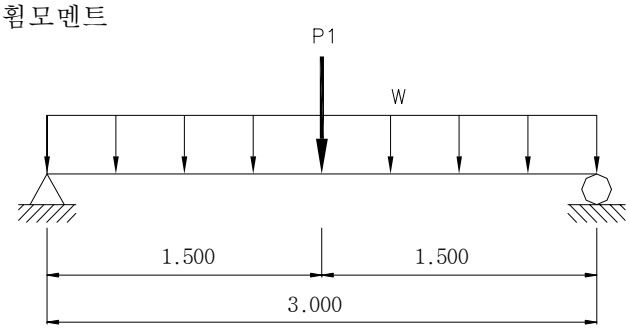
P1 = Sd + SLmax = 23.166 + 304.138

= 327.304 kN (후륜재하시)

P2 = Sd + (SLmax / 4) x (1.2 / 2) = 23.166 + (304.138 / 4) x (1.2 / 2)

= 59.520 kN (전륜재하시)

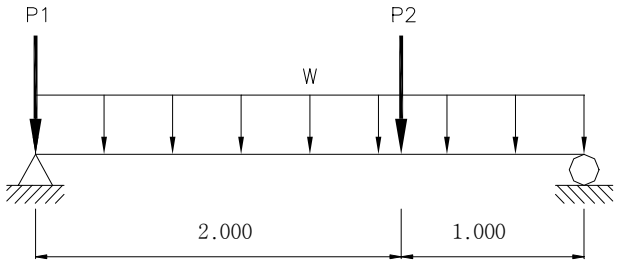
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = P1 x L / 4 + W x L^2 / 8 = (327.304 x 3.000) / 4 + (1.240 x 3.000^2) / 8

= 246.873 kN · m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + P2 x (1.000 / 3.000) + W x L / 2

= 327.304 + 59.520 x (1.000 / 3.000) + (1.240 x 3.000) / 2

= 349.004 kN

Smin = 327.304 + 59.520 + 3.720 - 349.004 = 41.540 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 246,873,000 / 2,550,000 = 96.8 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 349,004/[(440.0-18.0x2)x11.0] = 78.5 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 300.0 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 96.8 MPa < fba = 190.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 78.5 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = v x (πD^2 /4) = 150 x (π x 576.00 / 4) = 67858.4 N/EA

n = S / Pa = ((349.004+41.540) x 1000) / 67,858.4 = 5.755 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m) (L = 22.26 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 : H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)

▣ 단면 제원 :

A =	13480.0	mm^2	rx =	126.0	mm
Y =	1.060	kN/m	ry =	72.6	mm
Ix =	215000000.0	mm^4	Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4	Zy =	466000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 7.200 + 7.200 = 14.400 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

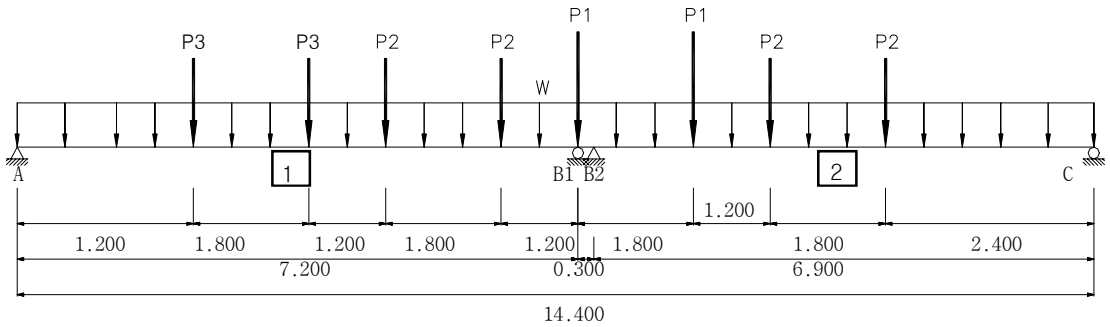
구 분	계 산 식		
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 3.00	=	7.440 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	=	1.060 kN
중앙Pile의 자중	1.060 x 22.260	=	23.596 kN
버팀보의 자중	(0.882 x 7.200 / 2 x 5단) / 3.00 x 3.00	=	63.507 kN
	(1.167 x 7.200 / 2 x 0단) / 3.00 x 3.00	=	0.000 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 5단) x 3.00	=	8.175 kN
합 계		Ps =	103.778 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 6.435 x 7.200 x 1/2 = 23.166 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 6.435 x 7.200 x 1/2 = 23.166 kN

(3) 활 하 중

가. 2차선 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.200 \times (1.200 + 3.000) + 93.600 \times (4.200 + 6.000) + 124.800 \times 7.200}{7.200}$$

$$= 298.350 \text{ kN}$$

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.400 + 4.200) + 124.800 \times 5.400}{6.900}$$

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

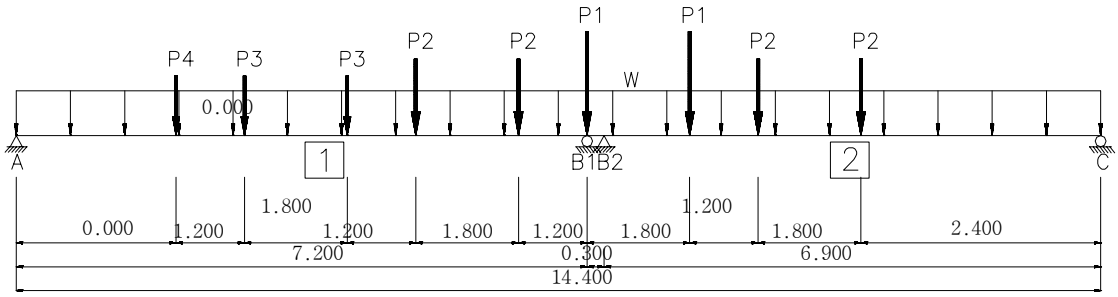
RB1 = 298.350 x 0.25 = 74.588 kN

RB2 = 187.200 x 0.25 = 46.800 kN

③ 2차로 활하중 재하시 반력을 100%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	298.350	74.588	
P2	187.200	46.800	

나. 2.5차선 이상 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.20x0.00 + 70.20x(1.20+3.00) + 93.60x(4.20+6.00) + 124.80x7.20}{7.200}$$

= 298.350 kN

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.400 + 4.200) + 124.800 \times 5.400}{6.900}$$

= 187.200 kN

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

RB1 = 298.350 x 0.25 = 74.588 kN

RB2 = 187.200 x 0.25 = 46.800 kN

③ 2.5차로 이상 활하중 재하시 반력을 90%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	268.515	67.129	
P2	187.200	46.800	

라. 편재하시

① 후륜하중 재하시 B점의 반력

RB1 = MAX(2차선재하시,3차선재하시x90%)

= MAX(298.350 , 268.515) = 298.350 kN (2차선재하시)

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

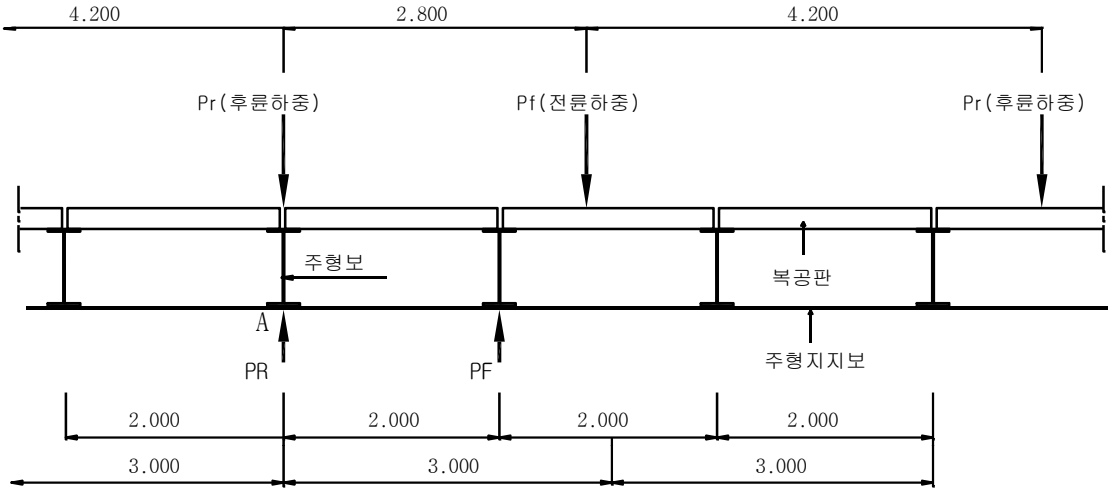
RB1 = 298.350 x 0.25 = 74.588 kN (2차선재하시)

마. 설계적용 활하중

구 분		후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
연직력 최 대	P1	298.350	74.588	(2차선재하시)
	P2	187.200	46.800	(2.5차선이상재하시)
편재하시	P1	298.350	74.588	(2차선재하시)

(4) 단면력 산정

가. 주형보의 반력



① 연직력 최대인경우

PR1 = Pr1 + Sd1 = 298.350 + 23.166 = 321.516 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (74.588 x 1.200 / 2.000) + 23.166 = 67.919 kN

PR2 = Pr2 + Sd2 = 187.200 + 23.166 = 210.366 kN

PF2 = (Pf2 x 1.200 / 2.000) + Sd2 = (46.800 x 1.200 / 2.000) + 23.166 = 51.246 kN

② 편재하시

PR1 = Pr1 + Sd1 = 298.350 + 23.166 = 321.516 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (74.588 x 1.200 / 2.000) + 23.166 = 67.919 kN

PR2 = Sd1 = 23.166 kN

PF2 = Sd2 = 23.166 kN

나. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 321.516 + 67.919 x (1.00 / 3.00)
+ 23.166 = 367.322 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 210.366 + 51.246 x (1.00 / 3.00)
+ 23.166 = 250.614 kN

② 편재하시 (A점 기준)

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 321.516 + 67.919 x (1.00 / 3.00)
+ 23.166 = 367.322 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 23.166 + 23.166 x (1.00 / 3.00)
+ 23.166 = 54.054 kN

다. 단면력 집계

구 분		계 산 식	
압축응력 및 지지력검토		(367.322 + 250.614 + 103.778)/2 + 0.000 =	360.857 kN
편재하시	압축응력 검토	(367.322 + 54.054 + 103.778)/2 + 0.000 =	262.577 kN
	휨압축응력 검토	(367.322 - 54.054) /2 + 0.000 =	156.634 kN

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 360,857.0 / 13,480.00 = 26.8 MPa

(2) fc : 압축응력 - 조합응력검토시

fc = Pp/A = 262,577.0 / 13,480.00 = 19.5 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 156.634 x 0.300 = 46.990 kN.m

여기서, e(편심) = 0.3 m

fb = Mmax/Zx = 46,990,000 / 1,440,000 = 32.6 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 3,335.0 / 126.0 = 26.468 ($20 < \ell/r \leq 93$)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 201.6 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 3,335.0 / 72.6 = 45.937 ($20 < \ell/r \leq 93$)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 176.3 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 3,335.0 / 305.0 = 11.117 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 186.2 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 3,335.0 / 126.0 = 26.468

fcax = 1.00 x [1200000 / (ℓ/r)^2 x 1.5] = 2569.4 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력	fba =	186.2 MPa	>	fb =	32.6 MPa	∴ O.K !
압축응력	fca =	201.6 MPa	>	fc =	26.8 MPa	∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{19.5}{201.6} + \frac{32.6}{186.2 \times (1 - 19.5 / 2{,}569.4)} = 0.270$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력	fca =	176.3 MPa	>	fc =	26.8 MPa	∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = qd x Ap (파일 지지선단이 풍화암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

qd : 말뚝 선단 지반의 극한 지지력도(tonf)(30 x N)

N : 파일선단 지반의 N치값

Ap : 선단지지 단면적(m^2)

α : 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β : 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 = (1.210m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ : 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력($tonf/m^2$)= 0.1N 적용

qu x Ap = 30 x N x Ap = 110 tonf = 1098.00 kN

: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 1,098.0 / 2 = 549.000 kN
- R(최대반력) = 360.857 kN

: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

∴ R(최대반력) = 360.857 kN < Qa(허용지지력) = 549.000 kN ∴ O.K !

4. 흙막이벽 설계

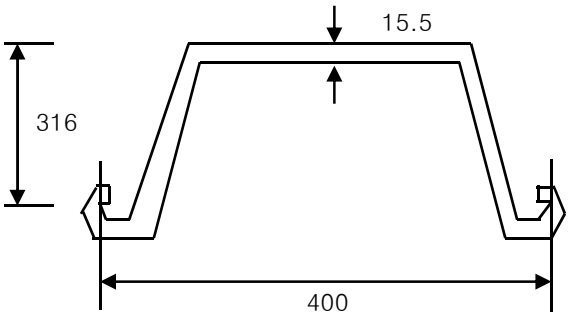
4.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : 합성-V 400×316×· (SY30)

w (kN/m)	1.034
A (mm^2)	27625
I_x (mm^4/m)	420438161
Z_x (mm^3/m)	2712504
R_x (mm/m)	123.4
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	×	2			=	2.12	kN	
		1.24	×	1.000	×	1	×	1			=	1.24	kN	
		1.06	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		0.82	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	####	×	1	×	4	/	3	=	16.935	kN	
		1.167	×	####	×	1	×	0	/	3	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	1.034	×	22.26							=	23.01	kN	
주형보의 반력	:	304.138									=	304.138	kN	
주형지지보의 자중:		1.06	×	1.000							=	1.060	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	353.50	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 127.87 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 157.62 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	353.499	x	1000	/	27624.6	=	12.797	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	127.870	x	1000000	/	2712504	×	0.6	MPa	
												=	78.568	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	157.620	x	100	/	2445.1	=	6.446	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (28.670)^2

= 2189.864 MPa

5) 응력검토결과

압축응력 f_{ca} = 255.000 MPa > f_c = 12.797 MPa ---> O.K

휨응력 , f_{ba} = 270.000 MPa > f_b = 78.568 MPa ---> O.K

전단응력 ua = 150.000 MPa > f_u = 6.446 MPa ---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{12.797}{255.0} + \frac{78.568}{270.000 \times (1 - (12.797 / 2189.864))}$$

= 0.343 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 576.515 kN

Total Passive Moment

Mp = 1654.641 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 1654.641 ÷ 576.515

= 2.870 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 8.960 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

14.144 × 0.2% = 28.288 mm

8.960 < 28.288 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 15.37 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 20.69 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	20.69	15.66	11.32	7.69	2.53	1.96

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 15.66 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 2.53 mm

부등 침하량: 13.13 mm

변위(δ/L) = 13.13 / 8,000 = 1 / 609 < 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 ~ 5 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 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 677.80 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 7.200 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 7.200 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 = 677.800 / 1 EA / cos (0.0 °) = 677.800 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 677.800 + 120.000 = 797.800 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

$f_c = N / A = 797.80 / 112.3622 \times 1.0 = 7.100$ kN/cm^2

(3) 설계 휨모멘트 (M)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 휨모멘트 (M) = $w \times L^2 / 8 = 5.00 \times 7.20^2 / 8 = 32.40$ kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

$f_b = M / Z = 32.40 / 1092 \times 100 = 2.967$ kN/cm^2

(5) 설계 전단력(S)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 전단력 (S) = $w \times L / 2 = 5.00 \times 7.20 / 2 = 18.00$ kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.320 \text{ kN/cm}^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

$L / R = 7.20 / 14.05 \times 100 = 51.232 < 100$ ∴ O.K

$L / R = 7.20 / 14.05 \times 100 = 51.232$, $(20 < L/R \leq 93)$

$f_{cag} = 0.9 \times (210 - 1.3 \times (L/R - 20)) = 152.46$ Mpa

f_c = 71.000 Mpa f_{bc} = 29.670 Mpa f_{bt} = 29.67 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -100.670$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -41.330$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-100.670) - (-41.330)}{-100.670} = 0.589$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.589 / 10 = 1.059$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.059 \times 0.90) = 21.320$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 152.460 \times 189.0 / 189.0 = 152.46$ Mpa

$\therefore f_c = 71.00$ Mpa $< f_{ca} = 152.46$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 29.67$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 617.21$ Mpa

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

$$= \frac{71.00}{152.46} + \frac{29.67}{189.00 \times (1 - 71.00 / 617.21)}$$

$= 0.466 + 0.177 = 0.643 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 71.00 + \frac{29.67}{(1 - 71.00 / 617.21)}$$

$= 71.000 + 33.527 = 104.527 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 3.200 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{100.670}{152.460} + \left\{\frac{3.200}{106.692}\right\}^2$$

= 0.660 + 0.030^2 = 0.661 ≤ 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
71.00	152.46	O.K	29.67	189.000	O.K	3.200	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.643	O.K	104.527	189.00	O.K	0.661	O.K

4.3 버팀보 띠장 설계

4.3.1 버팀보 띠장 (1 ~ 3) 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 = 3.000 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) = 397.700 / 3.000 = 132.567 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 132.567 x 3.000 x 3.000 = 149.138 kN·m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 132.567 x 3.000 x 3.000 = 119.310 kN·m

∴ Mmax max (119.310 , 149.138) = 149.138 kN·m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 132.567 x 3.000 = 231.992 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 132.567 x 3.000 = 238.621 kN

∴ Smax max (231.992 , 238.621) = 238.621 kN·m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 149,137,875 / 1,440,000 = 103.568 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 238,621 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 58.919 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 305 = 9.836 (4.5 < $\ell/b \leq$ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.790 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력 fba = 190.790 MPa > fb = 103.568 MPa ∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 238620.6 / 120 = 1988.505 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 231992.25 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 51.686 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 51.686 MPa ∴ O.K !

4.3.2 버팀보 띠장 (4 ~ 5) 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 = 3.000 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) = 677.800 / 3.000 = 225.933 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 225.933 x 3.000 x 3.000 = 254.175 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 225.933 x 3.000 x 3.000 = 203.340 kN · m

∴ Mmax max (203.340 , 254.175) = 254.175 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 225.933 x 3.000 = 395.383 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 225.933 x 3.000 = 406.679 kN

∴ Smax max (395.383 , 406.679) = 406.679 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 254,174,625 / 2,550,000 = 99.676 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 406,679 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 91.512 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 3,000 / 300 = 10.000 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 190.200 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.200 MPa	>	fb =	99.676 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	91.512 MPa	∴ O.K !

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 1093.493) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 395382.75 / (4444 + 1093.493 x 1ea)

= 71.401 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 71.401 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
주형보	휨 응 력		MPa	90.50	197.40	2.18	∴ O.K	I - 700x300x13x24 (SS400)
	전단응력		MPa	38.62	120.00	3.11	∴ O.K	
	처 짐		mm	4.31	18.00	4.18	∴ O.K	
주형지지보(측면)	휨 응 력		MPa	56.92	210.00	3.69	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
	전단응력		MPa	80.95	120.00	1.48	∴ O.K	
주형지지보(중앙)	휨 응 력		MPa	96.81	190.20	1.96	∴ O.K	H - 440x300x11x18 (SS400)
	전단응력		MPa	78.53	120.00	1.53	∴ O.K	
중앙파일	휨응력		MPa	32.63	186.18	5.71	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
	압축응력		MPa	26.77	201.59	7.53	∴ O.K	
	조합응력			0.27	1.00	3.70	∴ O.K	
	지지력		kN	360.86	549.00	1.52	∴ O.K	
쉬트파일	휨응력		MPa	78.57	270.00	3.44	∴ O.K	합성-V 400×316×15.5 (SY30)
	압축응력		MPa	12.80	255.00	19.93	∴ O.K	
	전단응력		MPa	6.45	150.00	23.27	∴ O.K	
	조합응력			0.343	1.000	2.92	∴ O.K	
버팀보(9t)	작용력		kN/ea	797.80				Φ406.4mm, t=9mm (SS400)
	조합응력			0.66	1.00	1.51	∴ O.K	
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	103.57	190.79	1.84	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
		전단응력	MPa	51.69	120.00	2.32	∴ O.K	
	버팀보 H440	휨응력	MPa	99.68	190.20	1.91	∴ O.K	H - 440x300x11x18 (SS400)
		전단응력	MPa	71.40	120.00	1.68	∴ O.K	

5.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	2.87	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	8.96㎜	<	28.29㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/609	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+240~STA.8+260 NBB-5 GL-11.30M적용)

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

PROFILE   1    3.407     1       1
          2    13.449    3       3
          3    20.597    4       4
          4    23.46     5       5
          5    25.703    6       6
          6    40.577    7       7
          7    45        8       8

VWALL   1    22.26   .02762     4.2044E-04      2.1E+08      1     1     1     0     0



STRUT   1    0.7      0.02355          7.2              2        0        0        0        0
        2    2.397    0.01124          7.2              3        150      0        0        0
        3    4.697    0.01124          7.2              3        150      0        0        0
        4    6.697    0.01124          7.2              3        150      0        0        0
        5    8.997    0.01124          7.2              3        200      0        0        0
        6    11.297   0.01124          7.2              3        200      0        0        0
```

```
Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.2
      gwl 11.3 11.3 10
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 1.2

STEP  2  const strut 1 and excavation to 2.897
      const strut 1
      excavation 2.897

STEP  3  const strut 2 and excavation to 5.197
      const strut 2
      excavation 5.197

STEP  4  const strut 3 and excavation to 7.197
      const strut 3
      excavation 7.197

STEP  5  const strut 4 and excavation to 9.497
      const strut 4
      excavation 9.497

STEP  6  const strut 5 and excavation to 11.797
      const strut 5
      excavation 11.797

STEP  7  const strut 6 and excavation to 14.144
      const strut 6
      excavation 14.144
      ground settlement
      depth check

STEP  8  peck check
      peck 0.65 0 0
```

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+240) 검토.datDate : 2015-04-29
Project : 종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+240~STA.8+260 NBB-5 GL-11.30M적용)Time : 13:30:15

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	1.20	1.26	5.00	-4.04	1.10	0.72	20.20	-3.87	2.00
2	2.90	11.99	0.70	-8.72	3.40	12.12	2.40	-3.49	5.50
-3	2.90	27.65	2.40	-22.35	2.40	1.98	4.90	-16.40	2.40
3	5.20	54.27	2.40	-31.48	2.40	32.05	4.70	-37.43	2.40
-4	5.20	37.54	2.40	-25.30	4.70	5.89	3.80	-20.80	2.40
4	7.20	70.15	4.70	-32.81	4.70	43.26	6.70	-30.90	4.70
-5	7.20	43.04	4.70	-27.70	4.70	14.67	6.00	-23.91	2.40
5	9.50	92.29	6.70	-46.90	10.10	64.98	8.80	-36.72	6.70
-6	9.50	57.58	6.70	-42.73	9.00	29.62	8.10	-23.47	2.40
6	11.80	125.34	9.00	-67.14	9.00	92.38	11.40	-62.97	9.00
-7	11.80	85.13	9.00	-55.69	9.00	42.89	10.70	-29.81	9.00
7	14.10	157.62	11.30	-79.58	15.20	127.87	13.60	-67.43	11.30
8	14.10	114.96	11.30	-72.45	4.70	70.27	13.60	-68.83	11.30

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 No	Exca Depth	1 0.7	2 2.4	3 4.7	4 6.7	5 9.0	6 11.3
1	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	2.9	29.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-3	2.9	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	5.2	-26.7	263.2	0.0	0.0	0.0	0.0
-4	5.2	-5.8	188.4	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.2	-14.4	179.9	308.9	0.0	0.0	0.0
-5	7.2	-9.3	186.3	212.3	0.0	0.0	0.0
5	9.5	-7.1	167.5	195.2	396.0	0.0	0.0
-6	9.5	-8.5	178.1	208.7	265.5	0.0	0.0
6	11.8	-6.8	177.1	178.9	221.0	577.5	0.0
-7	11.8	-7.5	177.3	191.6	243.3	422.6	0.0
7	14.1	-7.7	179.7	191.8	207.4	352.1	677.8
8	14.1	203.8	397.7	368.9	277.6	271.9	537.3

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

>> 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	0.00(1)	0.00(0)	0.09(8)	0.00(0)	0.91(1)	56.07(8)
6	0.50	0.00(0)	-28.97(8)	0.00(0)	-7.06(8)	0.82(1)	59.88(8)
8	0.70	60.80(8)	-41.10(8)	0.00(0)	-14.06(8)	0.83(2)	61.47(8)
13	1.20	29.07(8)	-17.84(3)	8.50(8)	-9.25(3)	0.91(2)	65.59(8)
25	2.40	76.58(8)	-55.97(8)	12.12(2)	-37.43(3)	1.01(2)	76.51(8)
30	2.90	45.27(3)	-8.26(2)	22.21(8)	-16.81(4)	1.14(3)	81.53(8)
35	3.40	35.27(3)	-8.72(2)	30.38(8)	-11.82(4)	1.39(3)	86.85(8)
48	4.70	70.15(4)	-72.45(8)	32.05(3)	-30.90(4)	1.83(3)	49.72(8)
53	5.20	54.56(4)	-14.90(3)	28.54(3)	-18.66(5)	1.85(3)	49.00(8)
58	5.70	37.82(4)	-22.69(3)	23.47(4)	-15.83(5)	2.09(4)	48.29(8)
68	6.70	92.29(5)	-45.96(8)	43.26(4)	-36.72(5)	2.49(4)	46.88(8)
73	7.20	72.29(5)	-18.99(4)	38.81(4)	-16.16(6)	2.84(5)	46.20(8)
80	7.90	42.61(5)	-29.54(4)	44.80(5)	-17.30(6)	3.47(5)	45.24(8)
91	9.00	125.34(6)	-67.14(6)	64.37(5)	-62.97(6)	3.93(5)	48.23(7)
96	9.50	100.98(6)	-32.14(5)	54.42(5)	-31.18(7)	4.35(6)	50.00(7)
103	10.20	65.49(6)	-46.42(5)	52.01(6)	-25.12(7)	5.30(6)	52.36(6)
114	11.30	157.62(7)	-68.26(7)	92.00(6)	-68.83(8)	6.15(6)	55.83(6)
119	11.80	128.69(7)	-22.31(6)	88.18(6)	-18.46(5)	6.71(7)	61.14(6)
135	13.40	18.64(7)	-56.07(6)	125.70(7)	-17.97(5)	8.89(7)	78.03(7)
142	14.10	8.02(5)	-37.77(7)	119.18(7)	-22.59(6)	8.86(7)	86.40(7)
147	14.60	7.22(5)	-66.72(7)	92.29(7)	-33.33(6)	8.43(7)	0.00(0)
152	15.10	5.84(5)	-79.03(7)	55.13(7)	-37.08(6)	7.74(7)	0.00(0)
157	15.60	6.20(6)	-75.62(7)	15.78(7)	-35.90(6)	6.90(7)	0.00(0)
162	16.10	11.99(6)	-57.31(7)	0.26(4)	-31.30(6)	6.01(7)	0.00(0)
167	16.60	14.63(6)	-29.71(7)	0.38(4)	-39.77(7)	5.17(7)	0.00(0)
172	17.10	14.32(6)	-8.93(7)	1.06(5)	-49.08(7)	4.44(7)	0.00(0)
177	17.60	12.48(6)	0.00(0)	1.70(5)	-49.82(7)	3.85(7)	0.00(0)
182	18.10	13.37(7)	0.00(0)	2.27(5)	-45.05(7)	3.39(7)	0.00(0)
187	18.60	18.13(7)	0.00(0)	2.86(5)	-37.04(7)	3.07(7)	0.00(0)
192	19.10	20.50(7)	0.00(0)	3.48(5)	-27.34(7)	2.85(7)	0.00(0)
207	20.60	8.57(7)	-2.25(6)	5.77(6)	-2.46(7)	2.54(7)	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		157.62	-79.58	127.87	-68.83	8.96	86.85

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

Max Disp / Max Exdepth = 8.96mm/14.10m = 0.06%

변 경

6. Ramp-A

(STA.8+ 260.000~STA.8+ 280.000, 집수정)

목 차

1. 표준단면

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

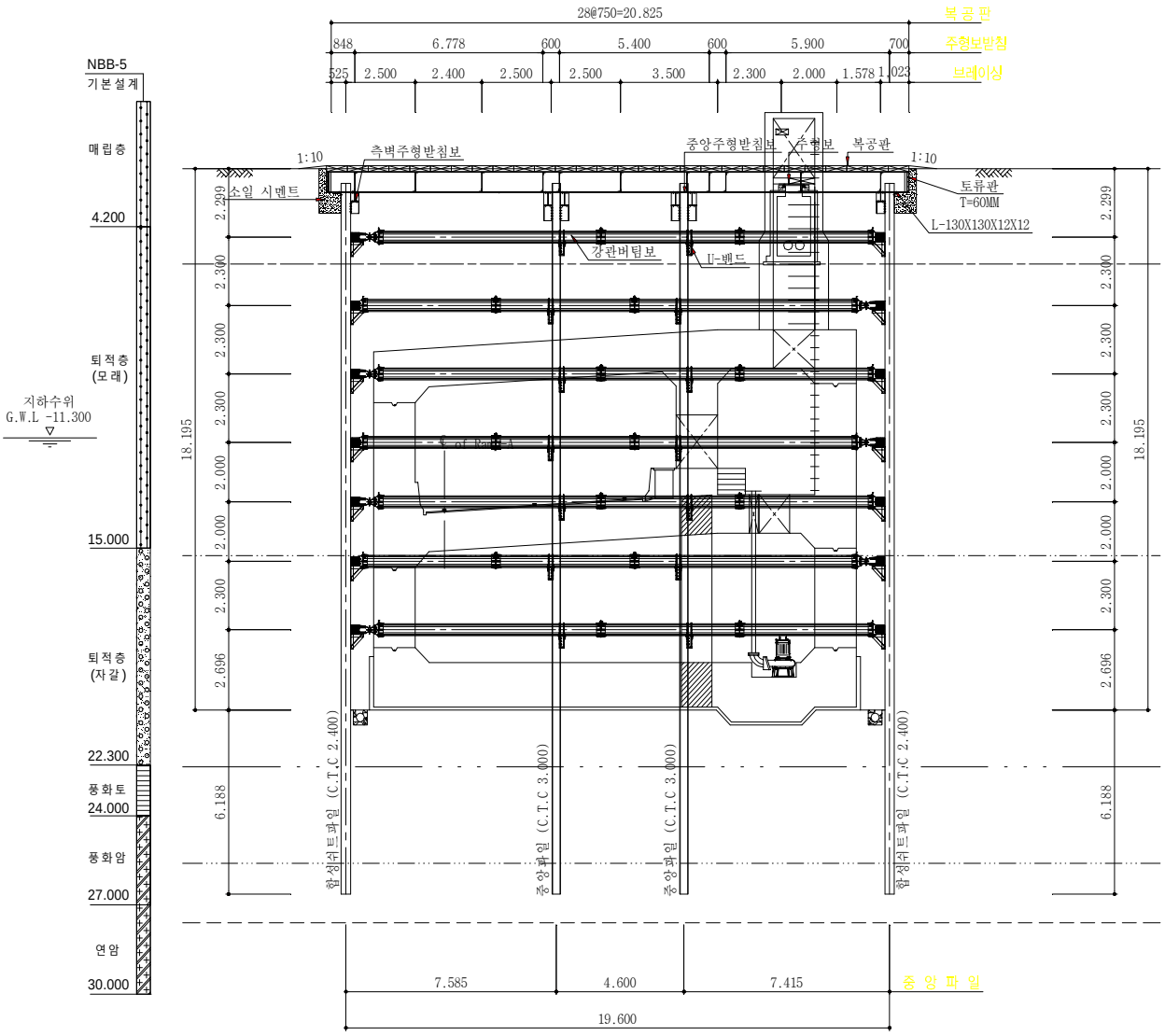
3. 노면복공 설계
   3.1 주형보 설계
   3.2 주형지지보 설계
   3.3 중앙말뚝 설계

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


NBB-5
기본설계
매립층
4.200
퇴적층
(모래)
지하수위
G.W.L -11.300
15.000
퇴적층
(자갈)
22.300
풍화토
24.000
풍화암
27.000
연암
30.000
28@750=20.825
848
6.778
600
5.400
600
5.900
700
525
2.500
2.400
2.500
2.500
3.500
2.300
2.000
1.578
1.023
복공판
주형보받침
브레이싱
1:10
측벽주형받침보
중앙주형받침보
주형보
복공판
1:10
소일 시멘트
토류판
T=60MM
L-130X130X12X12
강관버팀보
U-벤드
18.195
2.299
2.300
2.300
2.300
2.000
2.000
2.300
2.696
6.188
합성리트파일 (C.T.C 2.400)
중앙파일 (C.T.C 3.000)
중앙파일 (C.T.C 3.000)
합성리트파일 (C.T.C 2.400)
7.585
4.600
7.415
중 앙 파 일
19.600

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 재사용 강재시

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

5) 목재의 허용응력 (단위 : MPa)

목재의 종류 / 허용응력도		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	$\ell/r \leq 100$: $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$: $12-0.087(\ell/r)$	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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3.노면복공설계

3.1 주형보 설계

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :		I - 700 x 300 x 13.0 x 24 (SS400)					
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 7.585 m ∴ 최대 주형보 2.5 차로 재하

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	4.000	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(4 + 1.85) x 0.100	=	0.585	kN/m
합 계		∑ W =	6.435	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 7.585) = 0.315 > 0.300

∴ I = 0.300

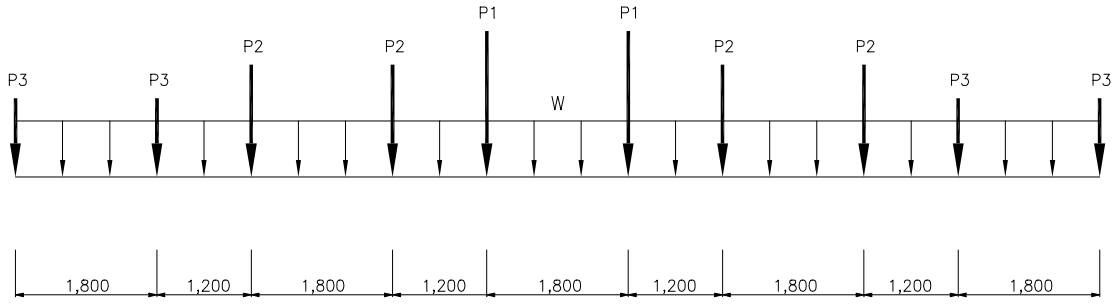
P1 = 240.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 124.800 kN (DB-24 후륜하중)

P2 = 180.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 93.600 kN (DB-18 후륜하중)

P3 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

P4 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

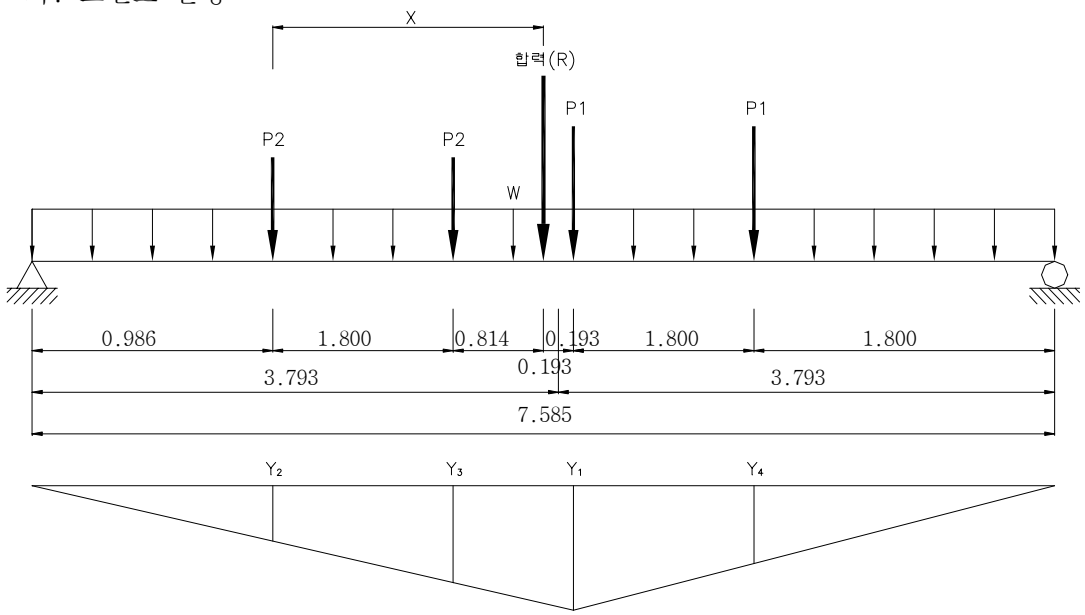
(3) 보가 차량 진행방향과 직각인 경우의 연행이동 하중



3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 2) = 436.800 kN

합력작용점(X) = [{P1 x (3.0 + 4.8)} + (P2 x 1.8)] / R

= [(124.8 x 7.80) + (93.6 x 1.8)] / 436.800 = 2.614 m

∑Yp1 = 1.891 + 0.946 = 2.837 m

∑Yp2 = 0.468 + 1.322 = 1.790 m

A = 7.585 x (1.891 / 2) = 7.172 m^2

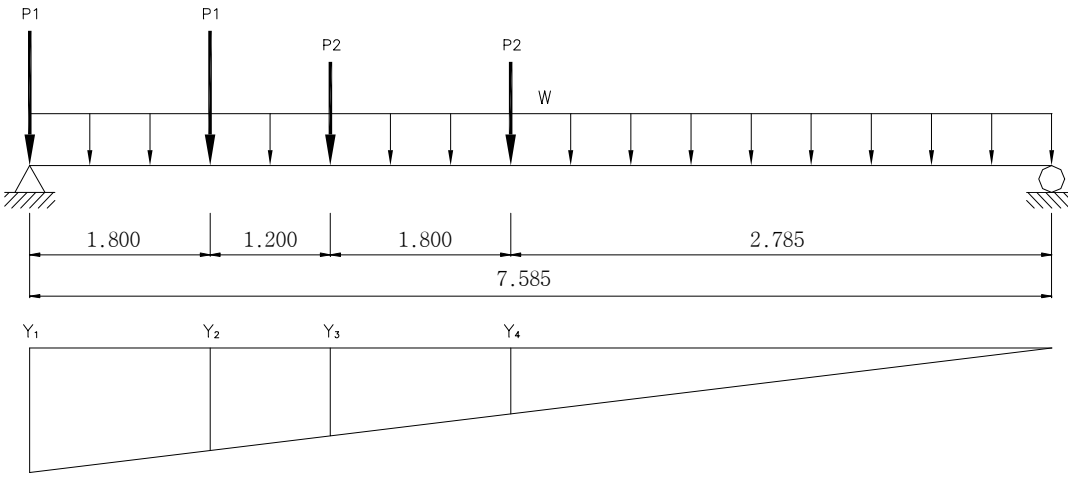
Md = 7.172 x 6.435 = 46.152 kN·m

ML = 124.800 x 2.837 + 93.600 x 1.790 = 521.602 kN·m

M1 = Md + ML = 46.152 + 521.602 = 567.754 kN·m

Y_1 =	1.891
Y_2 =	0.468
Y_3 =	1.322
Y_4 =	0.946

나. 전단력 산정

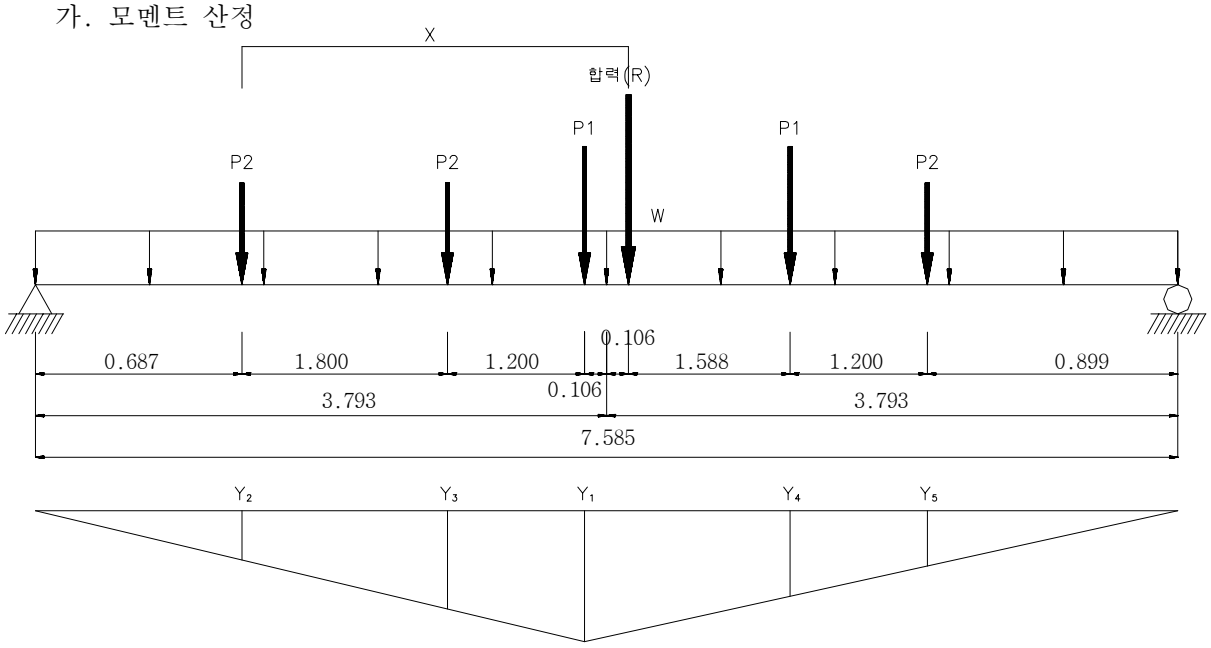


∑Yp1 = 1.000 + 0.763 =	1.763	m	
∑Yp2 = 0.604 + 0.367 =	0.971	m	
A = 7.585 x (1.000 / 2) =	3.793	㎡	
Sd = 3.793 x 6.435 =	24.405	kN	
SL = 124.800 x 1.763 + 93.600 x 0.971 =	310.908	kN	
S1 = Sd + SL = 24.405 + 310.908 =	335.313	kN	

Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.763
Y_3 =	0.604
Y_4 =	0.367

(2) 2.5차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 3) = 530.400 kN

합력작용점(X) = {P1 x (3.0 + 4.8) + P2 x (6.0 + 1.8)} / R

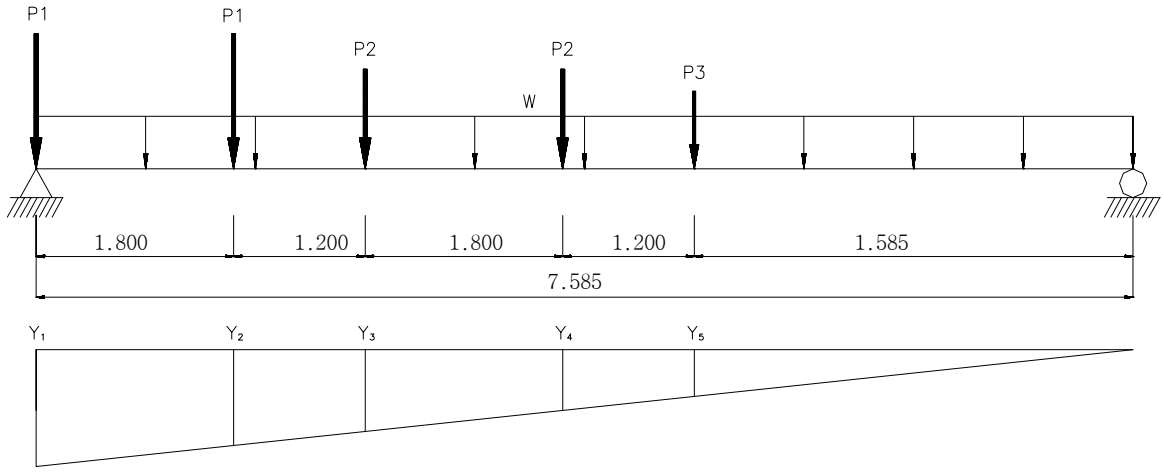
= [(124.800 x (3 + 4.80) + {93.600 x (6.0 + 1.8)}] / 530.400

= 3.212 m

∑Yp1 = 1.895 + 1.020 =	2.915	m	
∑Yp2 = 0.437 + 1.278 + 0.353 =	2.068	m	
A = 1/2 x 7.585 x 1.895 =	7.187	㎡	
Md = 7.187 x 6.435 =	46.247	kN·m	
ML = 0.9 x (124.800 x 2.915 + 93.600 x 2.068)			
=	501.621	kN·m	
M2 = Md + ML = 46.247 + 501.621 =	547.87	kN·m	

Y_1 =	1.895
Y_2 =	0.353
Y_3 =	1.278
Y_4 =	1.020
Y_5 =	0.437

나. 전단력 산정



Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.763
Y_3 =	0.604
Y_4 =	0.367
Y_5 =	0.209

∑Yp1 = 1.000 + 0.763 = 1.763 m

∑Yp2 = 0.604 + 0.367 = 0.971 m

∑Yp3 = 0.209 = 0.209 m

A = 7.585 x (1.000 / 2) = 3.793 m²

Sd = 3.793 x 6.435 = 24.405 kN

SL = 0.9 x (124.8 x 1.763 + 93.6 x 0.971 + 70.2 x 0.209)

= 293.022 kN

S2 = Sd + SL = 24.405 + 293.022 = 317.427 kN

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1, M2 중 큰값 567.754 kN·m

Smax = S1, S2 중 큰값 335.313 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 567754000 / 5760000 = 98.6 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 335313 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 39.6 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.95 m

ℓ /b = 2950 / 300.0 = 9.833 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 190.8 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 98.6 MPa < fba = 190.8 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 39.6 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 521.602 / (1 + 0.300) = 401.232 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 6.435 x 7.585^2 / 8 = 46.277 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 401232000 \times 7585^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 4.557 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = $w\ell^2$ / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 46277000 \times 7585^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.657 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 4.557 + 0.657 = 5.214 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 7585 / 400 = 19.0 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 19.0 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 5.214 mm < δa = 18.963 mm ∴ O.K !

3.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

3.2.1 외측 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.00	mm
W =	1.060	kN/m		ry =	72.60	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

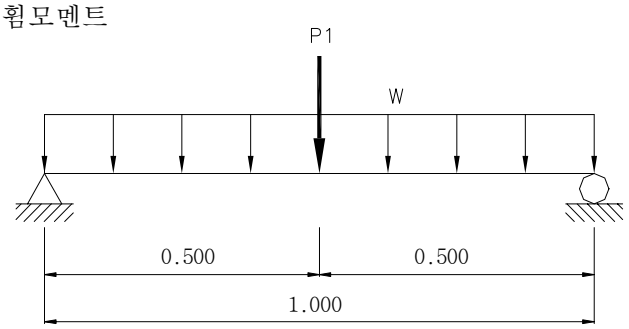
설계경간(L) = 1.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 24.405 + 310.908 = 335.313 kN (후륜재하시)

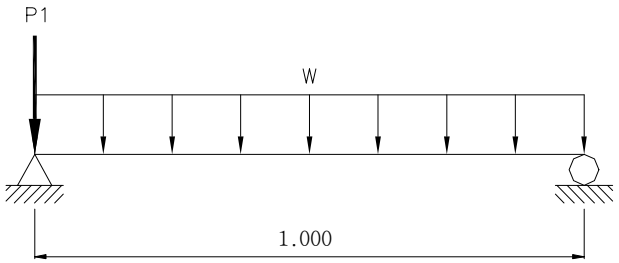
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.060 x 1.000) / 8 + (335.313 x 1.000) / 4

= 83.961 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 335.313 + (1.060 x 1.000) / 2

= 335.843 kN

Smin = 335.313 + 1.060 - 335.843 = 0.530 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 83961000 / 1440000 = 58.3 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 335,843 / [(300.0 - 15.0x2)x15.0)] = 82.92 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 1,000 / 305 = 3.279 (ℓ/b ≤ 4.5)

fba = 1.00 x 210 210.0 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 58.3 MPa < fba = 210.0 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 82.9 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 150 x (π x 576.00 / 4) = 67858.4 N/EA

n = S / Pa = ((335.843+0.530) x 1000) / 67,858.4 = 4.957 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.2.2 내측 주형지지보

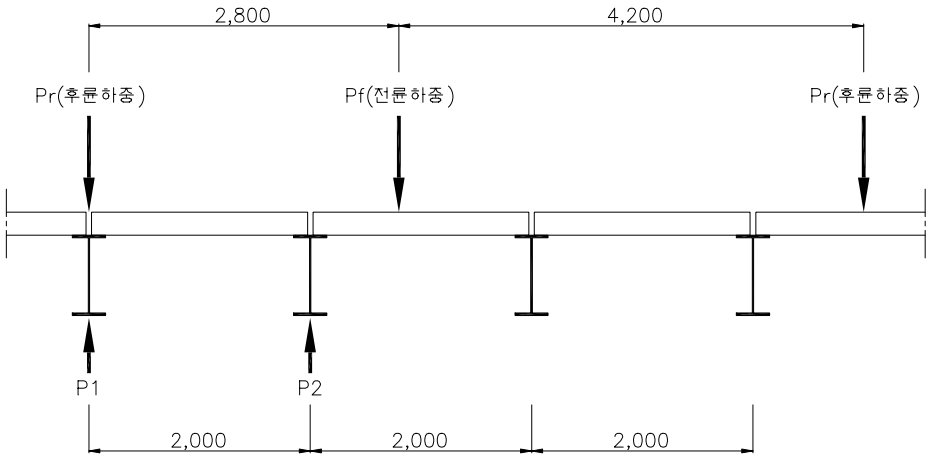
1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	15740.0	mm^2		rx =	189.00	mm
w =	1.240	kN/m		ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4		Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4		Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = 3.000 m (중간 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)



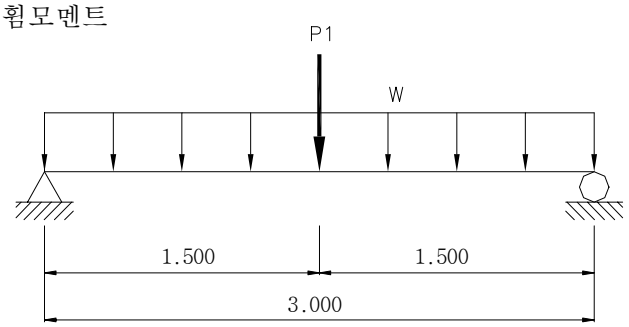
P1 = Sd + SLmax = 24.405 + 310.908

= 335.313 kN (후륜재하시)

P2 = Sd + (SLmax / 4) x (1.2 / 2) = 24.405 + (310.908 / 4) x (1.2 / 2)

= 61.279 kN (전륜재하시)

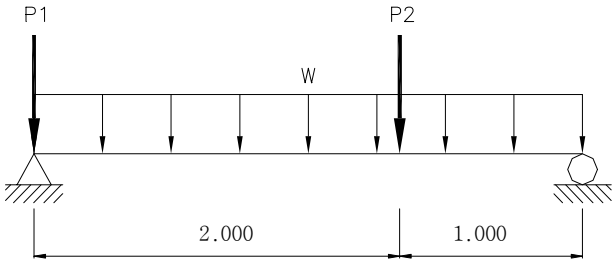
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = P1 x L / 4 + W x L^2 / 8 = (335.313 x 3.000) / 4 + (1.240 x 3.000^2) / 8

= 252.880 kN · m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + P2 x (1.000 / 3.000) + W x L / 2

= 335.313 + 61.279 x (1.000 / 3.000) + (1.240 x 3.000) / 2

= 357.599 kN

Smin = 335.313 + 61.279 + 3.720 - 357.599 = 42.713 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 252,880,000 / 2,550,000 = 99.2 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 357,599/[(440.0-18.0x2)x11.0] = 80.5 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 300.0 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 99.2 MPa < fba = 190.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 80.5 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = v x (πD^2 /4) = 150 x (π x 576.00 / 4) = 67858.4 N/EA

n = S / Pa = ((357.599+42.713) x 1000) / 67,858.4 = 5.899 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m) (L = 24.38 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 : H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)

▣ 단면 제원 :

A =	13480.0	mm^2	rx =	126.0	mm
w =	1.060	kN/m	ry =	72.6	mm
Ix =	215000000.0	mm^4	Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4	Zy =	466000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 7.585 + 4.600 = 12.185 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

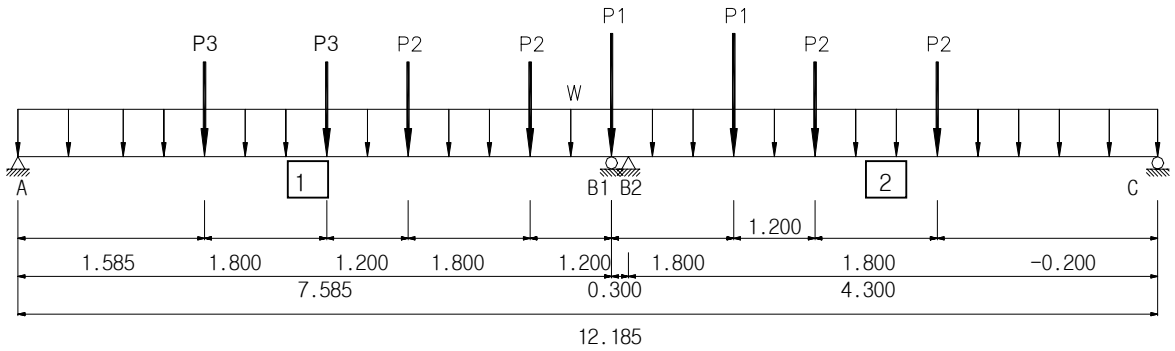
구 분	계 산 식	
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 3.00	= 7.440 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	= 1.060 kN
중앙Pile의 자중	1.060 x 24.383	= 25.846 kN
버팀보의 자중	(0.882 x 7.585 / 2 x 6단) / 3.00 x 3.00	= 64.486 kN
	(1.167 x 7.585 / 2 x 7단) / 3.00 x 3.00	= 99.555 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 6단) x 3.00	= 9.810 kN
합 계		Ps = 208.197 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 6.435 x 7.585 x 1/2 = 24.405 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 6.435 x 4.600 x 1/2 = 14.801 kN

(3) 활 하 중

가. 2차선 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.200 \times (1.585 + 3.385) + 93.600 \times (4.585 + 6.385) + 124.800 \times 7.585}{7.585}$$

= 306.169 kN

$$RB2 = \frac{93.600 \times (-0.200 + 1.600) + 124.800 \times 2.800}{4.300}$$

$= 111.740$ kN

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

RB1 = 306.169 x 0.25 = 76.542 kN

RB2 = 111.740 x 0.25 = 27.935 kN

③ 2차로 활하중 재하시 반력을 100%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
RB1	306.169	76.542	
RB2	111.740	27.935	

라. 편재하시

① 후륜하중 재하시 B점의 반력

RB1 = (2차선재하시 MAX(P1,P2)) = 306.169 kN (1.5차선재하시)

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

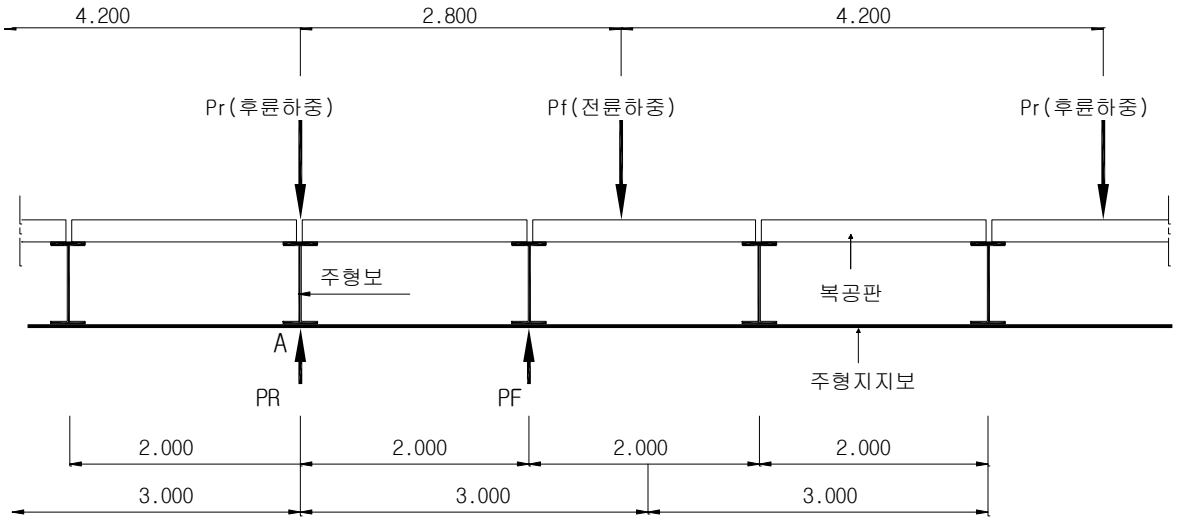
RB1 = 306.169 x 0.25 = 76.542 kN (1.5차선재하시)

마. 설계적용 활하중

구 분		후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
연직력 최 대	RB1	306.169	76.542	
	RB2	111.740	27.935	
편재하시	RB1	306.169	76.542	

(4) 단면력 산정

가. 주형보의 반력



① 연직력 최대인경우

PR1 = Pr1 + Sd1 = 306.169 + 24.405 = 330.574 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (76.542 x 1.200 / 2.000) + 24.405 = 70.330 kN

PR2 = Pr2 + Sd2 = 111.740 + 14.801 = 126.541 kN

PF2 = (Pf2 x 1.200 / 2.000) + Sd2 = (27.935 x 1.200 / 2.000) + 14.801 = 31.562 kN

② 편재하시

PR1 = Pr1 + Sd1 = 306.169 + 24.405 = 330.574 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (76.542 x 1.200 / 2.000) + 24.405 = 70.330 kN

PR2 = Sd1 = 24.405 kN

PF2 = Sd2 = 14.801 kN

나. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 330.574 + 70.330 x (1.00 / 3.00)
+ 24.405 = 378.422 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 126.541 + 31.562 x (1.00 / 3.00)
+ 14.801 = 151.862 kN

② 편재하시 (A점 기준)

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 330.574 + 70.330 x (1.00 / 3.00)
+ 24.405 = 378.422 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 24.405 + 14.801 x (1.00 / 3.00)
+ 14.801 = 44.139 kN

다. 단면력 집계

구 분		계 산 식	
압축응력 및 지지력검토		(378.422 + 151.862 + 208.197) /2 =	369.241 kN
편재하시	압축응력 검토	(378.422 + 44.139 + 208.197) /2 =	315.379 kN
	휨압축응력 검토	(378.422 - 44.139) /2 =	167.142 kN

여기서, - 압축응력 및 지지력 검토시 (Pmax) = P1(연직력최대) + P2(연직력최대) + Ps
- 조합응력 검토의 압축응력 검토시 (Pp) = P1(편재하시) + P2(편재하시) + Ps
- 조합응력 검토의 휨응력 검토시 (Pm) = P1(편재하시) - P2(편재하시)
- 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.
① 중간말뚝의 간격 4.0m 미만의 경우 : 최대 반력의 1/3
② 중간말뚝의 간격 4.0m 이상의 경우 : 최대 반력의 1/2

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 369,240.5 / 13,480.00 = 27.4 MPa

(2) fc : 압축응력 - 조합응력검토시

fc = Pp/A = 315,379.0 / 13,480.00 = 23.4 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 167.142 x 0.300 = 50.142 kN.m

여기서, e(편심) = 0.3 m

fb = Mmax/Zx = 50,142,000 / 1,440,000 = 34.8 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 3,396.0 / 126.0 = 26.952 ($20 < \ell/r \leq 93$)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 201.0 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 3,396.0 / 72.6 = 46.777 ($20 < \ell/r \leq 93$)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 175.2 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 3,396.0 / 305.0 = 11.320 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 185.4 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 3,396.0 / 126.0 = 26.952

fcax = 1.00 x [1200000 / (ℓ/r)^2 x 1.5] = 2477.9 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력 fba = 185.4 MPa > fb = 34.8 MPa ∴ O.K !

압축응력 fca = 201.0 MPa > fc = 27.4 MPa ∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{23.4}{201.0} + \frac{34.8}{185.4 \times (1 - 23.4 / 2{,}477.9)} = 0.310$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력 fca = 175.2 MPa > fc = 27.4 MPa ∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = Pu + α x β x Rt (파일 지지선단이 암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

Pu : 암반에 근입된 말뚝의 선단지지력(tonf)(140 x qu^(1/2) x At^(2/5) x Ai^(1/3))

qu : 암반의 일축압축강도(to= 40

At : 말뚝의 선단부 순단면적= 0.090 ㎡

α: 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β: 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 = (1.210m)

ℓ: 각지층내의 말뚝길이(m)

τ: 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/㎡)= 0.1N 적용

- Pu = 140 x qu^(1/2) x At^(2/5) x Ai^(1/3) = 239 tonf = 2389.04 kN

: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 2,389.0 / 2 = 1194.522 kN

- R(최대반력) = 369.241 kN

: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

∴ R(최대반력) = 369.241 kN < Qa(허용지지력) = 1,194.522 kN ∴ O.K !

4. 흙막이벽 설계

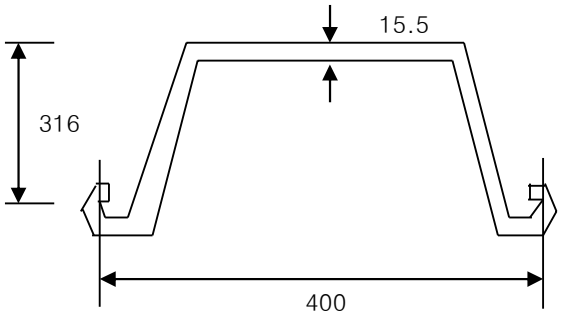
4.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : 합성-V 400×316×15.5 (SY30)

w (kN/m)	1.034
A (mm^2)	27625
I_x (mm^4/m)	420438161
Z_x (mm^3/m)	2712504
R_x (mm/m)	123.4
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	×	3			=	3.18	kN
	1.24	×	1.000	×	1	×	1			=	1.24	kN
	1.06	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN
	1.24	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN
	0.82	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN
버팀보의 자중 :	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/				
	0.882	×	19.600	×	1	×	5	/	3	=	28.813	kN
	1.167	×	19.600	×	1	×	0	/	3	=	0.000	kN
SHEETPILE 자중 :	1.034	×	24.383							=	25.20	kN
주형보의 반력 :	310.908									=	310.908	kN
주형지지보의 자중:	1.06	×	1.000							=	1.060	kN
기타 자중 :	5									=	5.000	kN
최대축력 :										=	375.40	kN

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 213.86 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 258.06 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	375.401	x	1000	/	27624.6	=	13.589	MPa
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	213.860	x	1000000	/	2712504	×	0.6	MPa
												=	131.404	MPa
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	258.060	x	100	/	2445.1	=	10.554	MPa

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (25.900)^2

= 2683.323 MPa

5) 응력검토결과

압축응력 f_{ca} = 255.000 MPa > f_c = 13.589 MPa ---> O.K

휨응력 , f_{ba} = 270.000 MPa > f_b = 131.404 MPa ---> O.K

전단응력 ua = 150.000 MPa > f_u = 10.554 MPa ---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{13.589}{255.0} + \frac{131.404}{270.000 \times (1 - (13.589 / 2683.323))}$$

= 0.542 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 492.021 kN

Total Passive Moment

Mp = 1279.120 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 1279.120 ÷ 492.021

= 2.600 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 15.880 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

18.195 × 0.2% = 36.390 mm

15.880 < 36.390 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 20.26 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 25.70 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	25.70	20.88	16.55	12.73	6.59	0.00

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 20.88 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 6.59 mm

부등 침하량: 14.29 mm

변위(δ/L) = 14.29 / 8,000 = 1 / 560 < 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 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 861.90 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 7.585 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 7.585 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 = 861.900 / 1 EA / cos (0.0 °) = 861.900 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 861.900 + 120.000 = 981.900 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 981.90 / 112.3622 × 1.0 = 8.739 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 × 7.59^2 / 8 = 35.96 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 35.96 / 1092 × 100 = 3.292 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 × 7.59 / 2 = 18.96 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.337 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.59 / 14.05 × 100 = 53.971 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.59 / 14.05 × 100 = 53.971 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 149.25 Mpa

f_c = 87.390 Mpa f_{bc} = 32.920 Mpa f_{bt} = 32.92 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -120.310$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -54.470$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-120.310) - (-54.470)}{-120.310} = 0.547$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.547 / 10 = 1.055$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.055 \times 0.90) = 21.401$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 149.250 \times 189.0 / 189.0 = 149.25$ Mpa

$\therefore f_c = 87.39$ Mpa $< f_{ca} = 149.25$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 32.92$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 556.15$ Mpa

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

$$= \frac{87.39}{149.25} + \frac{32.92}{189.00 \times (1 - 87.39 / 556.15)}$$

$= 0.586 + 0.207 = 0.793 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 87.39 + \frac{32.92}{(1 - 87.39 / 556.15)}$$

$= 87.390 + 39.057 = 126.447 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 3.370 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{120.310}{149.250} + \left\{\frac{3.370}{106.692}\right\}^2$$

= 0.806 + 0.032^2 = 0.807 ≤ 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
87.39	149.25	O.K	32.92	189.000	O.K	3.370	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.793	O.K	126.447	189.00	O.K	0.807	O.K

4.2.2 버팀보 (Φ406.4mm, t=12mm) : 7 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 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 1087.80 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 7.585 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 7.585 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 : Ø 406.4㎜, t=12㎜(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 = 1087.800 / 1 EA / cos (0.0 °) = 1087.800 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 1087.800 + 120.000 = 1207.800 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 1207.80 / 148.7 × 1.0 = 8.122 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 × 7.59^2 / 8 = 35.96 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 35.96 / 1430 × 100 = 2.515 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 × 7.59 / 2 = 18.96 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.255 \ kN/cm^2$$

3) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.59 / 14.00 × 100 = 54.179 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.59 / 14.00 × 100 = 54.179 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 149.01 Mpa

f_c = 81.220 Mpa f_{bc} = 25.150 Mpa f_{bt} = 25.15 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -106.370$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -56.070$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-106.370) - (-56.070)}{-106.370} = 0.473$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.473 / 10 = 1.047$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.047 \times 1.20) = 16.173$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 149.010 \times 189.0 / 189.0 = 149.01$ Mpa

$\therefore f_c = 81.22$ Mpa $< f_{ca} = 149.01$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 25.15$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 551.89$ Mpa

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

$$= \frac{81.22}{149.01} + \frac{25.15}{189.00 \times (1 - 81.22 / 551.89)}$$

$= 0.545 + 0.156 = 0.701 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 81.22 + \frac{25.15}{(1 - 81.22 / 551.89)}$$

$= 81.220 + 29.490 = 110.710 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 107.265 Mpa

τ = 2.550 Mpa < τ_a = 107.265 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{106.370}{149.010} + \left\{\frac{2.550}{107.265}\right\}^2$$

= 0.714 + 0.024^2 = 0.715 ≤ 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
81.22	149.01	O.K	25.15	189.000	O.K	2.550	107.27	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.701	O.K	110.710	189.00	O.K	0.715	O.K

4.3 버팀보 띠장 설계

4.3.1 버팀보 띠장 (1 ~ 4) 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 = 3.000 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) = 529.100 / 3.000 = 176.367 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 176.367 x 3.000 x 3.000 = 198.413 kN·m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 176.367 x 3.000 x 3.000 = 158.730 kN·m

∴ Mmax max (158.730 , 198.413) = 198.413 kN·m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

$S_1 = 7/12\ WL$ 7/12 x 176.367 x 3.000 = 308.642 kN

- 연속보로 적용시

$S_2 = 6/10\ WL$ 6/10 x 176.367 x 3.000 = 317.461 kN

∴ Smax max (308.642 , 317.461) = 317.461 kN·m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 198,412,875 / 1,440,000 = 137.787 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 317,461 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 78.385 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 305 = 9.836 (4.5 < $\ell/b \leq$ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.790 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.790 MPa	>	fb =	137.787 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	78.385 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 317460.6 / 120 = 2645.505 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 308642.25 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 68.763 MPa

전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	68.763 MPa	∴ O.K !

4.3.2 버팀보 띠장 (5 ~ 6) 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 = 3.000 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) = 861.900 / 3.000 = 287.300 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 287.300 x 3.000 x 3.000 = 323.213 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 287.300 x 3.000 x 3.000 = 258.570 kN · m

∴ Mmax max (258.570 , 323.213) = 323.213 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 287.300 x 3.000 = 502.775 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 287.300 x 3.000 = 517.140 kN

∴ Smax max (502.775 , 517.140) = 517.140 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 323,212,500 / 2,550,000 = 126.750 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 517,140 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 116.368 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 3,000 / 300 = 10.000 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 190.200 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.200 MPa	>	fb =	126.75 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	116.368 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 517140 / 120 = 4309.500 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 1093.493) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 502775 / (4444 + 1093.493 x 1ea)

= 90.795 MPa

전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	90.795 MPa	∴ O.K !

5.3.3 버팀보 띠장 (7) 단 (2H - 300 x 305)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	2H - 300 x 305 x 15 x 15					
▣ 단면 제원 :						
A =	13,480	mm^2		rx =	126	mm
w =	1.060	kN/m		ry =	72.600	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 = 3.000 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) = 1,087.800 / 3.000 / 2 = 181.300 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 181.300 x 3.000 x 3.000 = 203.963 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 181.300 x 3.000 x 3.000 = 163.170 kN · m

∴ Mmax max (163.170 , 203.963) = 203.963 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 181.300 x 3.000 = 317.275 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 181.300 x 3.000 = 326.340 kN

∴ Smax max (317.275 , 326.340) = 326.340 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 203,962,500 / 1,440,000 = 141.641 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 326,340 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 80.578 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 305 = 9.836 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.790 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba = 190.790 MPa	>	fb = 141.641 MPa	∴ O.K !	
전단응력	va = 120.000 MPa	>	v = 80.578 MPa	∴ O.K !	
총소요 단면적	= Smax / va = 326340 / 120 =			2719.500	mm^2

추가필요단면적 = 0.000 mm^2

사용 PL = 2PL - 145 x 270 x 14

사용 PL 단면적 (Aw') = 145 x 270 x 14 x 2ea / 1500 = 730.8 mm^2

소요 STIFFENER 수량 (n) = (0 / 730.8) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 317275 / (4050 + 730.8 x 1ea)

= 66.364 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 66.364 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
주형보	휨 응 력		MPa	98.57	190.80	1.94	∴ O.K	I - 700x300x13x24
	전단응력		MPa	39.56	120.00	3.03	∴ O.K	
	처 짐		mm	5.21	18.96	3.64	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(측면)	휨 응 력		MPa	58.31	210.00	3.60	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	전단응력		MPa	82.92	120.00	1.45	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(중앙)	휨 응 력		MPa	99.17	190.20	1.92	∴ O.K	H - 440x300x11x18
	전단응력		MPa	80.47	120.00	1.49	∴ O.K	(SS400)
중앙파일	휨응력		MPa	34.82	185.45	5.33	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	압축응력		MPa	27.39	200.96	7.34	∴ O.K	
	조합응력			0.31	1.00	3.23	∴ O.K	(SS400)
	지지력		kN	369.24	1194.52	3.24	∴ O.K	
쉬트파일	휨응력		MPa	131.40	270.00	2.05	∴ O.K	합성-V 400×316×15.5
	압축응력		MPa	13.59	255.00	18.76	∴ O.K	
	전단응력		MPa	10.55	150.00	14.21	∴ O.K	(SY30)
	조합응력			0.542	1.000	1.84	∴ O.K	
버팀보(9t)	작용력		kN/ea	981.90				Φ406.4mm, t=9mm
	조합응력			0.81	1.00	1.24	∴ O.K	(SS400)
버팀보(12t)	작용력		kN/ea	1207.80				Φ406.4mm, t=12mm
	조합응력			0.72	1.00	1.40	∴ O.K	(SS400)
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	137.79	190.79	1.38	∴ O.K	H - 300x305x15x15
		전단응력	MPa	68.76	120.00	1.75	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 H440	휨응력	MPa	126.75	190.20	1.50	∴ O.K	H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	90.80	120.00	1.32	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 2H-300	휨응력	MPa	141.64	190.79	1.35	∴ O.K	2H - 300x305x15x15
		전단응력	MPa	80.58	120.00	1.49	∴ O.K	(SS400)

6.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	2.6	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	15.88㎜	<	36.39㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/560	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-A 집수정검토 (NBB-5 GL-11.30M적용)

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

PROFILE   1    3.209     1      1
          2    13.007    3      3
          3    20.107    4      4
          4    23.343    5      5
          5    25.342    6      6
          6    40.000    7      7

VWALL     1     24.382     .02762     4.2044E-04     2.1E+08   1       1     1     0     0
          2     24.382     .008336     .000133       2.1E+08    2.4     .594     .201     0     0


STRUT   1    0.7     0.02355          9.8          2        0        0        0        0
        2    2.299   0.01124          9.8          3        150      0        0        0
        3    4.599   0.01124          9.8          3        150      0        0        0
        4    6.899   0.01124          9.8          3        200      0        0        0
        5    9.199   0.01124          9.8          3        250      0        0        0
        6    11.199  0.01124          9.8          3        250      0        0        0
        7    13.199  0.01124          9.8          3        300      0        0        0
        8    15.499  0.01487          9.8          3        250      0        0        0
```

```
Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.2
      gwl 11.3 11.3 10
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 1.2

STEP  2  const strut 1 and excavation to 2.799
      const strut 1
      excavation 2.799

STEP  3  const strut 2 and excavation to 5.099
      const strut 2
      excavation 5.099

STEP  4  const strut 3 and excavation to 7.399
      const strut 3
      excavation 7.399

STEP  5  const strut 4 and excavation to 9.699
      const strut 4
      excavation 9.699

STEP  6  const strut 5 and excavation to 11.699
      const strut 5
      excavation 11.699

STEP  7  const strut 6 and excavation to 13.699
      const strut 6
      excavation 13.699

STEP  8  const strut 7 and excavation to 15.999
      const strut 7
      excavation 15.999

STEP  9  const strut 8 and excavation to 18.195
      const strut 8
      excavation 18.195
      ground settlement
      depth check

STEP  10  peck check
      peck 0.65 0 0
```

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(집수정) 검토.datDate : 2015-04-29
Project : 종점부 RAMP-A 집수정검토 (NBB-5 GL-11.30M적용) Time : 14:33:06

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	1.20	1.37	4.80	-3.83	1.10	1.02	20.30	-3.74	2.00
2	2.80	11.29	0.70	-8.31	3.20	11.06	2.30	-3.24	5.40
-3	2.80	27.47	2.30	-22.53	2.30	2.06	5.00	-17.28	2.30
3	5.10	51.13	2.30	-29.16	2.30	31.70	4.60	-33.98	2.30
-4	5.10	35.51	2.30	-25.03	4.60	4.86	3.70	-19.86	2.30
4	7.40	74.44	4.60	-36.32	7.90	50.82	6.80	-33.98	4.60
-5	7.40	41.64	4.60	-37.91	6.90	15.59	5.90	-23.39	2.30
5	9.70	93.15	6.90	-47.03	6.90	63.86	9.00	-38.69	6.90
-6	9.70	51.44	6.90	-49.82	9.20	21.54	8.10	-23.60	2.30
6	11.70	114.05	9.20	-62.28	9.20	77.12	11.40	-51.55	9.20
-7	11.70	63.73	9.20	-53.75	9.20	23.47	12.00	-23.05	2.30
7	13.70	138.18	11.20	-66.07	9.20	101.62	13.30	-54.00	11.20
-8	13.70	77.68	11.20	-58.28	9.20	34.86	12.50	-30.55	9.20
8	16.00	205.86	13.20	-88.27	17.20	160.27	15.50	-91.44	13.20
-9	16.00	154.07	13.20	-69.00	13.20	94.33	15.00	-50.15	13.20
9	18.20	258.06	15.50	-108.11	19.60	213.86	17.70	-91.23	13.20
10	18.20	221.83	15.50	-122.69	15.50	131.20	17.60	-114.32	15.50

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	0.7	2.3	4.6	6.9	9.2	11.2	13.2	15.5
1	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	2.8	27.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-3	2.8	-3.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	5.1	-26.9	247.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-4	5.1	-7.5	179.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.4	-21.1	178.6	318.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-5	7.4	-11.8	182.0	202.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	9.7	-10.8	167.6	195.0	420.6	0.0	0.0	0.0	0.0
-6	9.7	-11.9	178.0	204.8	271.5	0.0	0.0	0.0	0.0
6	11.7	-9.9	175.4	181.7	258.3	529.1	0.0	0.0	0.0
-7	11.7	-11.2	177.0	196.6	268.5	352.5	0.0	0.0	0.0
7	13.7	-10.9	178.5	192.0	233.6	340.6	581.1	0.0	0.0
-8	13.7	-11.1	177.6	195.0	255.5	346.8	370.1	0.0	0.0
8	16.0	-11.4	178.7	198.0	244.7	284.1	348.0	861.9	0.0
-9	16.0	-11.2	178.3	196.9	248.2	306.8	360.6	669.4	0.0
9	18.2	-11.4	178.2	198.2	253.3	299.8	293.1	573.5	1087.8
10	18.2	244.1	440.0	452.5	386.6	325.8	269.7	388.4	1033.6

Note : Unit of Force = (kN/ea),
Values are including effect of inclination of strut($1/\cos\Theta$)

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

Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
1	0.00	0.00(1)	0.00(0)	0.11(10)	0.00(0)	0.90(1)	66.78(10)
6	0.50	0.00(0)	-34.58(10)	0.00(0)	-8.42(10)	0.81(1)	71.62(10)
8	0.70	72.93(10)	-49.09(10)	0.00(0)	-16.78(10)	0.83(2)	73.63(10)
13	1.20	34.84(10)	-17.73(3)	10.28(10)	-9.19(3)	0.89(2)	78.89(10)
24	2.30	87.98(10)	-58.68(10)	11.06(2)	-33.98(3)	1.20(10)	91.64(10)
29	2.80	43.04(3)	-7.77(2)	30.77(10)	-20.33(4)	1.36(10)	98.03(10)
33	3.20	35.83(3)	-8.31(2)	39.06(10)	-16.16(4)	1.44(10)	103.45(10)
47	4.60	74.44(4)	-85.83(10)	31.70(3)	-33.98(4)	1.83(3)	59.00(10)
52	5.10	59.21(4)	-15.32(3)	27.90(3)	-13.95(5)	2.00(4)	58.13(10)
59	5.80	35.97(4)	-21.13(3)	32.94(4)	-9.94(5)	2.51(4)	56.92(10)
70	6.90	93.15(5)	-65.92(10)	50.53(4)	-38.69(5)	2.93(4)	55.06(10)
75	7.40	72.91(5)	-25.08(4)	43.08(4)	-14.02(6)	2.91(4)	54.24(10)
82	8.10	42.94(5)	-35.47(4)	43.53(5)	-11.40(6)	3.50(5)	53.09(10)
93	9.20	114.05(6)	-66.07(7)	63.26(5)	-51.55(6)	3.93(5)	51.34(10)
98	9.70	89.56(6)	-32.25(5)	53.28(5)	-30.43(7)	3.85(5)	50.55(10)
103	10.20	64.26(6)	-46.45(5)	37.89(6)	-25.28(7)	4.34(6)	51.82(6)
113	11.20	138.18(7)	-68.84(8)	75.94(6)	-64.13(8)	5.03(6)	54.91(9)
118	11.70	109.98(7)	-16.81(6)	74.68(6)	-47.52(8)	5.14(7)	59.44(6)
123	12.20	79.22(7)	-40.09(6)	59.92(6)	-45.67(8)	5.85(7)	64.71(7)
131	13.00	24.59(7)	-77.11(9)	97.55(7)	-76.65(8)	6.62(7)	73.15(7)
133	13.20	205.86(8)	-91.88(9)	101.00(7)	-91.44(8)	6.71(7)	75.52(7)
138	13.70	166.97(8)	-32.45(6)	96.34(7)	-51.22(9)	7.87(8)	81.49(7)
145	14.40	107.60(8)	-61.07(7)	98.36(8)	-32.32(10)	9.54(8)	89.91(9)
156	15.50	258.06(9)	-122.69(10)	160.27(8)	-114.32(10)	10.97(8)	103.30(8)
161	16.00	205.46(9)	-48.15(8)	148.52(8)	-23.97(6)	12.48(9)	109.46(8)
183	18.20	14.02(7)	-65.45(10)	199.43(9)	-25.02(7)	15.69(9)	137.09(9)
188	18.70	16.33(7)	-88.65(10)	162.07(9)	-44.91(8)	14.95(9)	0.00(0)
193	19.20	15.63(7)	-103.96(9)	113.55(9)	-54.06(8)	13.76(9)	0.00(0)
198	19.70	12.71(7)	-107.97(9)	60.03(9)	-53.29(8)	12.25(9)	0.00(0)
202	20.10	14.89(8)	-102.93(9)	17.59(9)	-48.46(8)	10.91(9)	0.00(0)
203	20.20	15.91(8)	-100.45(9)	8.40(6)	-46.92(8)	10.57(9)	0.00(0)
208	20.70	19.57(8)	-77.97(9)	8.13(6)	-37.98(9)	8.86(9)	0.00(0)
213	21.20	21.55(8)	-38.09(9)	7.87(7)	-67.90(9)	7.26(9)	0.00(0)
218	21.70	21.62(8)	-0.48(6)	8.87(7)	-76.20(9)	5.84(9)	0.00(0)
223	22.20	26.73(9)	-0.13(6)	9.50(7)	-68.52(9)	4.64(9)	0.00(0)
228	22.70	39.09(9)	-1.22(7)	9.47(7)	-51.52(9)	3.63(9)	0.00(0)
233	23.20	40.12(9)	-5.65(7)	7.89(7)	-31.24(9)	2.76(9)	0.00(0)
234	23.30	38.83(9)	-6.94(7)	7.26(7)	-27.33(9)	2.60(9)	0.00(0)
Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
Max/Min		258.06	-122.69	213.86	-114.32	15.88	137.09

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

Max Disp / Max Exdepth = 15.88mm/18.20m = 0.09%

변 경

7. Ramp-A

(STA.8+ 280.000～STA.8+ 310.000)

목 차

1. 표준단면

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

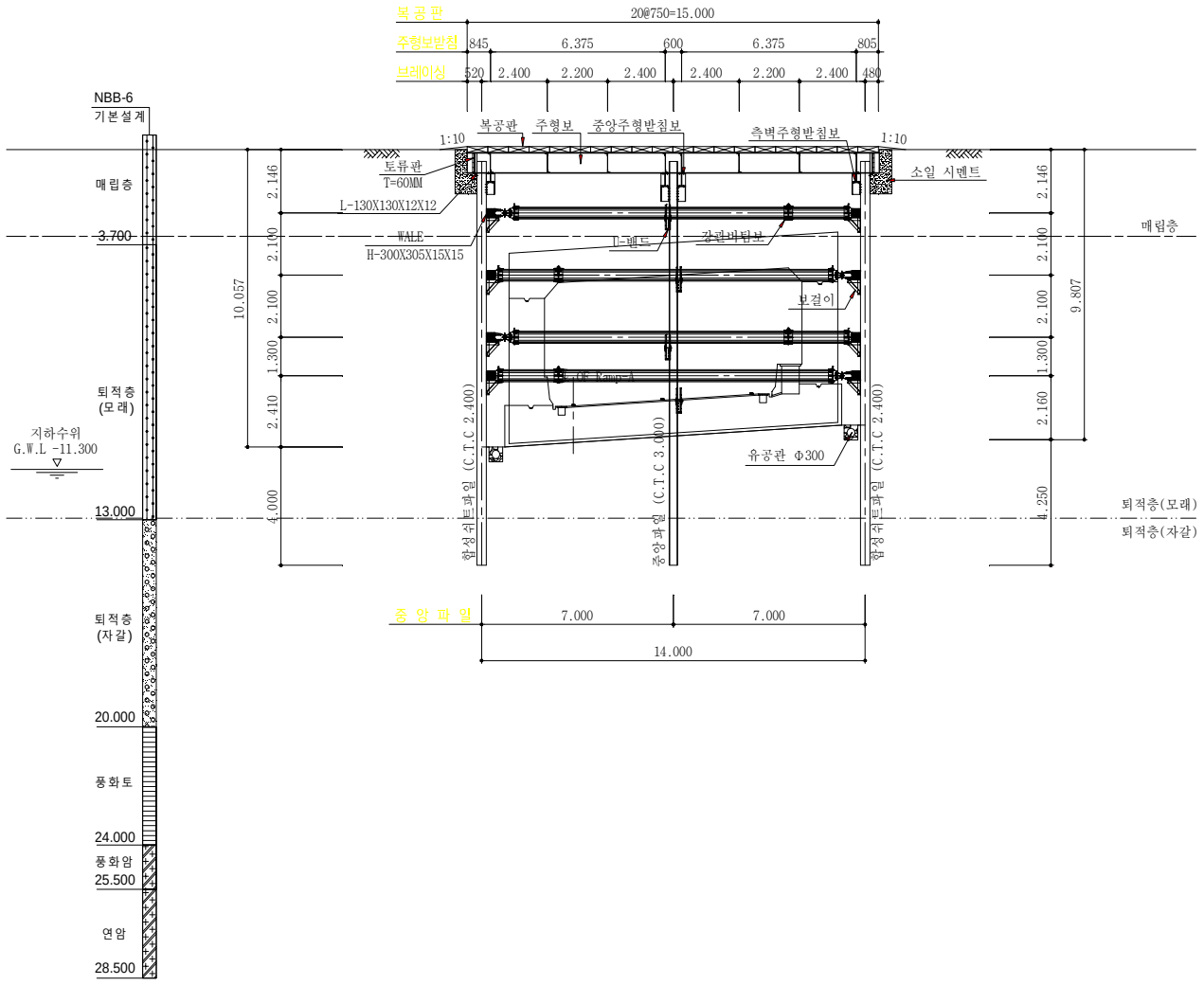
3. 노면복공 설계
   3.1 주형보 설계
   3.2 주형지지보 설계
   3.3 중앙말뚝 설계

4. 흙막이 벽 설계
   4.1 SHEETPILE 설계
   4.2 버팀보 설계
   4.3 버팀보 띠장 설계

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


복공판
20@750=15.000
주형보받침
845
6.375
600
6.375
805
브레이싱
520
2.400
2.200
2.400
2.400
2.200
2.400
480
NBB-6
기본설계
복공판
주형보
중앙주형받침보
측벽주형받침보
1:10
1:10
토류판
T=60MM
L-130X130X12X12
WALE
H-300X305X15X15
소일 시멘트
매립층
3.700
퇴적층
(모래)
지하수위
G.W.L -11.300
13.000
퇴적층
(자갈)
20.000
풍화토
24.000
풍화암
25.500
연암
28.500
10.057
2.146
2.100
2.100
1.300
2.410
4.000
H-파일 (C.T.C 2.400)
중앙파일 (C.T.C 3.000)
H-파일 (C.T.C 2.400)
I-빔트
강관버팀보
보걸이
유공관 Φ300
9.807
2.146
2.100
2.100
1.300
2.160
4.250
매립층
퇴적층(모래)
퇴적층(자갈)
중 앙 파 일
7.000
7.000
14.000

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3.노면복공설계

3.1 주형보 설계

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	I - 700 x	300 x	13.0 x	24	(SS400)		
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 7.000 m ∴ 최대 주형보 2.5 차로 재하

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	4.000	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(4 + 1.85) x 0.100	=	0.585	kN/m
합 계		∑ W =	6.435	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 7.000) = 0.319 > 0.300

∴ I = 0.300

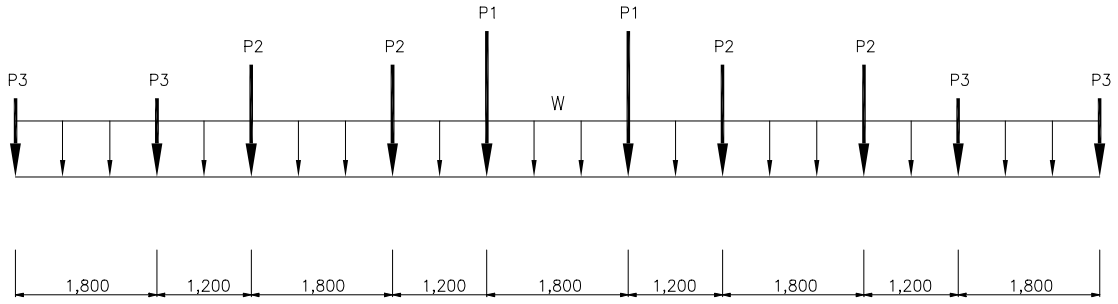
P1 = 240.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 124.800 kN (DB-24 후륜하중)

P2 = 180.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 93.600 kN (DB-18 후륜하중)

P3 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

P4 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

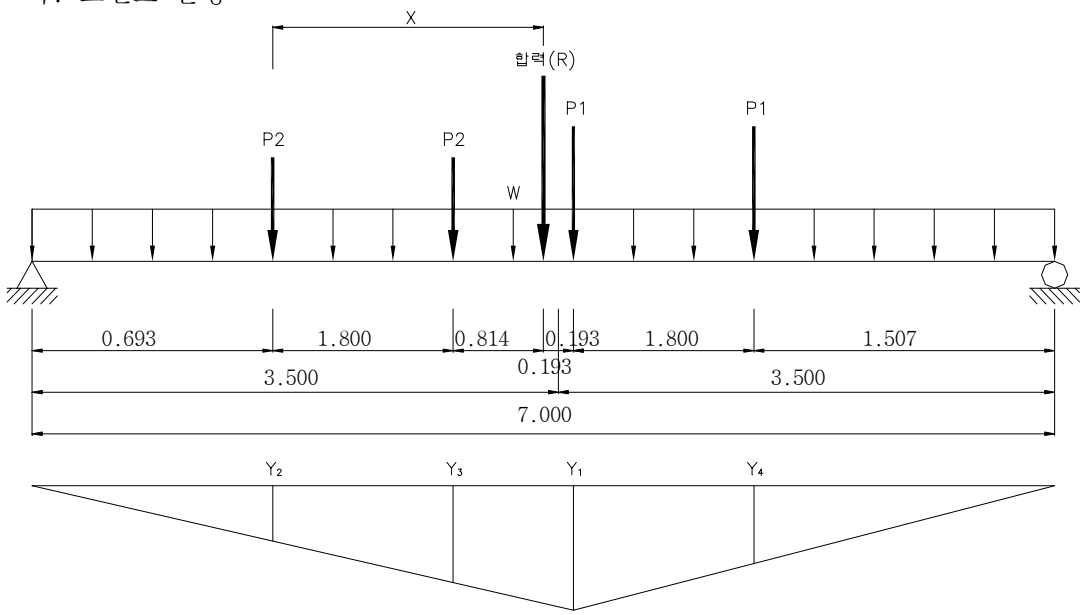
(3) 보가 차량 진행방향과 직각인 경우의 연행이동 하중



3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 2) = 436.800 kN

합력작용점(X) = [{P1 x (3.0 + 4.8)} + (P2 x 1.8)] / R

= [(124.8 x 7.80) + (93.6 x 1.8)] / 436.800 = 2.614 m

Y_1 =	1.745
Y_2 =	0.327
Y_3 =	1.178
Y_4 =	0.795

∑Yp1 = 1.745 + 0.795 = 2.540 m

∑Yp2 = 0.327 + 1.178 = 1.505 m

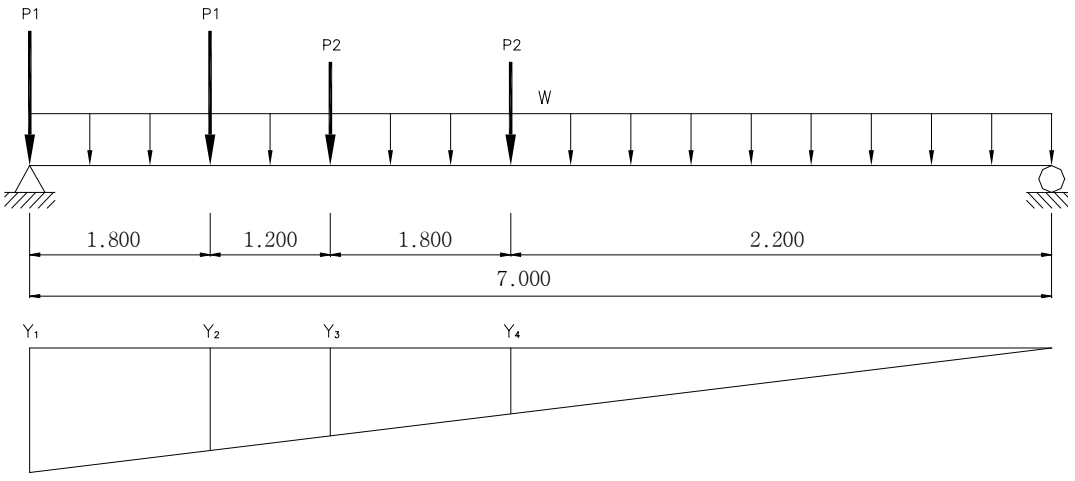
A = 7.000 x (1.745 / 2) = 6.108 m^2

Md = 6.108 x 6.435 = 39.305 kN·m

ML = 124.800 x 2.540 + 93.600 x 1.505 = 457.860 kN·m

M1 = Md + ML = 39.305 + 457.860 = 497.165 kN·m

나. 전단력 산정

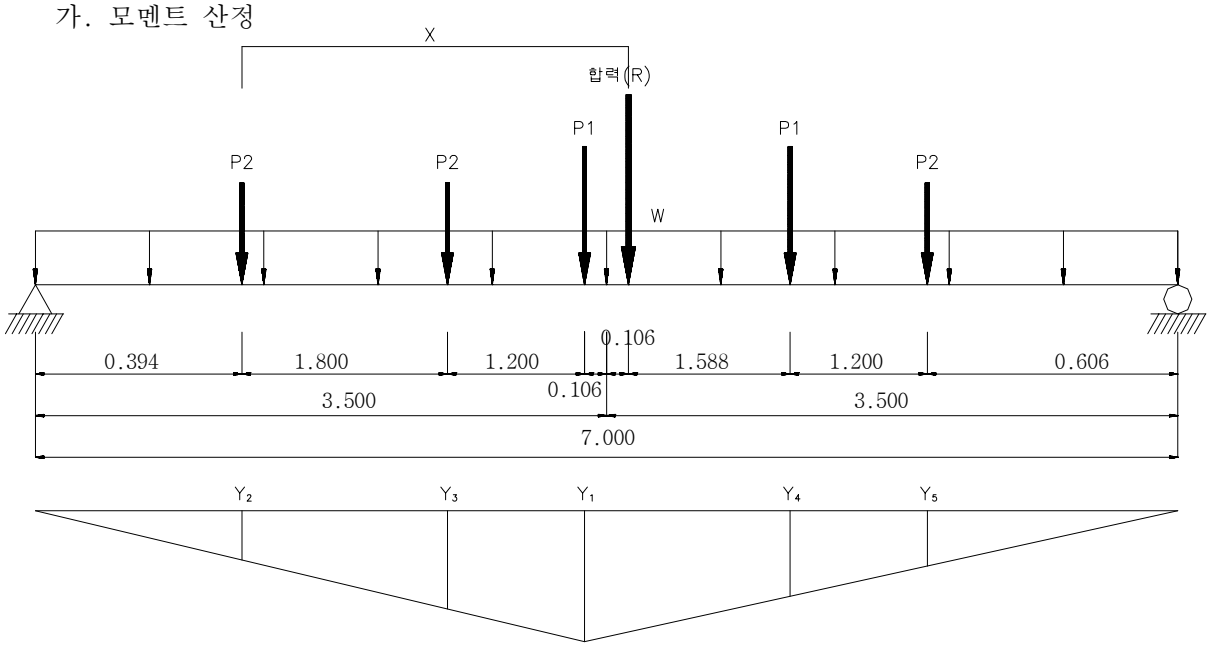


∑Yp1 = 1.000 + 0.743 =	1.743	m	
∑Yp2 = 0.571 + 0.314 =	0.885	m	
A = 7.000 x (1.000 / 2) =	3.500	㎡	
Sd = 3.500 x 6.435 =	22.523	kN	
SL = 124.800 x 1.743 + 93.600 x 0.885 =	300.362	kN	
S1 = Sd + SL = 22.523 + 300.362 =	322.885	kN	

Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.743
Y_3 =	0.571
Y_4 =	0.314

(2) 2.5차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 3) = 530.400 kN

합력작용점(X) = {P1 x (3.0 + 4.8) + P2 x (6.0 + 1.8)} / R

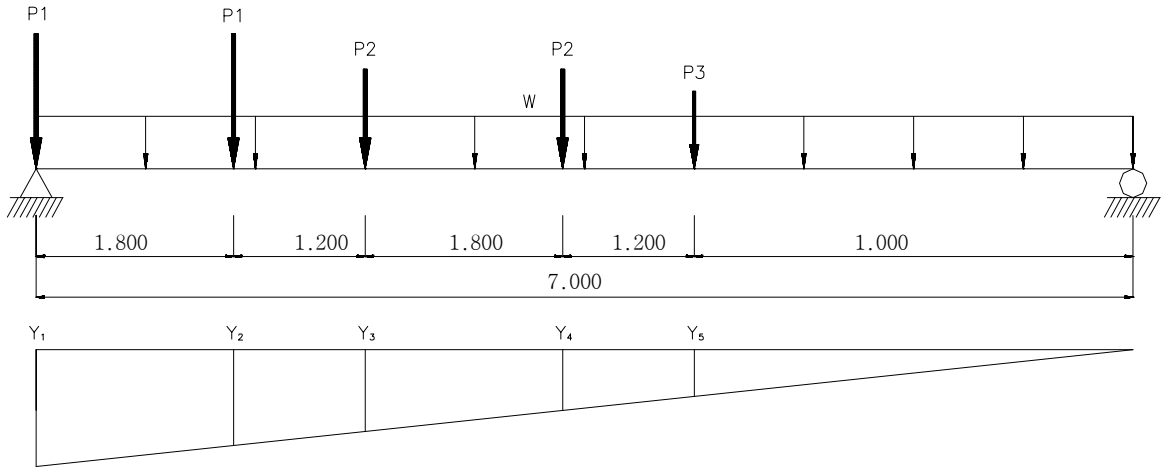
= [(124.800 x (3 + 4.80) + {93.600 x (6.0 + 1.8)}] / 530.400

= 3.212 m

∑Yp1 = 1.748 + 0.875 =	2.623	m	
∑Yp2 = 0.294 + 1.130 + 0.203 =	1.627	m	
A = 1/2 x 7.000 x 1.748 =	6.118	㎡	
Md = 6.118 x 6.435 =	39.369	kN·m	
ML = 0.9 x (124.800 x 2.623 + 93.600 x 1.627) =	431.674	kN·m	
M2 = Md + ML = 39.369 + 431.674 =	471.04	kN·m	

Y_1 =	1.748
Y_2 =	0.203
Y_3 =	1.130
Y_4 =	0.875
Y_5 =	0.294

나. 전단력 산정



Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.743
Y_3 =	0.571
Y_4 =	0.314
Y_5 =	0.143

∑Yp1 = 1.000 + 0.743 = 1.743 m

∑Yp2 = 0.571 + 0.314 = 0.885 m

∑Yp3 = 0.143 = 0.143 m

A = 7.000 x (1.000 / 2) = 3.500 ㎡

Sd = 3.500 x 6.435 = 22.523 kN

SL = 0.9 x (124.8 x 1.743 + 93.6 x 0.885 + 70.2 x 0.143)

= 279.361 kN

S2 = Sd + SL = 22.523 + 279.361 = 301.884 kN

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1, M2 중 큰값 497.165 kN·m

Smax = S1, S2 중 큰값 322.885 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 497165000 / 5760000 = 86.3 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 322885 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 38.1 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.40 m

ℓ /b = 2400 / 300.0 = 8.000 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 197.4 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 86.3 MPa < fba = 197.4 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 38.1 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 457.860 / (1 + 0.300) = 352.200 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 6.435 x 7.000^2 / 8 = 39.414 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 352200000 \times 7000^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 3.407 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = $w\ell^2$ / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 39414000 \times 7000^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.477 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 3.407 + 0.477 = 3.884 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 7000 / 400 = 17.5 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 17.5 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 3.884 mm < δa = 17.500 mm ∴ O.K !

3.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

3.2.1 외측 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.00	mm
W =	1.060	kN/m		ry =	72.60	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

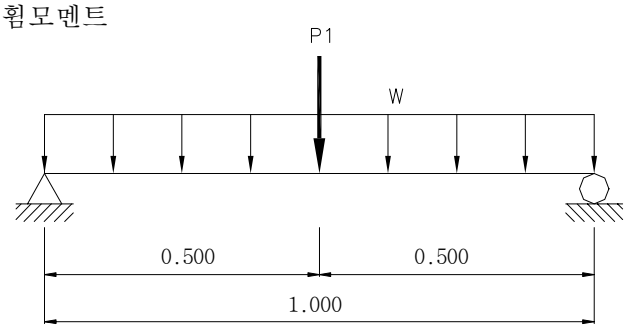
설계경간(L) = 1.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 22.523 + 300.362 = 322.885 kN (후륜재하시)

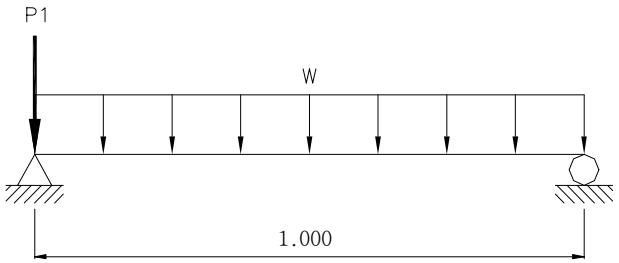
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.060 x 1.000) / 8 + (322.885 x 1.000) / 4

= 80.854 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 322.885 + (1.060 x 1.000) / 2

= 323.415 kN

Smin = 322.885 + 1.060 - 323.415 = 0.530 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 80854000 / 1440000 = 56.1 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 323,415 / [(300.0 - 15.0x2)x15.0)] = 79.86 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 1,000 / 305 = 3.279 (ℓ/b ≤ 4.5)

fba = 1.00 x 210 210.0 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 56.1 MPa < fba = 210.0 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 79.9 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 150 x (π x 576.00 / 4) = 67858.4 N/EA

n = S / Pa = ((323.415+0.530) x 1000) / 67,858.4 = 4.774 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.2.2 내측 주형지지보

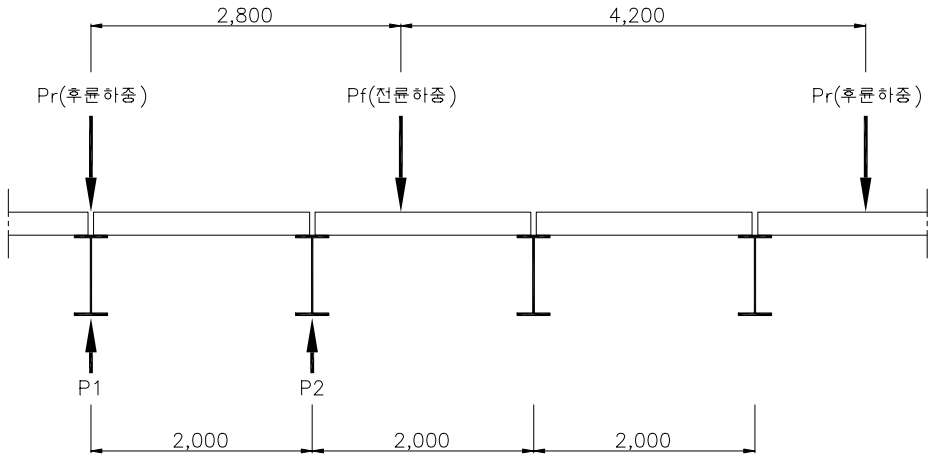
1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	15740.0	mm^2		rx =	189.00	mm
w =	1.240	kN/m		ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4		Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4		Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = 3.000 m (중간 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)



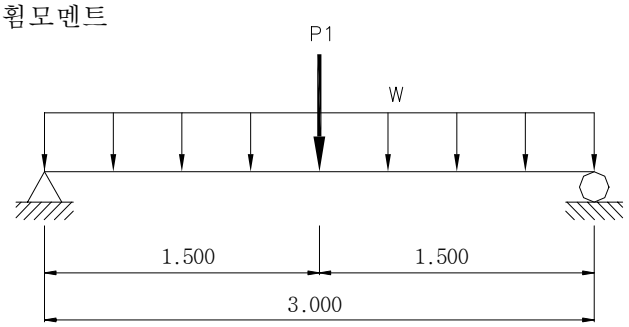
P1 = Sd + SLmax = 22.523 + 300.362

= 322.885 kN (후륜재하시)

P2 = Sd + (SLmax / 4) x (1.2 / 2) = 22.523 + (300.362 / 4) x (1.2 / 2)

= 58.568 kN (전륜재하시)

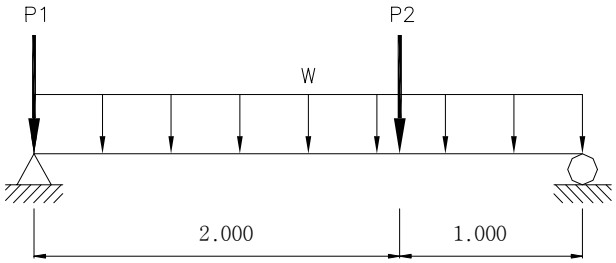
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = P1 x L / 4 + W x L^2 / 8 = (322.885 x 3.000) / 4 + (1.240 x 3.000^2) / 8

= 243.559 kN · m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + P2 x (1.000 / 3.000) + W x L / 2

= 322.885 + 58.568 x (1.000 / 3.000) + (1.240 x 3.000) / 2

= 344.268 kN

Smin = 322.885 + 58.568 + 3.720 - 344.268 = 40.905 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 243,559,000 / 2,550,000 = 95.5 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 344,268/[(440.0-18.0x2)x11.0] = 77.5 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 300.0 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 95.5 MPa < fba = 190.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 77.5 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = v x (πD^2 /4) = 150 x (π x 576.00 / 4) = 67858.4 N/EA

n = S / Pa = ((344.268+40.905) x 1000) / 67,858.4 = 5.676 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m) (L = 14.06 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.0	mm
Y =	1.060	kN/m		ry =	72.6	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 7.000 + 7.000 = 14.000 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

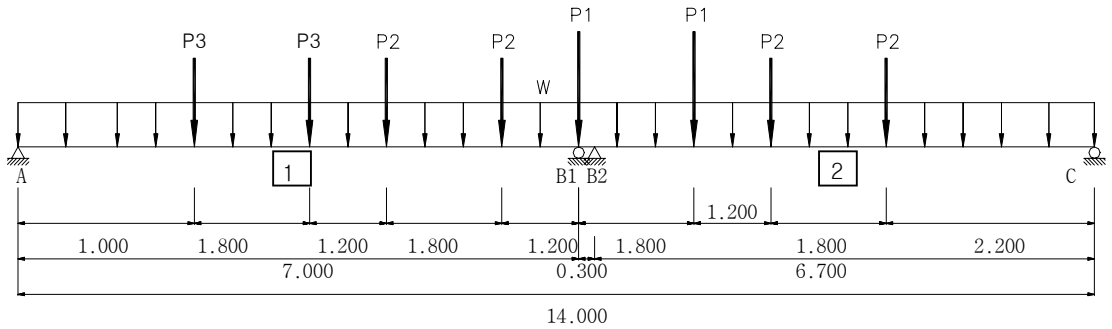
구 분	계 산 식		
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 3.00	=	7.440 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	=	1.060 kN
중앙Pile의 자중	1.060 x 14.057	=	14.900 kN
버팀보의 자중	(0.882 x 7.000 / 2 x 4단) / 3.00 x 3.00	=	49.394 kN
	(1.167 x 7.000 / 2 x 0단) / 3.00 x 3.00	=	0.000 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 4단) x 3.00	=	6.540 kN
합 계		Ps =	79.334 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 6.435 x 7.000 x 1/2 = 22.523 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 6.435 x 7.000 x 1/2 = 22.523 kN

(3) 활 하 중

가. 2차선 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.200 \times (1.000 + 2.800) + 93.600 \times (4.000 + 5.800) + 124.800 \times 7.000}{7.000}$$

$$= 293.949 \text{ kN}$$

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.200 + 4.000) + 124.800 \times 5.200}{6.700}$$

$$= 183.475 \text{ kN}$$

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

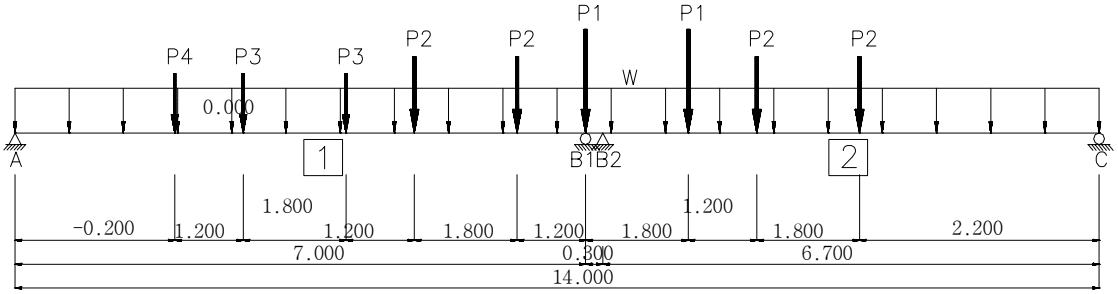
RB1 = 293.949 x 0.25 = 73.487 kN

RB2 = 183.475 x 0.25 = 45.869 kN

③ 2차로 활하중 재하시 반력을 100%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	293.949	73.487	
P2	183.475	45.869	

나. 2.5차선 이상 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.20x-0.20 + 70.20x(1.00+2.80) + 93.60x(4.00+5.80) + 124.80x7.00}{7.000}$$

= 291.943 kN

$$RB2 = \frac{93.600 \text{ x } (2.200 + 4.000) + 124.800 \text{ x } 5.200}{6.700}$$

= 183.475 kN

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

RB1 = 291.943 x 0.25 = 72.986 kN

RB2 = 183.475 x 0.25 = 45.869 kN

③ 2.5차로 이상 활하중 재하시 반력을 90%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	262.749	65.687	
P2	183.475	45.869	

라. 편재하시

① 후륜하중 재하시 B점의 반력

RB1 = MAX(2차선재하시,3차선재하시x90%)

= MAX(293.949 , 262.749) = 293.949 kN (2차선재하시)

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

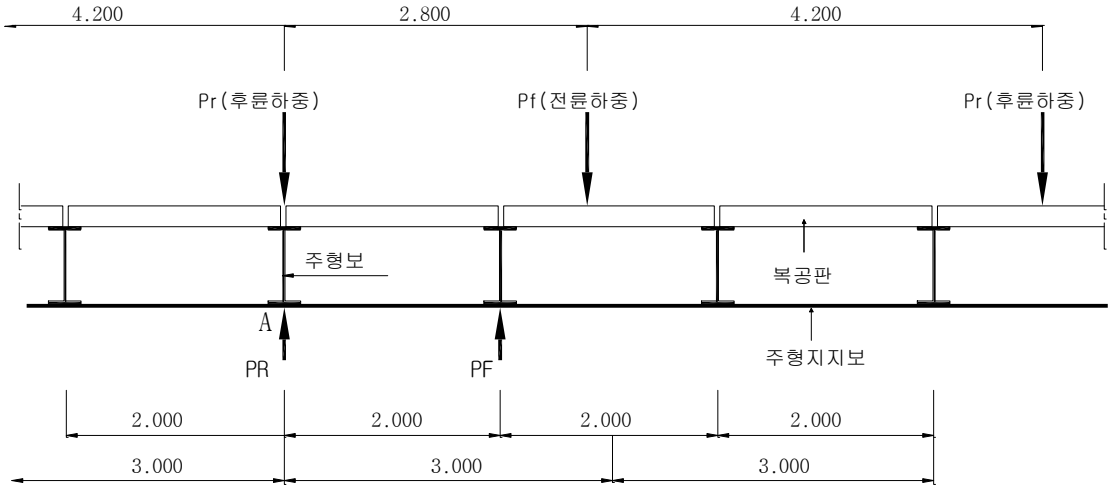
RB1 = 293.949 x 0.25 = 73.487 kN (2차선재하시)

마. 설계적용 활하중

구 분		후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
연직력 최 대	P1	293.949	73.487	(2차선재하시)
	P2	183.475	45.869	(2.5차선이상재하시)
편재하시	P1	293.949	73.487	(2차선재하시)

(4) 단면력 산정

가. 주형보의 반력



① 연직력 최대인경우

PR1 = Pr1 + Sd1 = 293.949 + 22.523 = 316.472 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (73.487 x 1.200 / 2.000) + 22.523 = 66.615 kN

PR2 = Pr2 + Sd2 = 183.475 + 22.523 = 205.998 kN

PF2 = (Pf2 x 1.200 / 2.000) + Sd2 = (45.869 x 1.200 / 2.000) + 22.523 = 50.044 kN

② 편재하시

PR1 = Pr1 + Sd1 = 293.949 + 22.523 = 316.472 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (73.487 x 1.200 / 2.000) + 22.523 = 66.615 kN

PR2 = Sd1 = 22.523 kN

PF2 = Sd2 = 22.523 kN

나. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 316.472 + 66.615 x (1.00 / 3.00)
+ 22.523 = 361.200 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 205.998 + 50.044 x (1.00 / 3.00)
+ 22.523 = 245.202 kN

② 편재하시 (A점 기준)

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 316.472 + 66.615 x (1.00 / 3.00)
+ 22.523 = 361.200 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 22.523 + 22.523 x (1.00 / 3.00)
+ 22.523 = 52.553 kN

다. 단면력 집계

구 분		계 산 식	
압축응력 및 지지력검토		(361.200 + 245.202 + 79.334)/2 + 0.000 =	342.868 kN
편재하시	압축응력 검토	(361.200 + 52.553 + 79.334)/2 + 0.000 =	246.544 kN
	휨압축응력 검토	(361.200 - 52.553) /2 + 0.000 =	154.324 kN

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 342,868.0 / 13,480.00 = 25.4 MPa

(2) fc : 압축응력 - 조합응력검토시

fc = Pp/A = 246,543.5 / 13,480.00 = 18.3 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 154.324 x 0.300 = 46.297 kN.m

여기서, e(편심) = 0.3 m

fb = Mmax/Zx = 46,297,000 / 1,440,000 = 32.2 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 2,110.0 / 126.0 = 16.746 ($\ell/r \leq 20$)

fca = 1.00 x 210 = 210.0 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 2,110.0 / 72.6 = 29.063 ($20 < \ell/r \leq 93$)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 198.2 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 2,110.0 / 305.0 = 7.033 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 200.9 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 2,110.0 / 126.0 = 16.746

fcax = 1.00 x [1200000 / (ℓ/r)^2 x 1.5] = 6418.7 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력 fba = 200.9 MPa > fb = 32.2 MPa ∴ O.K !

압축응력 fca = 210.0 MPa > fc = 25.4 MPa ∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{18.3}{210.0} + \frac{32.2}{200.9 \times (1 - 18.3 / 6{,}418.7)} = 0.250$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력 fca = 198.2 MPa > fc = 25.4 MPa ∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = qd x Ap (파일 지지선단이 풍화암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

qd : 말뚝 선단 지반의 극한 지지력도(tonf)(30 x N)

N : 파일선단 지반의 N치값

Ap : 선단지지 단면적(m^2)

α : 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β : 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 = (1.210m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ : 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력($tonf/m^2$)= 0.1N 적용

qu x Ap = 30 x N x Ap = 110 tonf = 1098.00 kN

: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 1,098.0 / 2 = 549.000 kN
- R(최대반력) = 342.868 kN

: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

∴ R(최대반력) = 342.868 kN < Qa(허용지지력) = 549.000 kN ∴ O.K !

4. 흙막이벽 설계

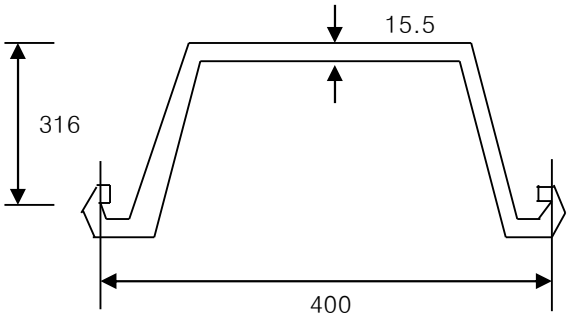
4.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : 합성-V 400×316×· (SY30)

w (kN/m)	1.034
A (mm^2)	27625
I_x (mm^4/m)	420438161
Z_x (mm^3/m)	2712504
R_x (mm/m)	123.4
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	×	3			=	3.18	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	×	0			=	0	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	####	×	1	×	3	/	3	=	12.349	kN	
		1.167	×	####	×	1	×	0	/	3	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	1.034	×	14.057							=	14.53	kN	
주형보의 반력	:	300.362									=	300.362	kN	
주형지지보의 자중:		1.06	×	1.000							=	1.060	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	336.48	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 56.49 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 92.61 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	336.479	x	1000	/	27624.6	=	12.180	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	56.490	x	1000000	/	2712504	×	0.6	MPa	
												=	34.710	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	92.610	x	100	/	2445.1	=	3.788	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (18.650)^2

= 5175.053 MPa

5) 응력검토결과

압축응력 f_{ca} = 255.000 MPa > f_c = 12.180 MPa ---> O.K

휨응력 , f_{ba} = 270.000 MPa > f_b = 34.710 MPa ---> O.K

전단응력 ua = 150.000 MPa > f_u = 3.788 MPa ---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{12.180}{255.0} + \frac{34.710}{270.000 \times (1 - (12.180 / 5175.053))}$$

= 0.177 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 114.509 kN

Total Passive Moment

Mp = 312.299 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 312.299 ÷ 114.509

= 2.727 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 3.400 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

10.057 × 0.2% = 20.114 mm

3.400 < 20.114 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 12.89 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 7.56 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	7.56	5.40	3.60	2.16	0.38	2.37

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 5.40 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 0.38 mm

부등 침하량: 5.02 mm

변위(δ/L) = 5.02 / 8,000 = 1 / 1594 < 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 ~ 4 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	3.0	m
버팀보의 설치 각도	0.0	°
버팀보의 온도변화에 의한 축력	120.00	Kn
버팀보 위에 작용하는 등분포하중 (w) (자중, 자재적재 등에 의한 하중)	5.00	kN/m
버팀보의 최대축력	399.60	kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1)	7.000	m
최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2)	7.000	m
강재의 허용응력 보정계수 (강재의 재사용과 장기사용등을 고려하여 보정계수 0.9를 적용)	0.9	

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 = 399.600 / 1 EA / cos (0.0 °) = 399.600 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 399.600 + 120.000 = 519.600 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 519.60 / 112.3622 × 1.0 = 4.624 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 × 7.00^2 / 8 = 30.63 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 30.63 / 1092 × 100 = 2.804 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 × 7.00 / 2 = 17.50 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.311 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.00 / 14.05 × 100 = 49.809 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.00 / 14.05 × 100 = 49.809 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 154.12 Mpa

f_c = 46.240 Mpa f_{bc} = 28.040 Mpa f_{bt} = 28.04 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -74.280$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -18.200$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-74.280) - (-18.200)}{-74.280} = 0.755$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.755 / 10 = 1.076$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.076 \times 0.90) = 20.983$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 154.120 \times 189.0 / 189.0 = 154.12$ Mpa

$\therefore f_c = 46.24$ Mpa $< f_{ca} = 154.12$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 28.04$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 652.98$ Mpa

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

$$= \frac{46.24}{154.12} + \frac{28.04}{189.00 \times (1 - 46.24 / 652.98)}$$

$= 0.300 + 0.160 = 0.460 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 46.24 + \frac{28.04}{(1 - 46.24 / 652.98)}$$

$= 46.240 + 30.177 = 76.417 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 3.110 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{74.280}{154.120} + \left\{\frac{3.110}{106.692}\right\}^2$$

= 0.482 + 0.029^2 = 0.483 ≤ 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
46.24	154.12	O.K	28.04	189.000	O.K	3.110	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.460	O.K	76.417	189.00	O.K	0.483	O.K

4.3 버팀보 띠장 설계

4.3.1 버팀보 띠장 (1 ~ 4) 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 = 3.000 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) = 399.600 / 3.000 = 133.200 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 133.200 x 3.000 x 3.000 = 149.850 kN·m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 133.200 x 3.000 x 3.000 = 119.880 kN·m

∴ Mmax max (119.880 , 149.850) = 149.850 kN·m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

$S_1 = 7/12\ WL$ 7/12 x 133.200 x 3.000 = 233.100 kN

- 연속보로 적용시

$S_2 = 6/10\ WL$ 6/10 x 133.200 x 3.000 = 239.760 kN

∴ Smax max (233.100 , 239.760) = 239.760 kN·m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 149,850,000 / 1,440,000 = 104.063 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 239,760 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 59.200 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 305 = 9.836 (4.5 < $\ell/b \leq$ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.790 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.790 MPa	>	fb =	104.063 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	59.200 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 239760 / 120 = 1998.000 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 233100 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 51.933 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 51.933 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
주형보	휨 응 력		MPa	86.31	197.40	2.29	∴ O.K	I - 700x300x13x24 (SS400)
	전단응력		MPa	38.09	120.00	3.15	∴ O.K	
	처 짐		mm	3.88	17.50	4.51	∴ O.K	
주형지지보(측면)	휨 응 력		MPa	56.15	210.00	3.74	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
	전단응력		MPa	79.86	120.00	1.50	∴ O.K	
주형지지보(중앙)	휨 응 력		MPa	95.51	190.20	1.99	∴ O.K	H - 440x300x11x18 (SS400)
	전단응력		MPa	77.47	120.00	1.55	∴ O.K	
중앙파일	휨응력		MPa	32.15	200.88	6.25	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
	압축응력		MPa	25.44	210.00	8.26	∴ O.K	
	조합응력			0.25	1.00	4.00	∴ O.K	
	지지력		kN	342.87	549.00	1.60	∴ O.K	
쉬트파일	휨응력		MPa	34.71	270.00	7.78	∴ O.K	합성-V 400×316×15.5 (SY30)
	압축응력		MPa	12.18	255.00	20.94	∴ O.K	
	전단응력		MPa	3.79	150.00	39.60	∴ O.K	
	조합응력			0.177	1.000	5.66	∴ O.K	
버팀보(9t)	작용력		kN/ea	519.60				Φ406.4mm, t=9mm (SS400)
	조합응력			0.48	1.00	2.07	∴ O.K	
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	104.06	190.79	1.83	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
		전단응력	MPa	51.93	120.00	2.31	∴ O.K	

5.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	2.73	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	3.40mm	<	20.11mm	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/1594	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+280.000~STA.8+310.000 NBB-6 GL-11.30M적용)

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

PROFILE    1    2.936     1       1
           2    12.463    3       3
           3    19.508    4       4
           4    23.157    5       5
           5    24.887    6       6
           6    39.452    7       7
           7    45.000    8       8

VWALL   1    14.057    .02762     4.2044E-04     2.1E+08     1     1     1     0     0


STRUT   1    0.7       0.02355          7.0          2       0       0       0       0
        2    2.146     0.01124          7.0          3       150     0       0       0
        3    4.246     0.01124          7.0          3       150     0       0       0
        4    6.346     0.01124          7.0          3       150     0       0       0
        5    7.646     0.01124          7.0          3       200     0       0       0
```

```
Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.2
      gwl 11.3 11.3 10
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 1.2

STEP  2  const strut 1 and excavation to 2.646
      const strut 1
      excavation 2.646

STEP  3  const strut 2 and excavation to 4.746
      const strut 2
      excavation 4.746

STEP  4  const strut 3 and excavation to 6.846
      const strut 3
      excavation 6.846

STEP  5  const strut 4 and excavation to 8.146
      const strut 4
      excavation 8.146

STEP  6  const strut 5 and excavation to 10.057
      const strut 5
      excavation 10.057
      ground settlement
      depth check

STEP  7  peck check
      peck 0.65 0 0
```

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+280) 검토.datDate : 2015-04-29
Project : 종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+280.000~STA.8+310.000 NBB-6 GL-11.30M적용)Time : 13:4

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	1.20	1.52	4.50	-3.57	1.10	0.17	8.30	-3.92	3.20
2	2.60	10.45	0.70	-7.41	3.00	9.45	2.20	-2.74	5.10
-3	2.60	26.96	2.10	-23.04	2.10	2.08	5.00	-18.87	2.10
3	4.70	49.15	2.10	-31.25	2.10	25.24	4.30	-33.72	2.10
-4	4.70	31.04	2.10	-23.42	2.10	5.75	6.00	-20.03	2.10
4	6.80	67.76	4.20	-29.63	2.10	40.78	6.30	-34.58	4.20
-5	6.80	41.61	4.20	-25.61	6.30	12.09	5.60	-22.73	2.10
5	8.10	60.32	6.30	-29.64	6.30	34.73	7.80	-24.07	4.20
-6	8.10	40.57	4.20	-32.99	7.60	11.56	5.50	-22.49	2.10
6	10.10	92.61	7.60	-40.56	7.60	56.49	9.60	-40.23	7.60
7	10.10	69.24	7.60	-50.09	4.20	33.73	9.60	-34.92	7.60

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
No	Depth	0.7	2.1	4.2	6.3	7.6
1	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	2.6	25.3	0.0	0.0	0.0	0.0
-3	2.6	-11.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	4.7	-34.0	246.4	0.0	0.0	0.0
-4	4.7	-13.1	167.0	0.0	0.0	0.0
4	6.8	-24.3	162.1	291.3	0.0	0.0
-5	6.8	-16.8	166.5	196.5	0.0	0.0
5	8.1	-16.5	158.7	194.2	269.9	0.0
-6	8.1	-16.5	166.8	192.4	134.4	0.0
6	10.1	-14.1	161.9	163.1	144.1	399.6
7	10.1	149.6	276.2	254.4	185.7	301.7

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

>> 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	0.00(3)	0.00(0)	0.08(7)	0.00(0)	0.88(3)	44.77(7)
6	0.50	0.00(0)	-23.26(7)	0.00(0)	-5.66(7)	0.79(1)	48.36(7)
8	0.70	41.74(7)	-33.08(7)	0.00(0)	-11.29(7)	0.79(2)	49.86(7)
13	1.20	15.85(7)	-21.14(3)	4.09(2)	-10.80(3)	0.84(2)	53.79(7)
22	2.10	56.10(7)	-35.97(7)	9.40(2)	-33.72(3)	0.88(2)	61.58(7)
27	2.60	40.28(3)	-6.70(2)	14.85(7)	-19.58(4)	0.96(3)	66.33(7)
30	2.90	34.15(3)	-7.39(2)	19.07(7)	-17.58(4)	1.07(3)	69.35(7)
33	3.20	27.73(3)	-9.88(7)	17.95(7)	-18.00(4)	1.19(3)	40.86(7)
43	4.20	67.76(4)	-50.09(7)	25.06(3)	-34.58(4)	1.46(3)	39.64(7)
48	4.70	53.61(4)	-10.98(3)	23.15(3)	-8.79(5)	1.50(3)	39.04(7)
54	5.30	35.10(4)	-16.78(3)	22.52(4)	-2.72(2)	1.81(4)	38.33(7)
64	6.30	60.32(5)	-45.87(7)	40.78(4)	-24.76(7)	2.22(4)	37.17(7)
69	6.80	41.49(5)	-18.12(4)	36.46(4)	-21.37(7)	2.27(4)	38.87(4)
77	7.60	92.61(6)	-40.56(6)	33.71(5)	-40.23(6)	2.22(5)	42.04(6)
82	8.10	71.22(6)	-18.51(4)	33.05(5)	-5.33(3)	2.44(6)	43.93(6)
102	10.10	1.44(3)	-23.04(6)	51.20(6)	-9.97(4)	3.39(6)	50.79(6)
107	10.60	3.18(4)	-37.11(6)	35.17(6)	-8.77(4)	3.28(6)	0.00(0)
112	11.10	3.75(4)	-29.79(6)	17.67(6)	-7.84(5)	3.07(6)	0.00(0)
117	11.60	3.60(4)	-18.17(6)	5.77(6)	-7.45(5)	2.81(6)	0.00(0)
122	12.10	3.59(5)	-8.88(6)	0.00(0)	-5.99(5)	2.53(6)	0.00(0)
126	12.50	4.08(5)	-3.21(6)	0.00(0)	-4.43(5)	2.31(6)	0.00(0)
127	12.60	4.12(5)	-2.02(6)	0.00(0)	-4.02(5)	2.26(6)	0.00(0)
132	13.10	3.68(5)	0.00(0)	0.00(0)	-3.24(6)	1.99(6)	0.00(0)
137	13.60	4.36(6)	0.00(0)	0.03(3)	-1.23(6)	1.73(6)	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		92.61	-50.09	56.49	-40.23	3.40	69.35

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

Max Disp / Max Exdepth = 3.40mm/10.10m = 0.03%

변 경

8. Ramp-A

(STA.8+ 310.000～STA.8+ 330.000)

목 차

1. 표준단면

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

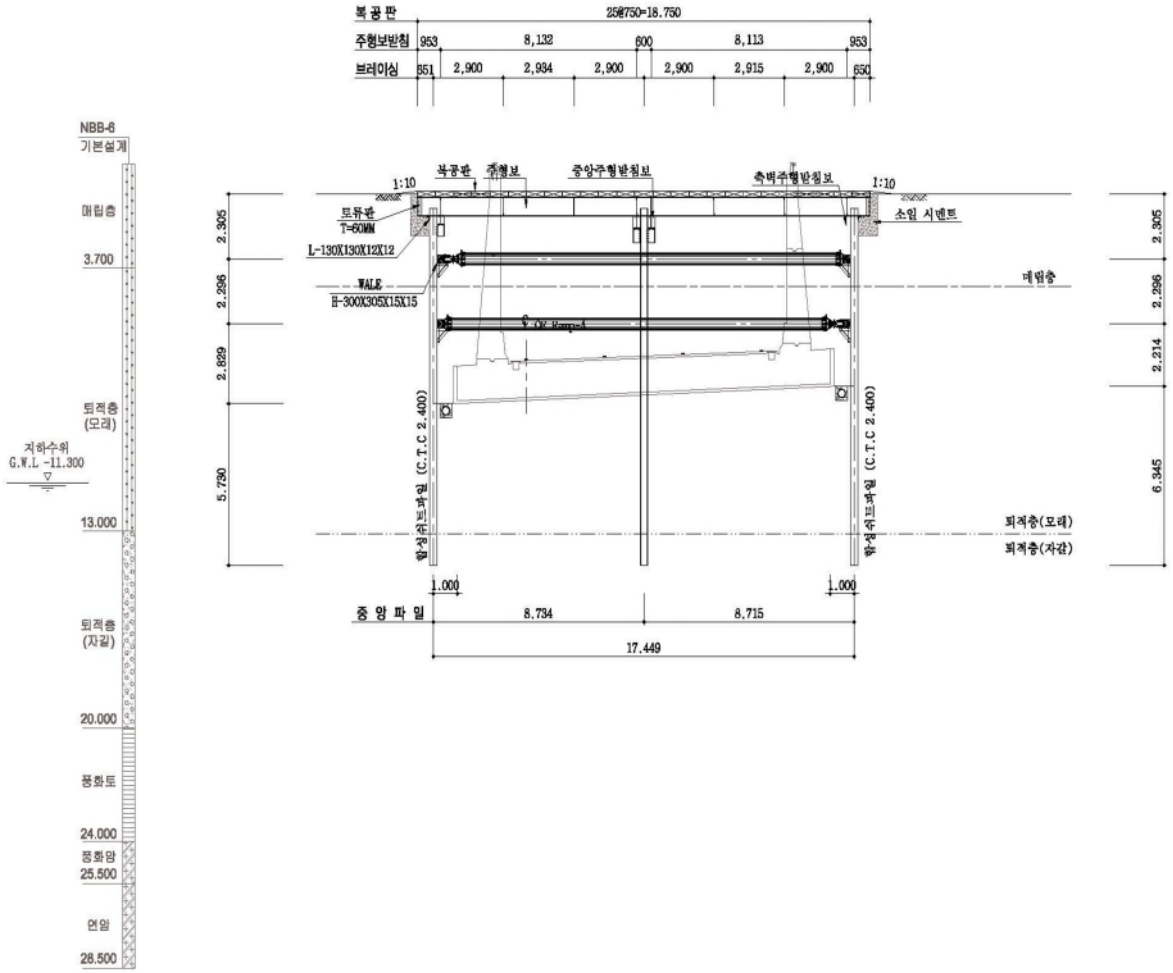
3. 노면복공 설계
3.1 주형보 설계
3.2 주형지지보 설계
3.3 중앙말뚝 설계

4. 흙막이 벽 설계
4.1 SHEETPILE 설계
4.2 버팀보 설계
4.3 버팀보 띠장 설계

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


복공판
25@750=18.750
주형보받침
953
8,132
600
8,113
953
브레이싱
551
2,900
2,934
2,900
2,900
2,915
2,900
550
NBB-6
기본설계
매립층
3.700
퇴적층
(모래)
지하수위
G.W.L -11.300
13.000
퇴적층
(자갈)
20.000
풍화토
24.000
풍화암
25.500
연암
28.500
1:10
복공판
주형보
중앙주형받침보
측벽주형받침보
1:10
모듀판
T=60MM
L-130X130X12X12
WALE
H-300X305X15X15
소일 시멘트
매립층
퇴적층(모래)
퇴적층(자갈)
2.305
2.296
2.829
5.790
2.305
2.296
2.214
6.345
합성라브파일 (C.T.C 2.400)
합성라브파일 (C.T.C 2.400)
1.000
1.000
중 앙 파 일
8.734
8.715
17.449

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 20 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		20 < ℓ/r ≤ 93 일 경우 210-1.3(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 93 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.5 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.5 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 210-3.6(ℓ/b-4.5)	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 15 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		15 < ℓ/r ≤ 80 일 경우 285-1.95(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 80 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.0 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.0 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 285-5.7(ℓ/b-4.0)	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ 10.5-0.072(ℓ/r)	$\ell/r \leq 100$ 12-0.087(ℓ/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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3.노면복공설계

3.1 주형보 설계

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :		I - 700 x 300 x 13.0 x 24 (SS400)					
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 8.734 m ∴ 최대 주형보 3 차로 재하

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	4.000	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(4 + 1.85) x 0.100	=	0.585	kN/m
합 계		∑ W =	6.435	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 8.734) = 0.308 > 0.300

∴ I = 0.300

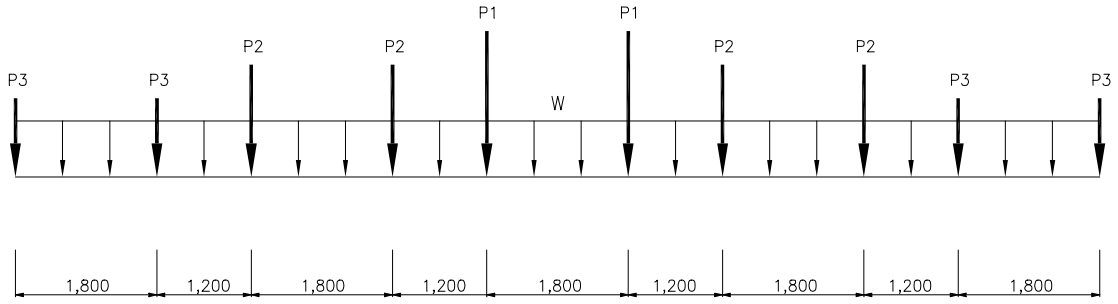
P1 = 240.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 124.800 kN (DB-24 후륜하중)

P2 = 180.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 93.600 kN (DB-18 후륜하중)

P3 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

P4 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

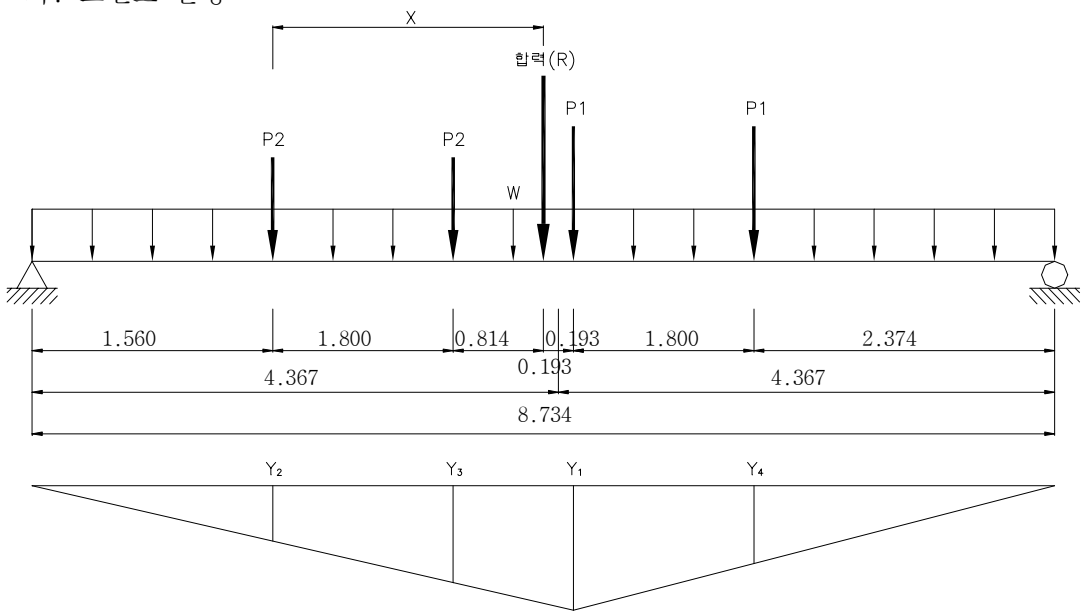
(3) 보가 차량 진행방향과 직각인 경우의 연행이동 하중



3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 2) = 436.800 kN

합력작용점(X) = [{P1 x (3.0 + 4.8)} + (P2 x 1.8)] / R

= [(124.8 x 7.80) + (93.6 x 1.8)] / 436.800 = 2.614 m

Y_1 =	2.179
Y_2 =	0.746
Y_3 =	1.606
Y_4 =	1.239

∑Yp1 = 2.179 + 1.239 = 3.418 m

∑Yp2 = 0.746 + 1.606 = 2.352 m

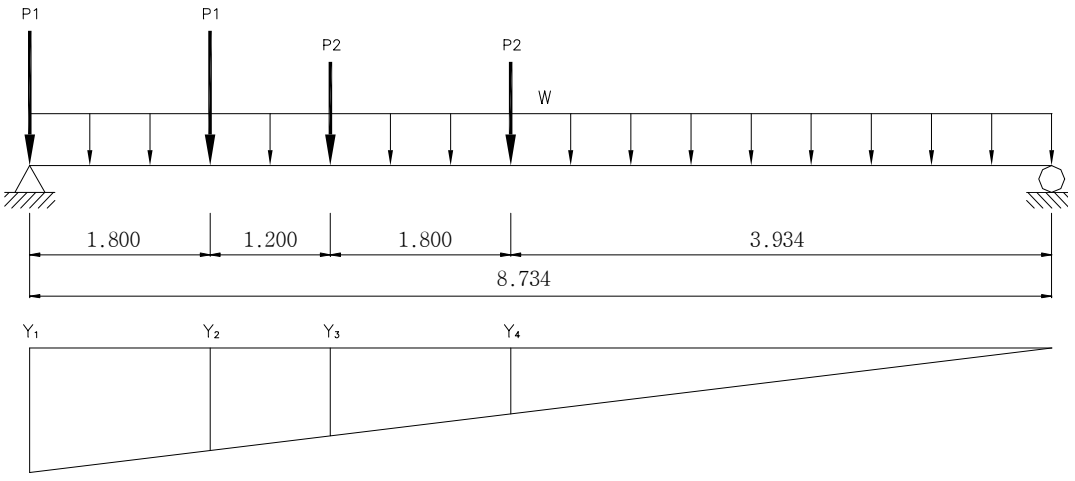
A = 8.734 x (2.179 / 2) = 9.516 ㎡

Md = 9.516 x 6.435 = 61.235 kN·m

ML = 124.800 x 3.418 + 93.600 x 2.352 = 646.714 kN·m

M1 = Md + ML = 61.235 + 646.714 = 707.949 kN·m

나. 전단력 산정

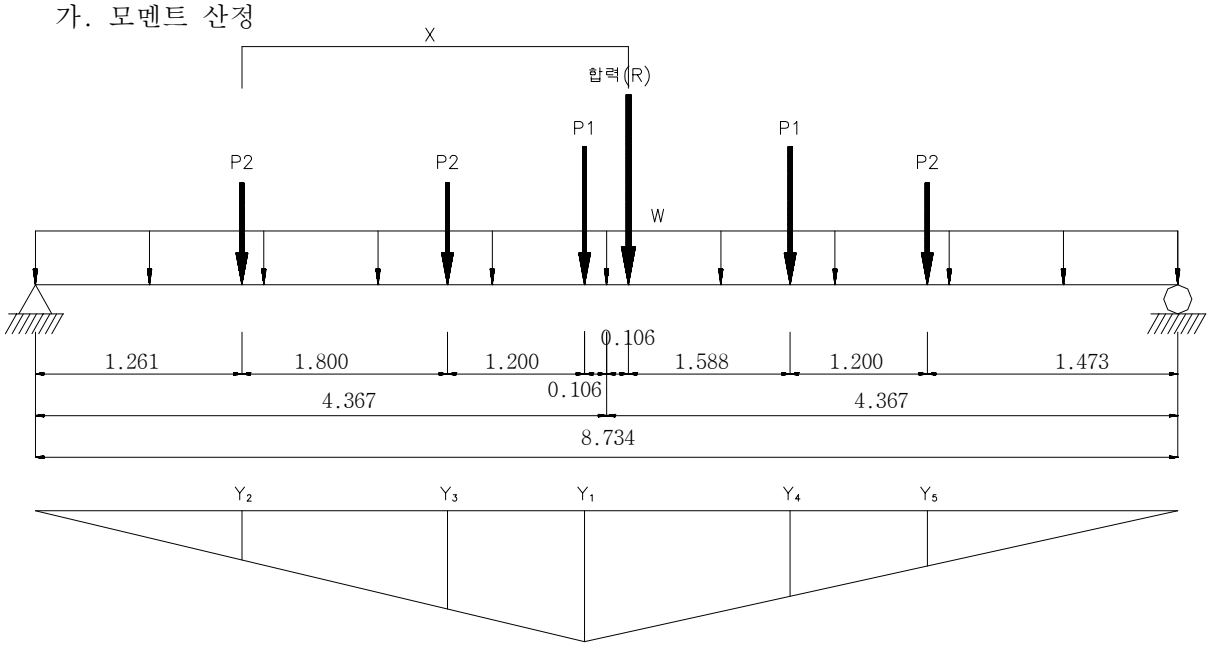


∑Yp1 = 1.000 + 0.794 =	1.794	m	
∑Yp2 = 0.657 + 0.450 =	1.107	m	
A = 8.734 x (1.000 / 2) =	4.367	㎡	
Sd = 4.367 x 6.435 =	28.102	kN	
SL = 124.800 x 1.794 + 93.600 x 1.107 =	327.506	kN	
S1 = Sd + SL = 28.102 + 327.506 =	355.608	kN	

Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.794
Y_3 =	0.657
Y_4 =	0.450

(2) 2.5차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 3) = 530.400 kN

합력작용점(X) = {P1 x (3.0 + 4.8) + P2 x (6.0 + 1.8)} / R

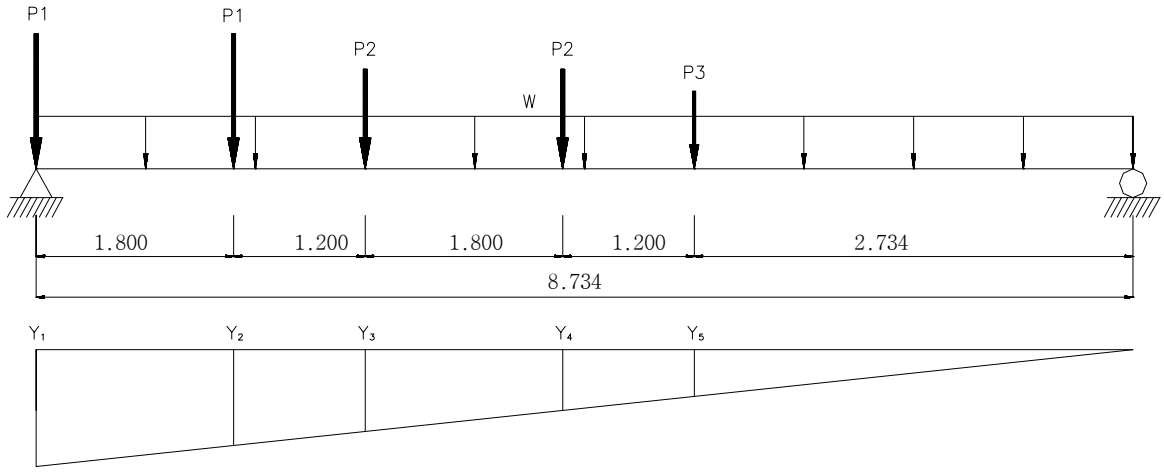
= [(124.800 x (3 + 4.80) + {93.600 x (6.0 + 1.8)}] / 530.400

= 3.212 m

∑Yp1 = 2.182 + 1.304 =	3.486	m	
∑Yp2 = 0.719 + 1.567 + 0.646 =	2.932	m	
A = 1/2 x 8.734 x 2.182 =	9.529	㎡	
Md = 9.529 x 6.435 =	61.318	kN·m	
ML = 0.9 x (124.800 x 3.486 + 93.600 x 2.932)			
=	638.539	kN·m	
M2 = Md + ML = 61.318 + 638.539 =	699.86	kN·m	

Y_1 =	2.182
Y_2 =	0.646
Y_3 =	1.567
Y_4 =	1.304
Y_5 =	0.719

나. 전단력 산정



Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.794
Y_3 =	0.657
Y_4 =	0.450
Y_5 =	0.313

∑Yp1 = 1.000 + 0.794 = 1.794 m

∑Yp2 = 0.657 + 0.450 = 1.107 m

∑Yp3 = 0.313 = 0.313 m

A = 8.734 x (1.000 / 2) = 4.367 m²

Sd = 4.367 x 6.435 = 28.102 kN

SL = 0.9 x (124.8 x 1.794 + 93.6 x 1.107 + 70.2 x 0.313)

= 314.531 kN

S2 = Sd + SL = 28.102 + 314.531 = 342.633 kN

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1, M2 중 큰값 707.949 kN·m

Smax = S1, S2 중 큰값 355.608 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 707949000 / 5760000 = 122.9 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 355608 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 42.0 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.10 m

ℓ /b = 2100 / 300.0 = 7.000 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 201.0 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 122.9 MPa < fba = 201.0 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 42.0 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 646.714 / (1 + 0.300) = 497.472 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 6.435 x 8.734^2 / 8 = 61.360 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 497472000 \times 8734^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 7.492 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = $w\ell^2$ / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 61360000 \times 8734^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 1.155 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 7.492 + 1.155 = 8.647 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 8734 / 400 = 21.8 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 21.8 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 8.647 mm < δa = 21.835 mm ∴ O.K !

3.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

3.2.1 외측 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.00	mm
W =	1.060	kN/m		ry =	72.60	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

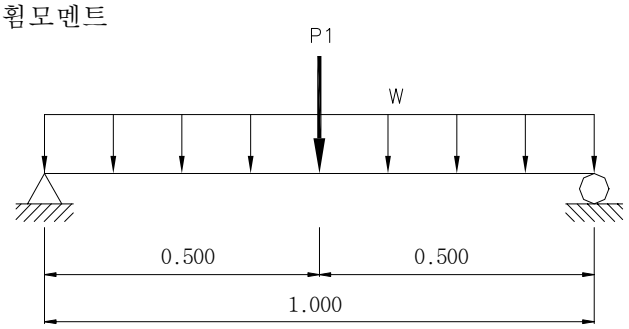
설계경간(L) = 1.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 28.102 + 327.506 = 355.608 kN (후륜재하시)

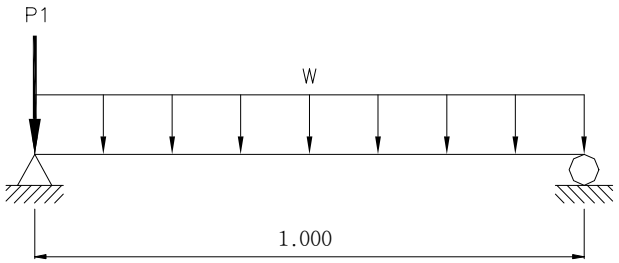
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.060 x 1.000) / 8 + (355.608 x 1.000) / 4

= 89.035 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 355.608 + (1.060 x 1.000) / 2

= 356.138 kN

Smin = 355.608 + 1.060 - 356.138 = 0.530 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 89035000 / 1440000 = 61.8 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 356,138 / [(300.0 - 15.0x2)x15.0)] = 87.94 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 1,000 / 305 = 3.279 (ℓ/b ≤ 4.5)

fba = 1.00 x 210 210.0 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 61.8 MPa < fba = 210.0 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 87.9 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 150 x (π x 576.00 / 4) = 67858.4 N/EA

n = S / Pa = ((356.138+0.530) x 1000) / 67,858.4 = 5.256 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.2.2 내측 주형지지보

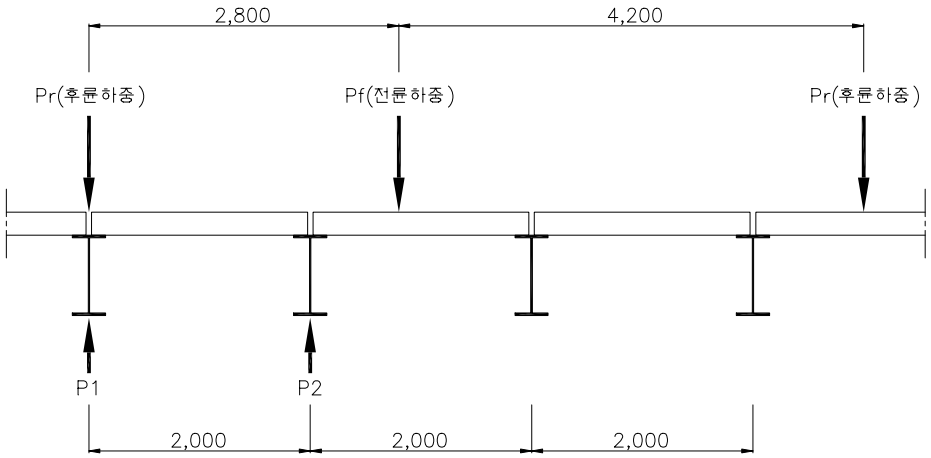
1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	15740.0	mm^2	rx =	189.00	mm
w =	1.240	kN/m	ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4	Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4	Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = 3.000 m (중간 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)



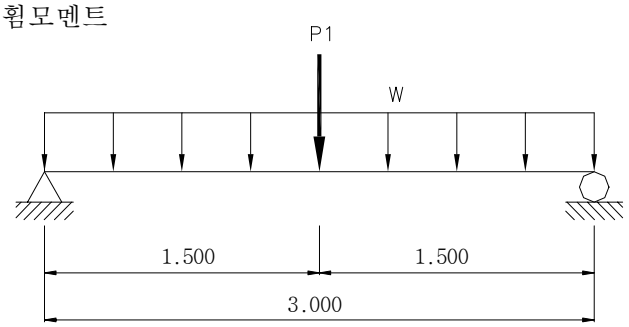
P1 = Sd + SLmax = 28.102 + 327.506

= 355.608 kN (후륜재하시)

P2 = Sd + (SLmax / 4) x (1.2 / 2) = 28.102 + (327.506 / 4) x (1.2 / 2)

= 65.987 kN (전륜재하시)

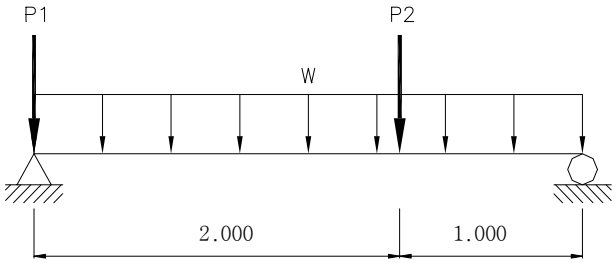
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = P1 x L / 4 + W x L^2 / 8 = (355.608 x 3.000) / 4 + (1.240 x 3.000^2) / 8

= 268.101 kN · m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + P2 x (1.000 / 3.000) + W x L / 2

= 355.608 + 65.987 x (1.000 / 3.000) + (1.240 x 3.000) / 2

= 379.464 kN

Smin = 355.608 + 65.987 + 3.720 - 379.464 = 45.851 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 268,101,000 / 2,550,000 = 105.1 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 379,464/[(440.0-18.0x2)x11.0] = 85.4 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 300.0 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 105.1 MPa < fba = 190.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 85.4 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = v x (πD^2 /4) = 150 x (π x 576.00 / 4) = 67858.4 N/EA

n = S / Pa = ((379.464+45.851) x 1000) / 67,858.4 = 6.268 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m) (L = 12.94 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.0	mm
Y =	1.060	kN/m		ry =	72.6	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 8.734 + 8.715 = 17.449 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

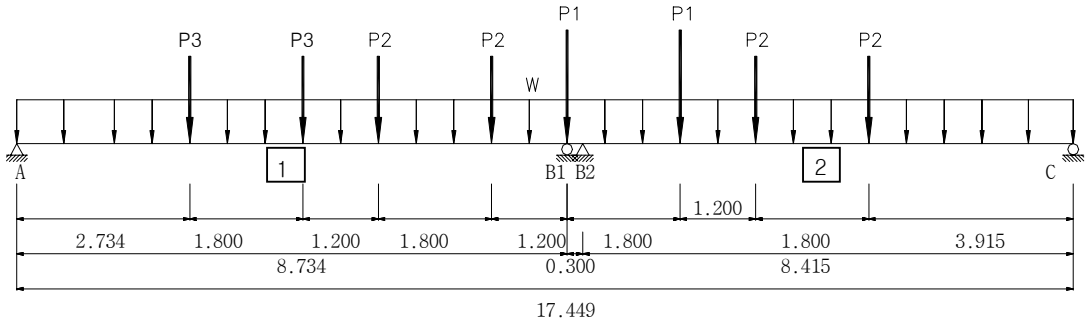
구 분	계 산 식		
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 3.00	=	7.440 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	=	1.060 kN
중앙Pile의 자중	1.060 x 12.943	=	13.720 kN
버팀보의 자중	(0.882 x 8.734 / 2 x 2단) / 4.00 x 3.00	=	23.086 kN
	(1.167 x 8.734 / 2 x 0단) / 4.00 x 3.00	=	0.000 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 2단) x 3.00	=	3.270 kN
합 계		Ps =	48.576 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 6.435 x 8.734 x 1/2 = 28.102 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 6.435 x 8.715 x 1/2 = 28.041 kN

(3) 활 하 중

가. 2차선 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.200 \times (2.734 + 4.534) + 93.600 \times (5.734 + 7.534) + 124.800 \times 8.734}{8.734}$$

$$= 325.407 \text{ kN}$$

$$RB2 = \frac{93.600 \times (3.915 + 5.715) + 124.800 \times 6.915}{8.415}$$

$$= 209.668 \text{ kN}$$

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

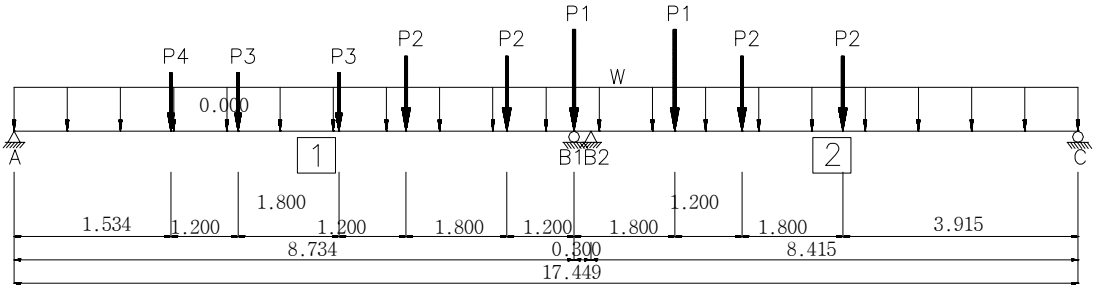
RB1 = 325.407 x 0.25 = 81.352 kN

RB2 = 209.668 x 0.25 = 52.417 kN

③ 2차로 활하중 재하시 반력을 100%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	325.407	81.352	
P2	209.668	52.417	

나. 2.5차선 이상 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.20x1.53 + 70.20x(2.73+4.53) + 93.60x(5.73+7.53) + 124.80x8.73}{8.734}$$

= 337.736 kN

$$RB2 = \frac{93.600 \times (3.915 + 5.715) + 124.800 \times 6.915}{8.415}$$

= 209.668 kN

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

RB1 = 337.736 x 0.25 = 84.434 kN

RB2 = 209.668 x 0.25 = 52.417 kN

③ 2.5차로 이상 활하중 재하시 반력을 90%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	303.962	75.991	
P2	209.668	52.417	

라. 편재하시

① 후륜하중 재하시 B점의 반력

RB1 = MAX(2차선재하시,3차선재하시x90%)

= MAX(325.407 , 303.962) = 325.407 kN (2차선재하시)

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

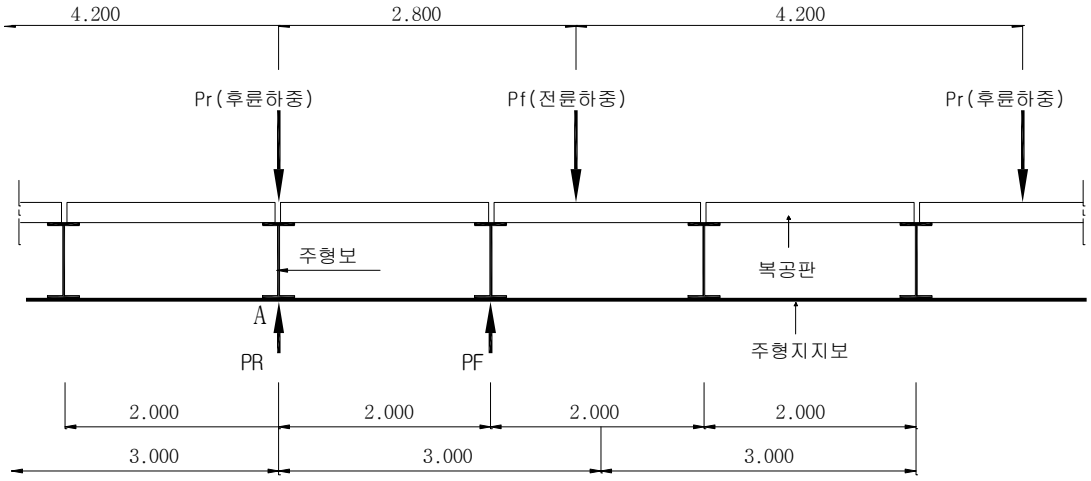
RB1 = 325.407 x 0.25 = 81.352 kN (2차선재하시)

마. 설계적용 활하중

구 분		후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
연직력 최 대	P1	325.407	81.352	(2차선재하시)
	P2	209.668	52.417	(2.5차선이상재하시)
편재하시	P1	325.407	81.352	(2차선재하시)

(4) 단면력 산정

가. 주형보의 반력



① 연직력 최대인경우

PR1 = Pr1 + Sd1 = 325.407 + 28.102 = 353.509 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (81.352 x 1.200 / 2.000) + 28.102 = 76.913 kN

PR2 = Pr2 + Sd2 = 209.668 + 28.041 = 237.709 kN

PF2 = (Pf2 x 1.200 / 2.000) + Sd2 = (52.417 x 1.200 / 2.000) + 28.041 = 59.491 kN

② 편재하시

PR1 = Pr1 + Sd1 = 325.407 + 28.102 = 353.509 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (81.352 x 1.200 / 2.000) + 28.102 = 76.913 kN

PR2 = Sd1 = 28.102 kN

PF2 = Sd2 = 28.041 kN

나. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 353.509 + 76.913 x (1.00 / 3.00)
+ 28.102 = 407.248 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 237.709 + 59.491 x (1.00 / 3.00)
+ 28.041 = 285.580 kN

② 편재하시 (A점 기준)

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 353.509 + 76.913 x (1.00 / 3.00)
+ 28.102 = 407.248 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 28.102 + 28.041 x (1.00 / 3.00)
+ 28.041 = 65.490 kN

다. 단면력 집계

구 분		계 산 식	
압축응력 및 지지력검토		(407.248 + 285.580 + 48.576)/2 + 0.000 =	370.702 kN
편재하시	압축응력 검토	(407.248 + 65.490 + 48.576)/2 + 0.000 =	260.657 kN
	휨압축응력 검토	(407.248 - 65.490) /2 + 0.000 =	170.879 kN

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 370,702.0 / 13,480.00 = 27.5 MPa

(2) fc : 압축응력 - 조합응력검토시

fc = Pp/A = 260,657.0 / 13,480.00 = 19.3 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 170.879 x 0.300 = 51.264 kN.m

여기서, e(편심) = 0.3 m

fb = Mmax/Zx = 51,264,000 / 1,440,000 = 35.6 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 2,829.0 / 126.0 = 22.452 ($20 < \ell/r \leq 93$)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 206.8 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 2,829.0 / 72.6 = 38.967 ($20 < \ell/r \leq 93$)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 185.3 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 2,829.0 / 305.0 = 9.430 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 192.3 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 2,829.0 / 126.0 = 22.452

fcax = 1.00 x [1200000 / (ℓ/r)^2 x 1.5] = 3570.8 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력 fba = 192.3 MPa > fb = 35.6 MPa ∴ O.K !

압축응력 fca = 206.8 MPa > fc = 27.5 MPa ∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{19.3}{206.8} + \frac{35.6}{192.3 \times (1 - 19.3 / 3{,}570.8)} = 0.280$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력 fca = 185.3 MPa > fc = 27.5 MPa ∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = qd x Ap (파일 지지선단이 풍화암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

qd : 말뚝 선단 지반의 극한 지지력도(tonf)(30 x N)

N : 파일선단 지반의 N치값

Ap : 선단지지 단면적(m^2)

α : 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β : 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 = (1.210m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ : 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/m^2)= 0.1N 적용

qu x Ap = 30 x N x Ap = 110 tonf = 1098.00 kN

: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 1,098.0 / 2 = 549.000 kN
- R(최대반력) = 370.702 kN

: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

∴ R(최대반력) = 370.702 kN < Qa(허용지지력) = 549.000 kN ∴ O.K !

4. 흙막이벽 설계

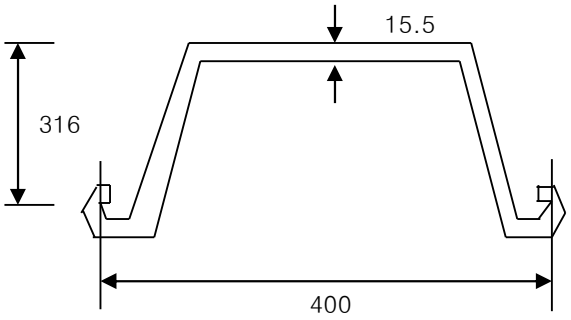
4.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : 합성-V 400×316×· (SY30)

w (kN/m)	1.034
A (mm^2)	27625
I_x (mm^4/m)	420438161
Z_x (mm^3/m)	2712504
R_x (mm/m)	123.4
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	×	1			=	1.06	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	×	0			=	0	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	####	×	1	×	1	/	4	=	3.848	kN	
		1.167	×	####	×	1	×	0	/	4	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	1.034	×	12.943							=	13.38	kN	
주형보의 반력	:	327.506									=	327.506	kN	
주형지지보의 자중:		1.06	×	1.000							=	1.060	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	351.85	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 52.96 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 70.29 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	351.851	x	1000	/	27624.6	=	12.737	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	52.960	x	1000000	/	2712504	×	0.6	MPa	
												=	32.541	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	70.290	x	100	/	2445.1	=	2.875	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (22.930)^2

= 3423.453 MPa

5) 응력검토결과

압축응력 f_{ca} = 255.000 MPa > f_c = 12.737 MPa ---> O.K

휨응력 , f_{ba} = 270.000 MPa > f_b = 32.541 MPa ---> O.K

전단응력 ua = 150.000 MPa > f_u = 2.875 MPa ---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{12.737}{255.0} + \frac{32.541}{270.000 \times \left(1 - \left(12.737 / 3423.453\right)\right)}$$

= 0.171 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 161.034 kN

Total Passive Moment

Mp = 817.325 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 817.325 ÷ 161.034

= 5.075 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 3.290 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

7.213 × 0.2% = 14.426 mm

3.290 < 14.426 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 13.09 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 7.21 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	7.21	5.18	3.48	2.12	0.40	2.07

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 5.18 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 0.40 mm

부등 침하량: 4.78 mm

변위(δ/L) = 4.78 / 8,000 = 1 / 1674 < 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 ~ 2 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 ---------- 4.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 411.60 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 8.734 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 8.734 m

강재의 허용응력 보정계수 ---------- 0.9

(강재의 재사용과 장기사용등을 고려하여 보정계수 0.9를 적용)

2) 버팀보의 제원 (C.T.C = 4.0 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 = 411.600 / 1 EA / cos (0.0 °) = 411.600 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 411.600 + 120.000 = 531.600 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

$f_c = N / A = 531.60 / 112.3622 \times 1.0 = 4.731$ kN/cm^2

(3) 설계 휨모멘트 (M)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 휨모멘트 (M) = $w \times L^2 / 8 = 5.00 \times 8.73^2 / 8 = 47.68$ kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

$f_b = M / Z = 47.68 / 1092 \times 100 = 4.365$ kN/cm^2

(5) 설계 전단력(S)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 전단력 (S) = $w \times L / 2 = 5.00 \times 8.73 / 2 = 21.84$ kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.389 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 8.73 / 14.05 × 100 = 62.147 < 100 ∴ O.K

L / R = 8.73 / 14.05 × 100 = 62.147 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 139.69 Mpa

f_c = 47.310 Mpa f_{bc} = 43.650 Mpa f_{bt} = 43.65 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -90.960$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -3.660$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-90.960) - (-3.660)}{-90.960} = 0.960$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.960 / 10 = 1.096$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.096 \times 0.90) = 20.600$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 139.690 \times 189.0 / 189.0 = 139.69$ Mpa

$\therefore f_c = 47.31$ Mpa $< f_{ca} = 139.69$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 43.65$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 419.44$ Mpa

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

$$= \frac{47.31}{139.69} + \frac{43.65}{189.00 \times (1 - 47.31 / 419.44)}$$

$= 0.339 + 0.260 = 0.599 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 47.31 + \frac{43.65}{(1 - 47.31 / 419.44)}$$

$= 47.310 + 49.199 = 96.509 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 3.890 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{90.960}{139.690} + \left\{\frac{3.890}{106.692}\right\}^2$$

= 0.651 + 0.036^2 = 0.652 ≤ 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
47.31	139.69	O.K	43.65	189.000	O.K	3.890	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.599	O.K	96.509	189.00	O.K	0.652	O.K

4.3 버팀보 띠장 설계

4.3.1 버팀보 띠장 (1 ~ 2) 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 = 4.000 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) = 411.600 / 4.000 = 102.900 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 102.900 x 4.000 x 4.000 = 205.800 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 102.900 x 4.000 x 4.000 = 164.640 kN · m

∴ Mmax max (164.640 , 205.800) = 205.800 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 102.900 x 4.000 = 240.100 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 102.900 x 4.000 = 246.960 kN

∴ Smax max (240.100 , 246.960) = 246.960 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 205,800,000 / 1,440,000 = 142.917 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 246,960 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 60.978 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 4,000 / 305 = 13.115 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 178.986 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	178.986 MPa	>	fb =	142.917 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	60.978 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 246960 / 120 = 2058.000 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 240100 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 53.492 MPa

전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	53.492 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
주형보	휨 응 력		MPa	122.91	201.00	1.64	∴ O.K	I - 700x300x13x24 (SS400)
	전단응력		MPa	41.96	120.00	2.86	∴ O.K	
	처 짐		mm	8.65	21.84	2.53	∴ O.K	
주형지지보(측면)	휨 응 력		MPa	61.83	210.00	3.40	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
	전단응력		MPa	87.94	120.00	1.36	∴ O.K	
주형지지보(중앙)	휨 응 력		MPa	105.14	190.20	1.81	∴ O.K	H - 440x300x11x18 (SS400)
	전단응력		MPa	85.39	120.00	1.41	∴ O.K	
중앙파일	휨응력		MPa	35.60	192.25	5.40	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
	압축응력		MPa	27.50	206.81	7.52	∴ O.K	
	조합응력			0.28	1.00	3.57	∴ O.K	
	지지력		kN	370.70	549.00	1.48	∴ O.K	
쉬트파일	휨응력		MPa	32.54	270.00	8.30	∴ O.K	합성-V 400×316×15.5 (SY30)
	압축응력		MPa	12.74	255.00	20.02	∴ O.K	
	전단응력		MPa	2.87	150.00	52.18	∴ O.K	
	조합응력			0.171	1.000	5.85	∴ O.K	
버팀보(9t)	작용력		kN/ea	531.60				Φ406.4mm, t=9mm (SS400)
	조합응력			0.65	1.00	1.53	∴ O.K	
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	142.92	178.99	1.25	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
		전단응력	MPa	53.49	120.00	2.24	∴ O.K	

5.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	5.08	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	3.29㎜	<	14.43㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/1674	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+310.000~STA.8+330.000 NBB-6 GL-11.30M적용)

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

PROFILE   1    3.291     1      1
          2    12.044    3      3
          3    20.11     4      4
          4    27.049    5      5
          5    28.289    6      6
          6    38.849    7      7
          7    45        8      8

VWALL   1    12.660   .02762     4.2044E-04     2.1E+08     1     1     1     0     0


STRUT   1    0.7      0.02355         8.72              2        0        0        0        0
        2    2.301    0.01124         8.72              4        150      0        0        0
        3    4.601    0.01124         8.72              4        150      0        0        0
```

```
Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.2
      gwl 11.3 11.3 10
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 1.2

STEP  2  const strut 1 and excavation to 2.801
      const strut 1
      excavation 2.801

STEP  3  const strut 2 and excavation to 5.101
      const strut 2
      excavation 5.101

STEP    4  const strut 3 and excavation to 7.431
      const strut 3
      excavation 7.431
      ground settlement
      depth check

STEP    5  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+310) 검토.datDate : 2015-10-12
Project : 종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+310.000~STA.8+330.000 NBB-6 GL-11.30M적용)Time : 08:

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	1.20	1.38	4.80	-3.93	1.10	0.15	8.60	-3.83	2.00
2	2.80	11.40	0.70	-8.27	3.20	11.05	2.30	-3.21	5.40
-3	2.80	20.61	2.30	-16.89	2.30	0.81	4.90	-10.38	2.30
3	5.10	45.24	2.30	-24.43	5.60	33.10	4.50	-26.25	2.30
-4	5.10	34.00	2.30	-20.79	4.60	11.73	3.80	-16.21	2.30
4	7.40	70.29	4.60	-39.08	7.90	52.96	6.70	-30.34	2.30
5	7.40	57.08	4.60	-45.82	4.60	30.91	6.60	-25.83	4.60

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
No	Depth	0.7	2.3	4.6
1	1.2	0.0	0.0	0.0
2	2.8	27.7	0.0	0.0
-3	2.8	4.2	0.0	0.0
3	5.1	-18.9	279.4	0.0
-4	5.1	-4.9	216.1	0.0
4	7.4	-22.1	222.3	385.0
5	7.4	112.2	298.3	411.6

Note : Unit of Force = (kN/ea),
Values are including effect of inclination of strut($1/\cos\Theta$)

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

Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
1	0.00	0.00(1)	0.00(0)	0.06(5)	0.00(0)	0.91(1)	33.43(5)
6	0.50	0.00(0)	-17.29(5)	0.00(0)	-4.21(5)	0.82(1)	35.77(5)
8	0.70	31.56(5)	-24.54(5)	0.00(0)	-8.39(5)	0.83(2)	36.75(5)
13	1.20	12.57(5)	-15.41(4)	4.40(2)	-8.05(4)	0.89(2)	39.29(5)
24	2.30	45.24(3)	-33.91(5)	11.05(2)	-30.34(4)	1.14(3)	45.44(5)
29	2.80	39.15(3)	-7.72(2)	9.11(2)	-19.17(4)	1.36(3)	48.51(5)
34	3.30	31.82(3)	-8.22(2)	12.79(3)	-12.64(4)	1.60(3)	30.79(5)
47	4.60	70.29(4)	-45.82(5)	33.04(3)	-25.83(5)	2.12(4)	29.47(5)
52	5.10	55.13(4)	-17.20(3)	28.28(3)	-3.13(2)	2.50(4)	31.70(3)
75	7.40	1.06(2)	-28.36(4)	42.91(4)	-8.54(3)	3.19(4)	41.24(4)
80	7.90	0.83(2)	-39.08(4)	25.19(4)	-9.70(3)	2.98(4)	0.00(0)
85	8.40	2.42(3)	-30.95(4)	6.97(4)	-9.07(3)	2.70(4)	0.00(0)
90	8.90	3.54(3)	-19.14(4)	0.14(1)	-7.52(3)	2.40(4)	0.00(0)
95	9.40	3.67(3)	-9.61(4)	0.12(1)	-12.53(4)	2.11(4)	0.00(0)
100	9.90	3.22(3)	-2.07(4)	0.08(1)	-15.37(4)	1.85(4)	0.00(0)
105	10.40	3.92(4)	-0.07(1)	0.06(2)	-14.85(4)	1.64(4)	0.00(0)
110	10.90	7.92(4)	-0.05(1)	0.04(2)	-11.74(4)	1.47(4)	0.00(0)
115	11.40	8.87(4)	-0.04(2)	0.02(2)	-7.42(4)	1.33(4)	0.00(0)
120	11.90	7.33(4)	0.00(0)	0.01(2)	-3.27(4)	1.22(4)	0.00(0)
121	12.00	6.76(4)	0.00(0)	0.01(2)	-2.56(4)	1.19(4)	0.00(0)
125	12.40	3.51(4)	0.00(0)	0.04(4)	-0.45(4)	1.11(4)	0.00(0)
Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
Max/Min		70.29	-45.82	52.96	-30.34	3.29	51.11

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

Max Disp / Max Exdepth = 3.29mm/7.40m = 0.04%

변 경

9. Ramp-A

(STA.8+ 330.000～STA.8+ 350.000)

목 차

1. 표준단면

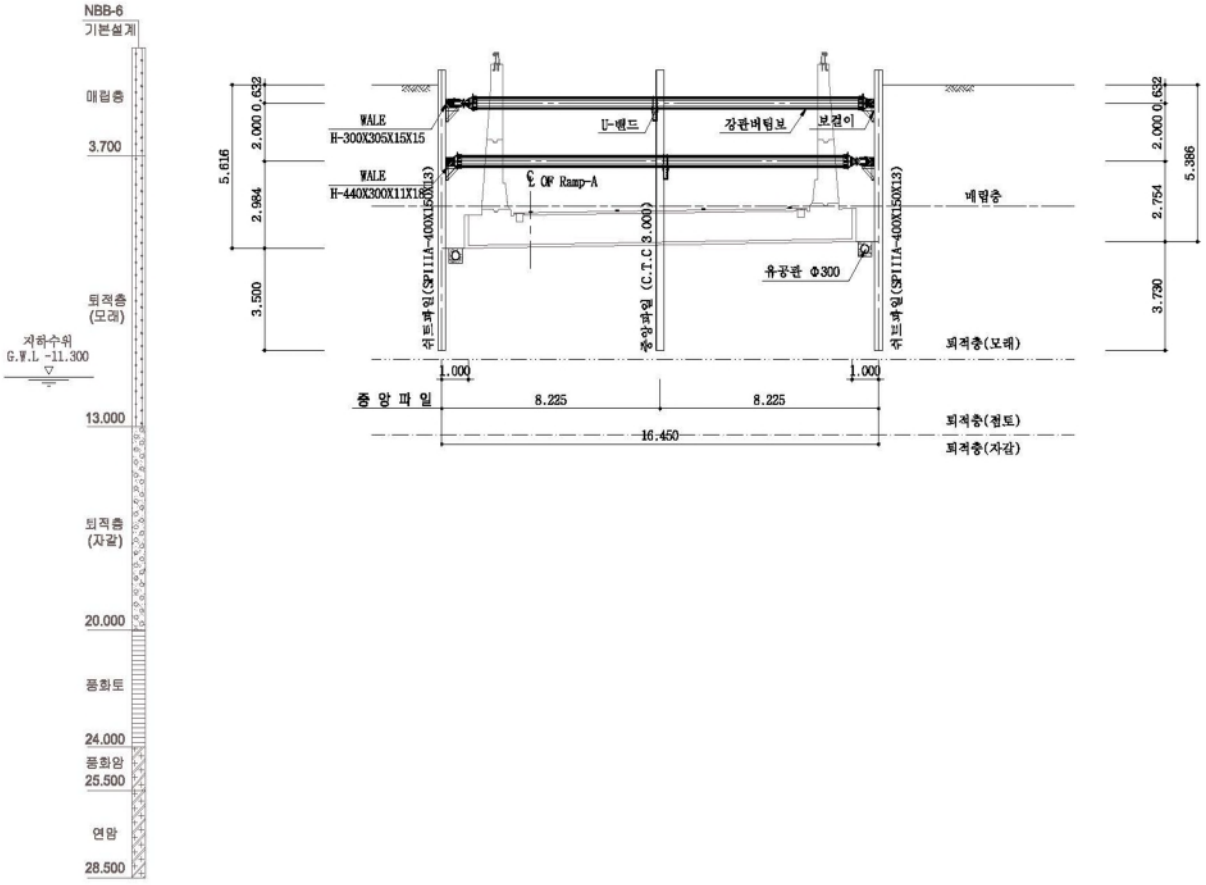
2. 설계기준
2.1 일반사항
2.2 하 중
2.3 재료의 허용응력
2.4 지반의 물성치

3. 흙막이 벽 설계
3.1 SHEETPILE 설계
3.2 버팀보 설계
3.3 버팀보 띠장 설계
3.4 중앙말뚝 설계

4. 결과값 정리
4.1 부재 검토 요약
4.2 안전성 검토

5. 전산 DATA
5.1 INPUT DATA
5.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


NBB-6
기본설계
매립층
3.700
퇴적층
(모래)
지하수위
G.W.L -11.300
13.000
퇴적층
(자갈)
20.000
풍화토
24.000
풍화암
25.500
연암
28.500
5.616
2.000
0.632
2.964
3.500
WALE
H-300X305X15X15
WALE
H-440X300X11X18
U-밴드
강관버팀보
보겹이
℄ OF Ramp-A
유공관 Φ300
쉬트파일(SP111A-400X150X13)
중앙파일 (C.T.C 3.000)
쉬트파일(SP111A-400X150X13)
매립층
퇴적층(모래)
퇴적층(점토)
퇴적층(자갈)
1.000
1.000
중 앙 파 일
8.225
8.225
16.450
2.000
0.632
2.754
3.730
5.386

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 $I = 15 / (40 + \ell) \leq 0.30$

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 : 1.50

(2) 영구구조물의 경우 : 1.00

2) 철근 및 콘크리트

(1) 콘크리트의 허용 휨 압축응력

$fca = 0.40 \times fck$

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 20 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		20 < ℓ/r ≤ 93 일 경우 210-1.3(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 93 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.5 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.5 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 210-3.6(ℓ/b-4.5)	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 15 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		15 < ℓ/r ≤ 80 일 경우 285-1.95(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 80 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.0 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.0 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 285-5.7(ℓ/b-4.0)	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3. 흙막이벽 설계

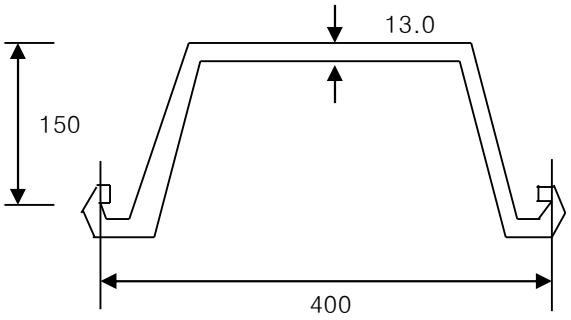
3.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : SP-III 400×150×13(SY30)

w (kN/m)	0.600
A (mm^2)	19100
I_x (mm^4/m)	226000000
Z_x (mm^3/m)	1510000
R_x (mm/m)	108.8
A_w(mm^2/m)	975.0



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	1.000	×	1	×	0			=	0	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	×	0			=	0	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	####	×	1	×	1	/	4	=	3.627	kN	
		1.167	×	####	×	1	×	0	/	4	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	0.600	×	9.116							=	5.47	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	14.10	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 42.00 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 56.77 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	14.097	x	1000	/	19100.0	=	0.738	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	42.000	x	1000000	/	1510000	×	0.6	MPa	
												=	46.358	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	56.770	x	100	/	975.0	=	5.823	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (27.430)^2

= 2392.329 MPa

5) 응력검토결과

압축응력 f_{ca} = 255.000 MPa > f_c = 0.738 MPa ---> O.K

휨응력 , f_{ba} = 270.000 MPa > f_b = 46.358 MPa ---> O.K

전단응력 ua = 150.000 MPa > f_u = 5.823 MPa ---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{0.738}{255.0} + \frac{46.358}{270.000 \times (1 - (0.738 / 2392.329))}$$

= 0.175 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 82.223 kN

Total Passive Moment

Mp = 267.423 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 267.423 ÷ 82.223

= 3.252 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 3.260 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

5.616 × 0.2% = 11.232 mm

3.260 < 11.232 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 12.16 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 4.74 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	4.74	3.31	2.13	1.22	0.15	2.02

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 3.31 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 0.15 mm

부등 침하량: 3.16 mm

변위(δ/L) = 3.16 / 8,000 = 1 / 2532 < 1 / 300 ∴ O.K !

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

3.2 버팀보 설계

3.2.1 버팀보 (Φ406.4mm, t=9mm) : 1 단 ~ 2 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 ---------- 4.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 395.10 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 8.225 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 8.225 m

강재의 허용응력 보정계수 ---------- 0.9

(강재의 재사용과 장기사용등을 고려하여 보정계수 0.9를 적용)

2) 버팀보의 제원 (C.T.C = 4.0 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 = 395.100 / 1 EA / cos (0.0 °) = 395.100 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 395.100 + 120.000 = 515.100 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 515.10 / 112.3622 × 1.0 = 4.584 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 × 8.23^2 / 8 = 42.28 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 42.28 / 1092 × 100 = 3.871 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 × 8.23 / 2 = 20.56 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.366 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 8.23 / 14.05 × 100 = 58.525 < 100 ∴ O.K

L / R = 8.23 / 14.05 × 100 = 58.525 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 143.93 Mpa

f_c = 45.840 Mpa f_{bc} = 38.710 Mpa f_{bt} = 38.71 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -84.550$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -7.130$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-84.550) - (-7.130)}{-84.550} = 0.916$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.916 / 10 = 1.092$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.092 \times 0.90) = 20.676$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 143.930 \times 189.0 / 189.0 = 143.93$ Mpa

$\therefore f_c = 45.84$ Mpa $< f_{ca} = 143.93$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 38.71$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 472.97$ Mpa

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

$$= \frac{45.84}{143.93} + \frac{38.71}{189.00 \times (1 - 45.84 / 472.97)}$$

$= 0.318 + 0.227 = 0.545 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 45.84 + \frac{38.71}{(1 - 45.84 / 472.97)}$$

$= 45.840 + 42.864 = 88.704 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 3.660 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{84.550}{143.930} + \left\{\frac{3.660}{106.692}\right\}^2$$

= 0.587 + 0.034^2 = 0.588 ≤ 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
45.84	143.93	O.K	38.71	189.000	O.K	3.660	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.545	O.K	88.704	189.00	O.K	0.588	O.K

3.3 버팀보 띠장 설계

3.3.1 버팀보 띠장 (1) 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 = 4.000 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) = 165.400 / 4.000 = 41.350 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 41.350 x 4.000 x 4.000 = 82.700 kN·m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 41.350 x 4.000 x 4.000 = 66.160 kN·m

∴ Mmax max (66.160 , 82.700) = 82.700 kN·m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

$S_1 = 7/12\ WL$ 7/12 x 41.350 x 4.000 = 96.483 kN

- 연속보로 적용시

$S_2 = 6/10\ WL$ 6/10 x 41.350 x 4.000 = 99.240 kN

∴ Smax max (96.483 , 99.240) = 99.240 kN·m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 82,700,000 / 1,440,000 = 57.431 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 99,240 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15)] 24.504 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 4,000 / 305 = 13.115 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 178.986 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	178.986 MPa	>	fb =	57.431 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	24.504 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 99240 / 120 = 827.000 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 96483.3333333333 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 21.496 MPa

전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	21.496 MPa	∴ O.K !

3.3.2 버팀보 띠장 (2) 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 = 4.000 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) = 395.100 / 4.000 = 98.775 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 98.775 x 4.000 x 4.000 = 197.550 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 98.775 x 4.000 x 4.000 = 158.040 kN · m

∴ Mmax max (158.040 , 197.550) = 197.550 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 98.775 x 4.000 = 230.475 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 98.775 x 4.000 = 237.060 kN

∴ Smax max (230.475 , 237.060) = 237.060 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 197,550,000 / 2,550,000 = 77.471 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 237,060 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 53.344 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 4,000 / 300 = 13.333 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 178.201 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	178.201 MPa	>	fb =	77.471 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	53.344 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 237060 / 120 = 1975.500 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 1093.493) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 230475 / (4444 + 1093.493 x 1ea)

= 41.621 MPa

전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	41.621 MPa	∴ O.K !

4. 결과값 정리

4.1 부재검토 요약

공 종			단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
쉬트 파일		휨응력	MPa	46.36	270.00	5.82	∴ O.K	SP-Ⅲ 400×150×13 (SY30)
		압축응력	MPa	0.74	255.00	345.51	∴ O.K	
		전단응력	MPa	5.82	150.00	25.76	∴ O.K	
		조합응력		0.175	1.000	5.73	∴ O.K	
버팀보 (9t)		작용력	kN/ea	515.10				Φ406.4mm, t=9mm (SS400)
		조합응력		0.59	1.00	1.70	∴ O.K	
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	57.43	178.99	3.12	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
		전단응력	MPa	21.50	120.00	5.58	∴ O.K	
	버팀보 H440	휨응력	MPa	77.47	178.20	2.30	∴ O.K	H - 440x300x11x18 (SS400)
		전단응력	MPa	41.62	120.00	2.88	∴ O.K	
	G/A	휨응력	MPa	17.70	210.00	11.87	∴ O.K	2H - 250x255x14x14 (SS400)
		전단응력	MPa	10.47	120.00	11.46	∴ O.K	

4.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	3.25	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	3.26mm	<	11.23mm	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/2532	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

5. 전산 DATA

5.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+330.000~STA.8+350.000 NBB-6 GL-11.30M적용)

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


PROFILE   1    3.291     1      1
          2    12.044    3      3
          3    20.11     4      4
          4    27.049    5      5
          5    28.289    6      6
          6    38.849    7      7

VWALL  1    9.116  0.0191          0.000226       2.1E+08     1          1          1        0


STRUT   1     0.632    0.01124          8.72              4        150      0        0        0
        2     2.632    0.01124          8.72              4        150      0        0        0

Division    0.1
Solution    0
```

```
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.132
      gwl  9.116 9.116  10
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 1.132

STEP  2  const strut 1 and excavation to 3.132
      const strut 1
      excavation 3.132

STEP  3  const strut 2 and excavation to 5.616
      const strut 2
      excavation 5.616
      ground settlement
      depth check

STEP  4  peck check
      peck 0.65 0 0


END
```

5.2 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+330) 검토.datDate : 2015-11-17
Project : 종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+330.000~STA.8+350.000 NBB-6 GL-11.30M적용)Time : 11:(

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	1.10	1.17	2.40	-3.52	1.00	0.06	7.70	-3.01	1.70
-2	1.10	25.80	0.60	-11.70	0.60	12.76	2.00	-3.45	0.60
2	3.10	29.83	0.60	-13.75	3.50	22.10	2.40	-3.72	0.60
-3	3.10	25.74	0.60	-20.97	2.60	12.10	1.80	-3.56	0.60
3	5.60	49.79	2.60	-31.69	6.10	42.00	4.90	-23.60	2.60
4	5.60	56.77	2.60	-41.99	2.60	28.78	4.60	-22.16	2.60

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

>> Strut Force <<

Step	Exca	------- S T R U T N o. a n d D E P T H --------	
No	Depth	1	2
		0.6	2.6
1	1.1	0.0	0.0
-2	1.1	0.0	0.0
2	3.1	165.4	0.0
-3	3.1	147.7	0.0
3	5.6	101.7	324.3
4	5.6	157.8	395.1

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

>> 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	0.00(1)	-0.47(3)	0.04(4)	0.00(0)	0.90(1)	29.71(4)
6	0.50	0.00(0)	-14.45(4)	0.00(0)	-3.61(4)	0.80(1)	28.02(4)
7	0.60	29.83(2)	-17.25(4)	0.00(0)	-5.19(4)	0.78(1)	28.05(4)
12	1.10	20.69(2)	-3.36(1)	8.86(2)	-2.11(1)	0.68(1)	30.00(4)
17	1.60	12.49(2)	-10.25(3)	17.12(2)	-3.57(3)	0.59(1)	32.06(4)
27	2.60	56.77(4)	-41.99(4)	21.71(2)	-23.60(3)	1.14(3)	36.57(4)
32	3.10	43.79(3)	-12.77(2)	17.39(2)	-1.92(1)	1.74(3)	39.03(4)
34	3.30	41.40(3)	-13.01(2)	14.90(2)	-1.97(1)	1.98(3)	23.82(4)
57	5.60	0.62(1)	-23.69(3)	33.39(3)	-3.11(2)	3.15(3)	33.92(3)
62	6.10	0.81(2)	-31.69(3)	18.77(3)	-3.04(2)	2.88(3)	0.00(0)
67	6.60	1.45(2)	-22.37(3)	4.56(3)	-2.50(4)	2.50(3)	0.00(0)
72	7.10	1.52(2)	-9.91(3)	0.03(1)	-6.04(4)	2.10(3)	0.00(0)
77	7.60	2.55(4)	-0.92(3)	0.05(1)	-6.00(4)	1.71(3)	0.00(0)
82	8.10	5.03(4)	-0.03(1)	0.05(1)	-4.78(3)	1.35(3)	0.00(0)
87	8.60	6.02(3)	-0.03(1)	0.03(1)	-1.74(3)	1.02(3)	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		56.77	-41.99	42.00	-23.60	3.26	39.54

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

Max Disp / Max Exdepth = 3.26mm/5.60m = 0.06%

변 경

10. Ramp-A

(STA.8+ 350.000～STA.8+ 370.000)

목 차

1. 표준단면

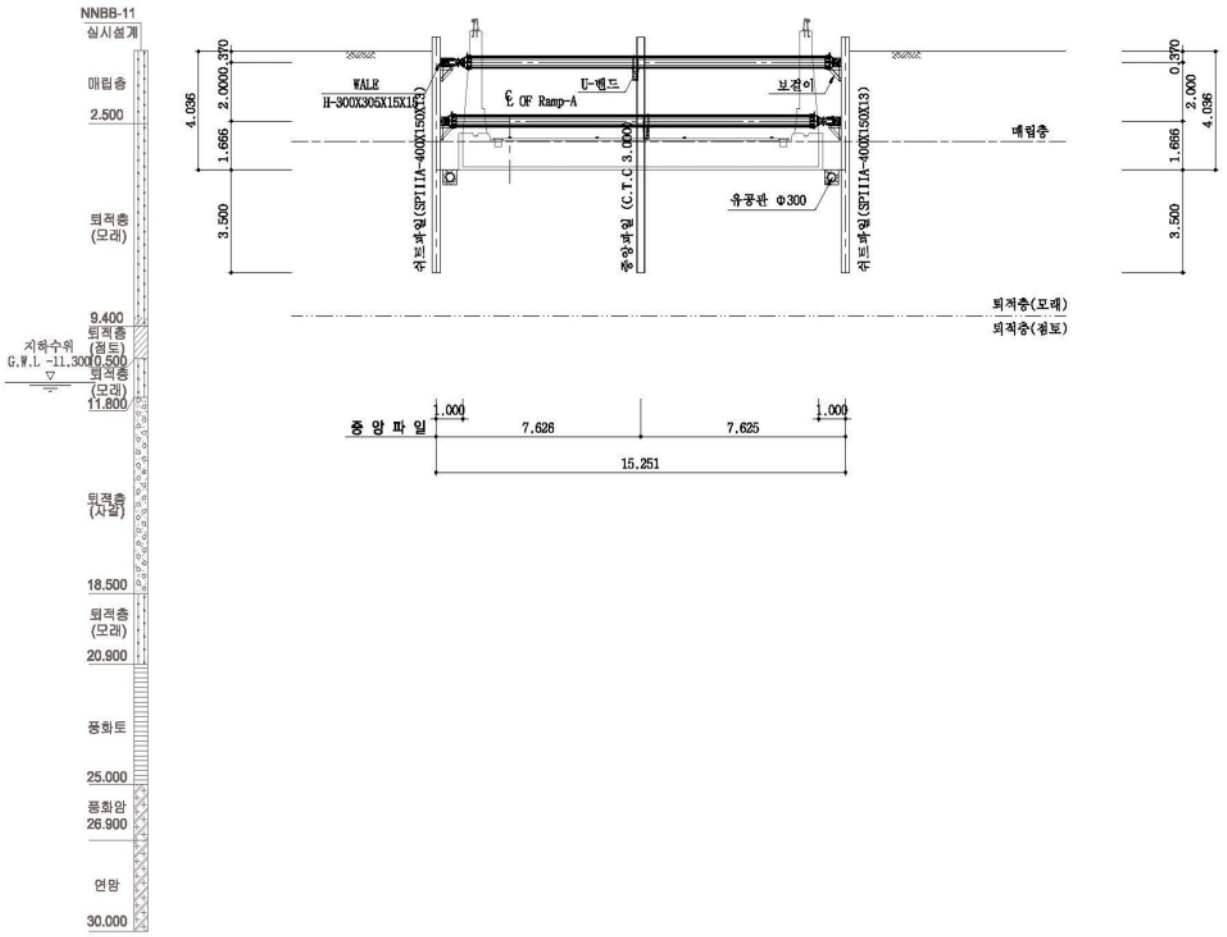
2. 설계기준
2.1 일반사항
2.2 하 중
2.3 재료의 허용응력
2.4 지반의 물성치

3. 흙막이 벽 설계
3.1 SHEETPILE 설계
3.2 버팀보 설계
3.3 버팀보 띠장 설계
3.4 중앙말뚝 설계

4. 결과값 정리
4.1 부재 검토 요약
4.2 안전성 검토

5. 전산 DATA
5.1 INPUT DATA
5.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


NNBB-11
실시설계
매립층
2.500
퇴적층
(모래)
9.400
퇴적층
(점토)
0.500
퇴적층
(모래)
11.800
지하수위
G.W.L -11.300
퇴적층
(사질)
18.500
퇴적층
(모래)
20.900
풍화토
25.000
풍화암
26.900
연암
30.000
4.036
0.370
2.0000
1.666
3.500
WALE
H-300X305X15X15
U-벤드
℄ OF Ramp-A
보강이
매립층
유공관 Φ300
퇴적층(모래)
퇴적층(점토)
쉬트파일(SP-IIIA-400X150X13)
중앙파일 (C.T.C 3.000)
쉬트파일(SP-IIIA-400X150X13)
중 앙 파 일
1.000
7.626
7.625
1.000
15.251

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ 10.5-0.072(ℓ/r)	$\ell/r \leq 100$ 12-0.087(ℓ/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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3. 흙막이벽 설계

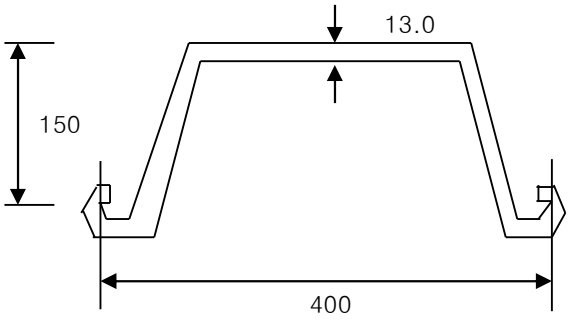
3.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : SP-III 400×150×13(SY30)

w (kN/m)	0.600
A (mm^2)	19100
I_x (mm^4/m)	226000000
Z_x (mm^3/m)	1510000
R_x (mm/m)	108.8
A_w(mm^2/m)	975.0



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	1.000	×	1	×	1			=	1.06	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	×	0			=	0	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	####	×	1	×	1	/	4	=	3.363	kN	
		1.167	×	####	×	1	×	0	/	4	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	0.600	×	7.536							=	4.52	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	13.94	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 23.84 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 31.77 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	13.945	x	1000	/	19100.0	=	0.730	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	23.840	x	1000000	/	1510000	×	0.6	MPa	
												=	26.313	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	31.770	x	100	/	975.0	=	3.258	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (33.690)^2

= 1585.881 MPa

5) 응력검토결과

압축응력 f_{ca} = 255.000 MPa > f_c = 0.730 MPa ---> O.K

휨응력 , f_{ba} = 270.000 MPa > f_b = 26.313 MPa ---> O.K

전단응력 ua = 150.000 MPa > f_u = 3.258 MPa ---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{0.730}{255.0} + \frac{26.313}{270.000 \times (1 - (0.730 / 1585.881))}$$

= 0.100 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 52.809 kN

Total Passive Moment

Mp = 289.568 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 289.568 ÷ 52.809

= 5.483 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 1.270 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

4.036 × 0.2% = 8.072 mm

1.270 < 8.072 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 10.10 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 2.08 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	2.08	1.34	0.76	0.34	0.00	2.04

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 1.34 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 0.00 mm

부등 침하량: 1.34 mm

변위(δ/L) = 1.34 / 8,000 = 1 / 5970 < 1 / 300 ∴ O.K !

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

3.2 버팀보 설계

3.2.1 버팀보 (Φ406.4mm, t=9mm) : 1 단 ~ 2 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	4.0	m
버팀보의 설치 각도	0.0	°
버팀보의 온도변화에 의한 축력	120.00	Kn
버팀보 위에 작용하는 등분포하중 (w) (자중, 자재적재 등에 의한 하중)	5.00	kN/m
버팀보의 최대축력	237.80	kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1)	7.626	m
최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2)	7.626	m
강재의 허용응력 보정계수 (강재의 재사용과 장기사용등을 고려하여 보정계수 0.9를 적용)	0.9	

2) 버팀보의 제원 (C.T.C = 4.0 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 = 237.800 / 1 EA / cos (0.0 °) = 237.800 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 237.800 + 120.000 = 357.800 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 357.80 / 112.3622 × 1.0 = 3.184 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 × 7.63^2 / 8 = 36.34 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 36.34 / 1092 × 100 = 3.328 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 × 7.63 / 2 = 19.06 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.339 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.63 / 14.05 × 100 = 54.259 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.63 / 14.05 × 100 = 54.259 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 148.92 Mpa

f_c = 31.840 Mpa f_{bc} = 33.280 Mpa f_{bt} = 33.28 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -65.120$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = 1.440$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-65.120) - 1.440}{-65.120} = 1.022$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 1.022 / 10 = 1.102$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.102 \times 0.90) = 20.488$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 148.920 \times 189.0 / 189.0 = 148.92$ Mpa

$\therefore f_c = 31.84$ Mpa $< f_{ca} = 148.92$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 33.28$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 550.26$ Mpa

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

$$= \frac{31.84}{148.92} + \frac{33.28}{189.00 \times (1 - 31.84 / 550.26)}$$

$= 0.214 + 0.187 = 0.401 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 31.84 + \frac{33.28}{(1 - 31.84 / 550.26)}$$

$= 31.840 + 35.324 = 67.164 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 3.390 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{65.120}{148.920} + \left\{\frac{3.390}{106.692}\right\}^2$$

= 0.437 + 0.032^2 = 0.438 ≤ 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
31.84	148.92	O.K	33.28	189.000	O.K	3.390	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.401	O.K	67.164	189.00	O.K	0.438	O.K

3.3 버팀보 띠장 설계

3.3.1 버팀보 띠장 (1 ~ 2) 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 = 4.000 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) = 237.800 / 4.000 = 59.450 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 59.450 x 4.000 x 4.000 = 118.900 kN·m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 59.450 x 4.000 x 4.000 = 95.120 kN·m

∴ Mmax max (95.120 , 118.900) = 118.900 kN·m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

$S_1 = 7/12\ WL$ 7/12 x 59.450 x 4.000 = 138.717 kN

- 연속보로 적용시

$S_2 = 6/10\ WL$ 6/10 x 59.450 x 4.000 = 142.680 kN

∴ Smax max (138.717 , 142.680) = 142.680 kN·m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 118,900,000 / 1,440,000 = 82.569 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 142,680 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 35.230 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 4,000 / 305 = 13.115 (4.5 < $\ell/b \leq$ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 178.986 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	178.986 MPa	>	fb =	82.569 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	35.230 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 142680 / 120 = 1189.000 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 138716.666666667 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 30.905 MPa

전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	30.905 MPa	∴ O.K !

4. 결과값 정리

4.1 부재검토 요약

공 종			단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
쉬트 파일		휨응력	MPa	26.31	270.00	10.26	∴ O.K	SP-Ⅲ 400×150×13 (SY30)
		압축응력	MPa	0.73	255.00	349.27	∴ O.K	
		전단응력	MPa	3.26	150.00	46.03	∴ O.K	
		조합응력		0.100	1.000	9.96	∴ O.K	
버팀보 (9t)		작용력	kN/ea	357.80				Φ406.4mm, t=9mm (SS400)
		조합응력		0.44	1.00	2.28	∴ O.K	
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	82.57	178.99	2.17	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
		전단응력	MPa	30.91	120.00	3.88	∴ O.K	

4.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	5.48	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	1.27㎜	<	8.07㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/5970	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

5. 전산 DATA

5.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+350.000~STA.8+370.000 NNBB-11 GL-11.30M적용)

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

PROFILE   1    3.164     1       1
          2    9.104     3       3
          3    10.966    2       2
          4    11.836    3       3
          5    19.861    4       4
          6    21.465    3       3
          7    28.909    5       5
          8    30.379    6       6
          9    41.144    7       7
          10   45.000    8       8

VWALL   1    8.036  0.0191          0.000226       2.1E+08     1         1         1         0

STRUT   1    0.370    0.01124          7.63              4        150       0         0         0
        2    2.370    0.01124          7.63              4        150       0         0         0
```

```
Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 0.870
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 0.870

STEP  2  const strut 1 and excavation to 2.870
      const strut 1
      excavation 2.870

STEP  3  const strut 2 and excavation to 4.036
      const strut 2
      excavation 4.036
      ground settlement
      depth check

STEP  4  peck check
      peck 0.65 0 0


END
```

5.2 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+350) 검토.datDate : 2015-10-12
Project : 종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+350.000~STA.8+370.000 NNBB-11 GL-11.30M적용)Time : 0

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	0.90	1.01	2.20	-2.75	0.80	0.02	8.00	-2.11	1.50
-2	0.90	28.32	0.40	-9.18	0.40	15.84	1.70	-1.82	0.40
2	2.90	31.62	0.40	-13.82	3.00	23.84	2.10	-2.51	5.60
-3	2.90	27.39	0.40	-21.02	2.40	14.27	1.60	-1.88	0.40
3	4.00	30.74	2.40	-21.93	2.40	19.19	3.70	-1.96	0.40
4	4.00	31.77	2.40	-27.68	2.40	10.40	3.70	-8.38	2.40

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
No	Depth	0.4	2.4
1	0.9	0.0	0.0
-2	0.9	0.0	0.0
2	2.9	159.2	0.0
-3	2.9	141.9	0.0
3	4.0	129.3	216.1
4	4.0	113.3	237.8

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

>> 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	0.00(1)	-0.48(3)	0.03(4)	0.00(0)	0.71(1)	24.87(3)
5	0.40	31.62(2)	-9.82(3)	0.00(0)	-1.96(3)	0.65(1)	24.18(3)
6	0.50	29.40(2)	-1.71(1)	1.14(2)	-0.43(1)	0.64(1)	23.97(3)
10	0.90	21.14(2)	-2.65(1)	11.21(2)	-1.39(1)	0.58(1)	23.10(2)
15	1.40	12.07(2)	-2.80(4)	19.46(2)	-2.09(1)	0.51(1)	23.35(3)
25	2.40	31.77(4)	-27.68(4)	23.21(2)	-8.38(4)	0.87(2)	28.04(3)
30	2.90	18.72(3)	-13.79(2)	18.40(2)	-1.12(1)	0.99(2)	28.48(4)
33	3.20	11.11(3)	-13.76(2)	16.60(3)	-1.16(1)	1.04(3)	29.65(4)
41	4.00	0.34(1)	-9.72(2)	17.82(3)	-1.26(1)	1.25(3)	26.07(3)
46	4.50	0.57(1)	-13.15(3)	11.72(3)	-1.02(1)	1.26(3)	0.00(0)
51	5.00	0.59(1)	-10.09(3)	5.88(3)	-1.73(2)	1.21(3)	0.00(0)
56	5.50	0.49(1)	-6.67(3)	1.68(3)	-2.49(2)	1.12(3)	0.00(0)
61	6.00	1.01(2)	-3.14(3)	0.14(3)	-2.29(2)	1.03(3)	0.00(0)
66	6.50	1.55(2)	-0.21(3)	0.00(0)	-1.61(2)	0.94(3)	0.00(0)
71	7.00	1.48(2)	0.00(0)	0.00(0)	-1.11(3)	0.86(3)	0.00(0)
76	7.50	1.39(3)	0.00(0)	0.01(1)	-0.35(3)	0.78(3)	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		31.77	-27.68	23.84	-8.38	1.27	31.30

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

Max Disp / Max Exdepth = 1.27mm/4.00m = 0.03%

변 경

11. Ramp-A

(STA.8+ 370.000～STA.8+ 400.000)

목 차

1. 표준단면

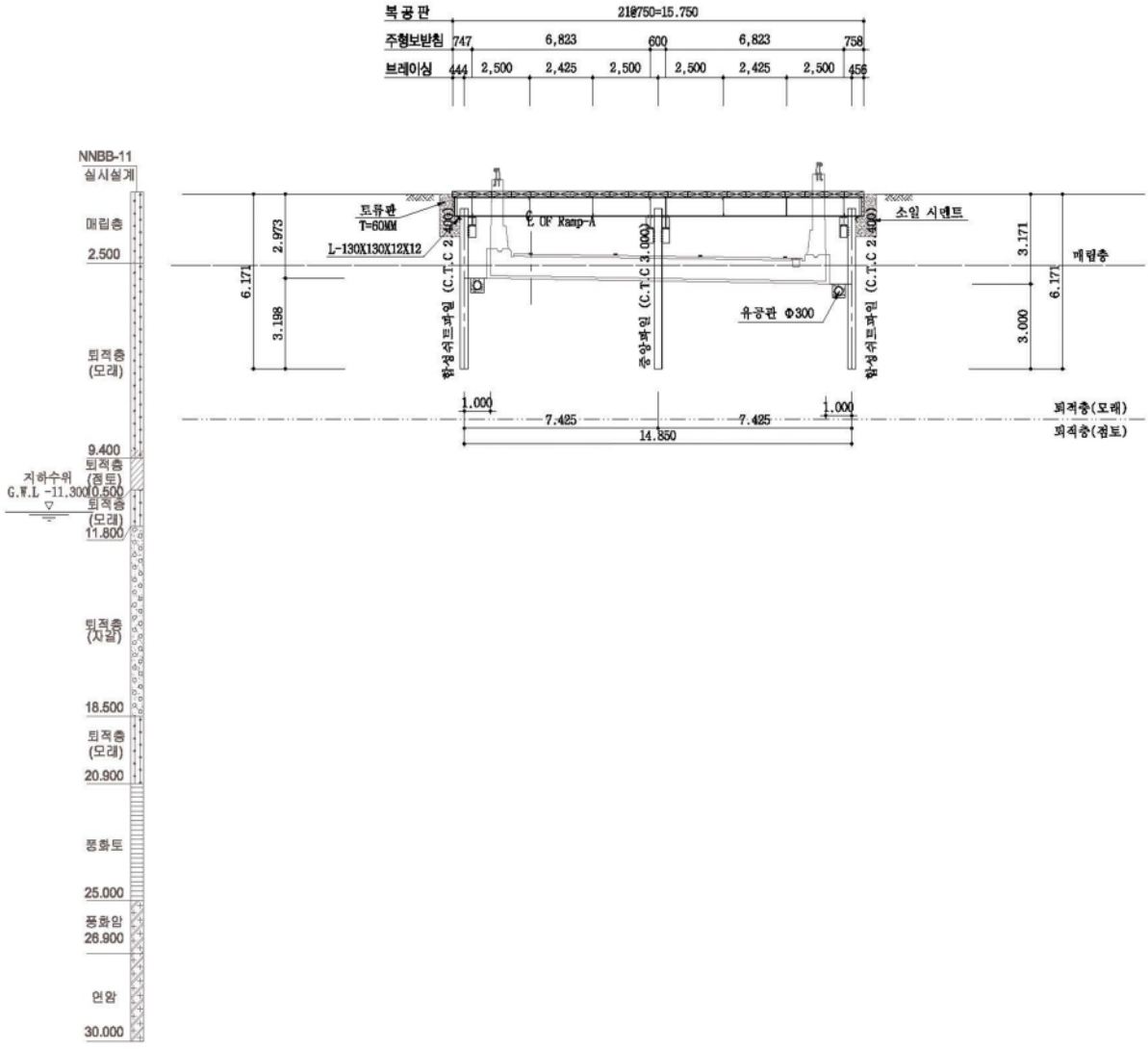
2. 설계기준
2.1 일반사항
2.2 하 중
2.3 재료의 허용응력
2.4 지반의 물성치

3. 흙막이 벽 설계
3.1 주형보 설계
3.2 중앙말뚝 설계
3.3 SHEETPILE 설계
3.4 버팀보 띠장 설계

4. 결과값 정리
4.1 부재 검토 요약
4.2 안전성 검토

5. 전산 DATA
5.1 INPUT DATA
5.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


복공판
21@750=15.750
주형보받침 747 6,823 600 6,823 758
브레이싱 444 2,500 2,425 2,500 2,500 2,425 2,500 456
NNBB-11
실시설계
매립층
2.500
퇴적층
(모래)
9.400
퇴적층
(점토)
0.500
퇴적층
(모래)
11.800
퇴적층
(자갈)
18.500
퇴적층
(모래)
20.900
풍화토
25.000
풍화암
26.900
연암
30.000
지하수위
G.W.L -11.300
토류판
T=60MM
L-130X130X12X12
C.T.C 2.400
C.T.C 3.000
C.T.C 2.400
C UF Ramp-A
소일 시멘트
매립층
유공판 Φ300
함성쉬트파일
중앙파일
함성쉬트파일
2.973
6.171
3.198
3.171
6.171
3.000
1.000
7.425
7.425
1.000
14.850
퇴적층(모래)
퇴적층(점토)

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ 10.5-0.072(ℓ/r)	$\ell/r \leq 100$ 12-0.087(ℓ/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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3.노면복공설계

3.1 주형보 설계

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	I - 700 x	300 x	13.0 x	24	(SS400)		
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 7.425 m ∴ 최대 주형보 2.5 차로 재하

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	4.000	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(4 + 1.85) x 0.100	=	0.585	kN/m
합 계		∑ W =	6.435	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 7.425) = 0.316 > 0.300

∴ I = 0.300

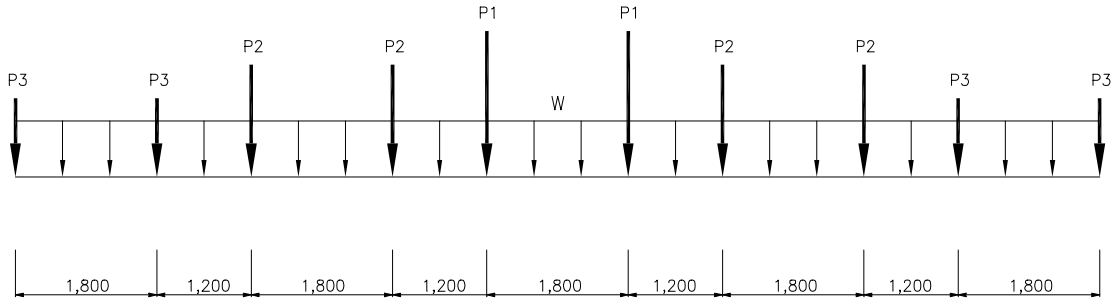
P1 = 240.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 124.800 kN (DB-24 후륜하중)

P2 = 180.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 93.600 kN (DB-18 후륜하중)

P3 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

P4 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

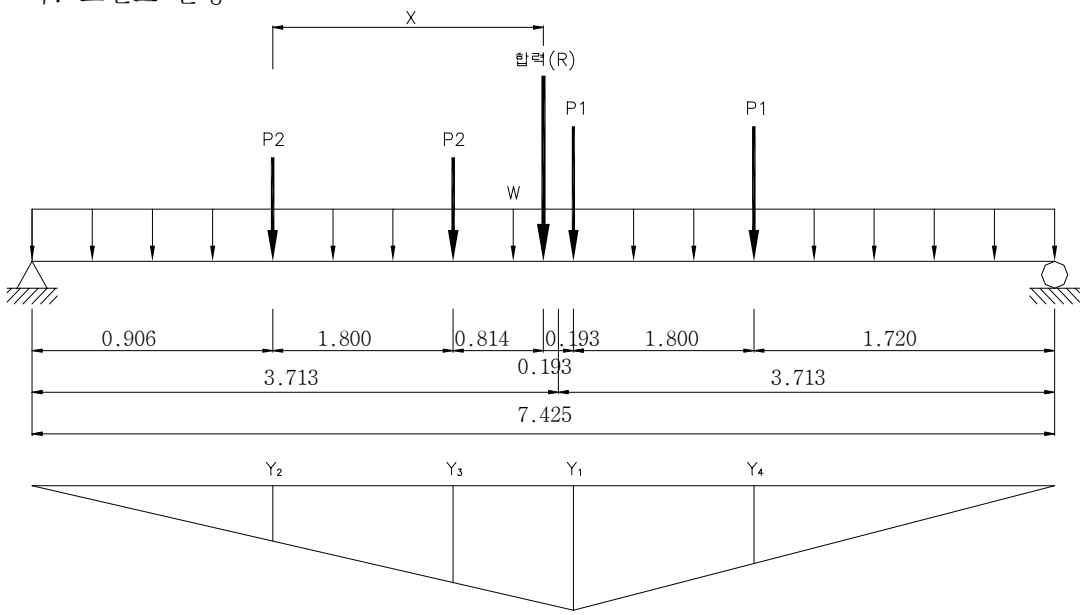
(3) 보가 차량 진행방향과 직각인 경우의 연행이동 하중



3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 2) = 436.800 kN

합력작용점(X) = [{P1 x (3.0 + 4.8)} + (P2 x 1.8)] / R

= [(124.8 x 7.80) + (93.6 x 1.8)] / 436.800 = 2.614 m

∑Yp1 = 1.851 + 0.904 = 2.755 m

∑Yp2 = 0.429 + 1.282 = 1.711 m

A = 7.425 x (1.851 / 2) = 6.872 ㎡

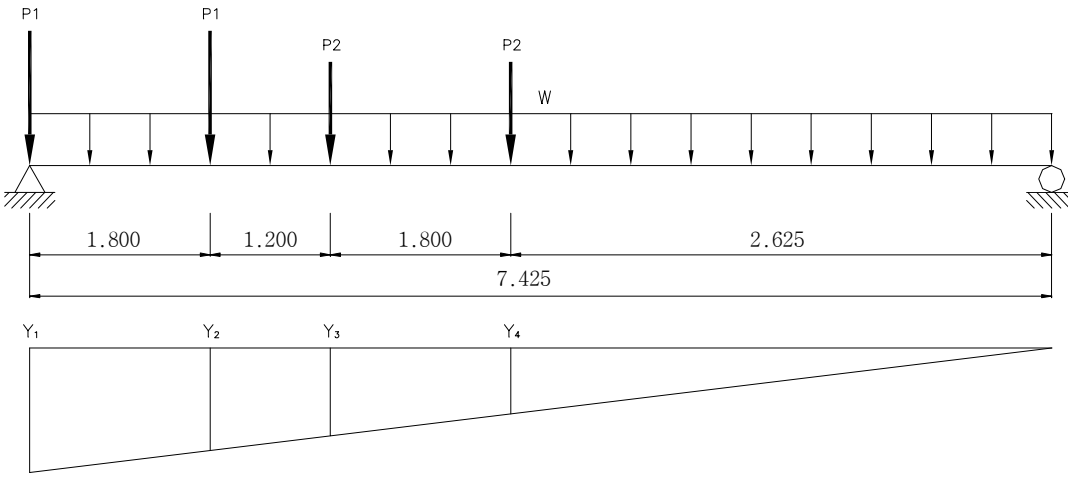
Md = 6.872 x 6.435 = 44.221 kN·m

ML = 124.800 x 2.755 + 93.600 x 1.711 = 503.974 kN·m

M1 = Md + ML = 44.221 + 503.974 = 548.195 kN·m

Y_1 =	1.851
Y_2 =	0.429
Y_3 =	1.282
Y_4 =	0.904

나. 전단력 산정

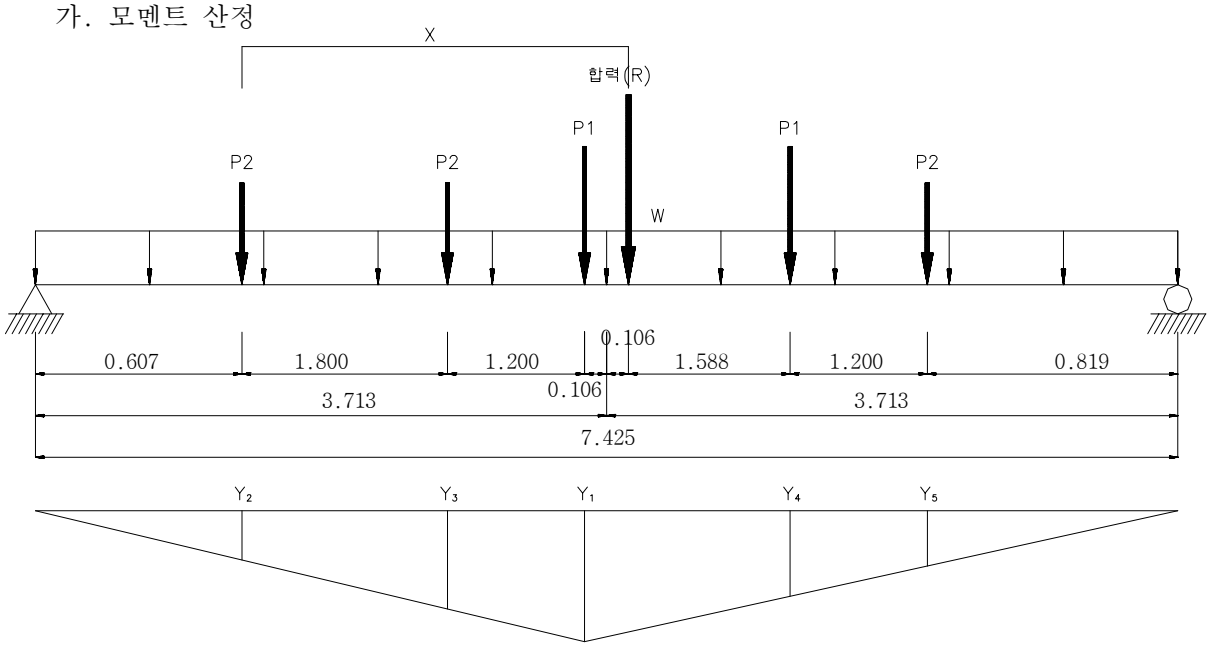


∑Yp1 = 1.000 + 0.758 =	1.758	m	
∑Yp2 = 0.596 + 0.354 =	0.950	m	
A = 7.425 x (1.000 / 2) =	3.713	㎡	
Sd = 3.713 x 6.435 =	23.890	kN	
SL = 124.800 x 1.758 + 93.600 x 0.950 =	308.318	kN	
S1 = Sd + SL = 23.890 + 308.318 =	332.208	kN	

Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.758
Y_3 =	0.596
Y_4 =	0.354

(2) 2.5차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 3) = 530.400 kN

합력작용점(X) = {P1 x (3.0 + 4.8) + P2 x (6.0 + 1.8)} / R

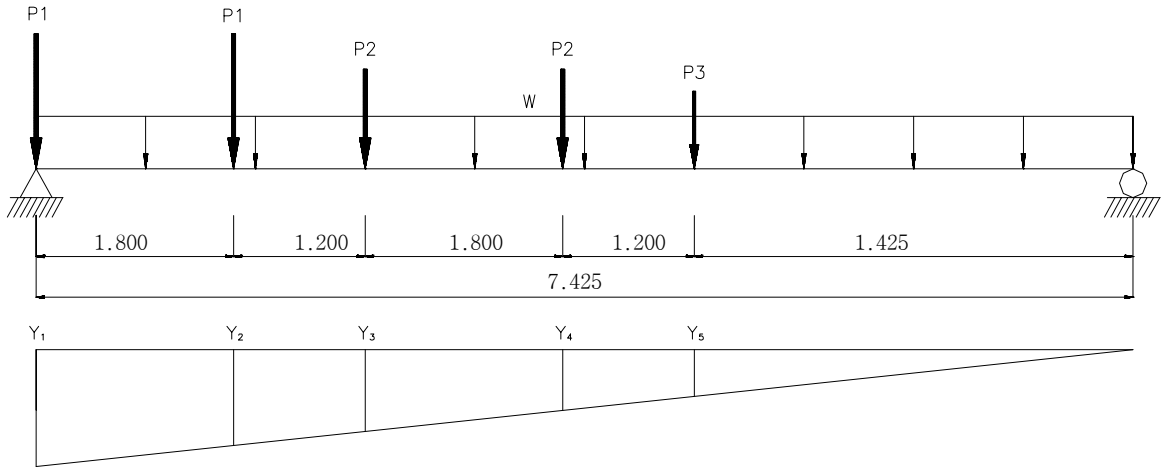
= [(124.800 x (3 + 4.80) + {93.600 x (6.0 + 1.8)}] / 530.400

= 3.212 m

∑Yp1 = 1.855 + 0.981 =	2.836	m	
∑Yp2 = 0.398 + 1.238 + 0.312 =	1.948	m	
A = 1/2 x 7.425 x 1.855 =	6.887	㎡	
Md = 6.887 x 6.435 =	44.316	kN·m	
ML = 0.9 x (124.800 x 2.836 + 93.600 x 1.948)			
=	482.639	kN·m	
M2 = Md + ML = 44.316 + 482.639 =	526.96	kN·m	

Y_1 =	1.855
Y_2 =	0.312
Y_3 =	1.238
Y_4 =	0.981
Y_5 =	0.398

나. 전단력 산정



Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.758
Y_3 =	0.596
Y_4 =	0.354
Y_5 =	0.192

∑Yp1 = 1.000 + 0.758 = 1.758 m

∑Yp2 = 0.596 + 0.354 = 0.950 m

∑Yp3 = 0.192 = 0.192 m

A = 7.425 x (1.000 / 2) = 3.713 m^2

Sd = 3.713 x 6.435 = 23.890 kN

SL = 0.9 x (124.8 x 1.758 + 93.6 x 0.95 + 70.2 x 0.192)

= 289.617 kN

S2 = Sd + SL = 23.890 + 289.617 = 313.507 kN

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1, M2 중 큰값 548.195 kN·m

Smax = S1, S2 중 큰값 332.208 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 548195000 / 5760000 = 95.2 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 332208 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 39.2 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 3.53 m

ℓ /b = 3530 / 300.0 = 11.767 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 183.8 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 95.2 MPa < fba = 183.8 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 39.2 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 503.974 / (1 + 0.300) = 387.672 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 6.435 x 7.425^2 / 8 = 44.346 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 387672000 \times 7425^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 4.219 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = $w\ell^2$ / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 44346000 \times 7425^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.603 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 4.219 + 0.603 = 4.823 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 7425 / 400 = 18.6 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 18.6 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 4.823 mm < δa = 18.563 mm ∴ O.K !

3.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

3.2.1 외측 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.00	mm
W =	1.060	kN/m		ry =	72.60	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

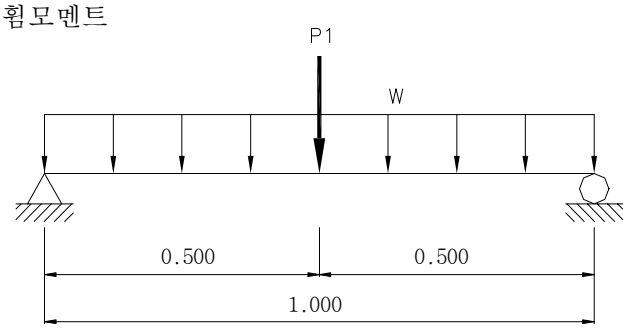
설계경간(L) = 1.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 23.890 + 308.318 = 332.208 kN (후륜재하시)

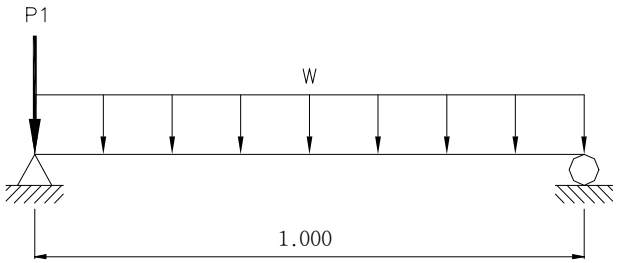
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.060 x 1.000) / 8 + (332.208 x 1.000) / 4

= 83.185 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 332.208 + (1.060 x 1.000) / 2

= 332.738 kN

Smin = 332.208 + 1.060 - 332.738 = 0.530 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 83185000 / 1440000 = 57.8 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 332,738 / [(300.0 - 15.0x2)x15.0)] = 82.16 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 1,000 / 305 = 3.279 (ℓ/b ≤ 4.5)

fba = 1.00 x 210 210.0 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 57.8 MPa < fba = 210.0 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 82.2 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 150 x (π x 576.00 / 4) = 67858.4 N/EA

n = S / Pa = ((332.738+0.530) x 1000) / 67,858.4 = 4.911 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.2.2 내측 주형지지보

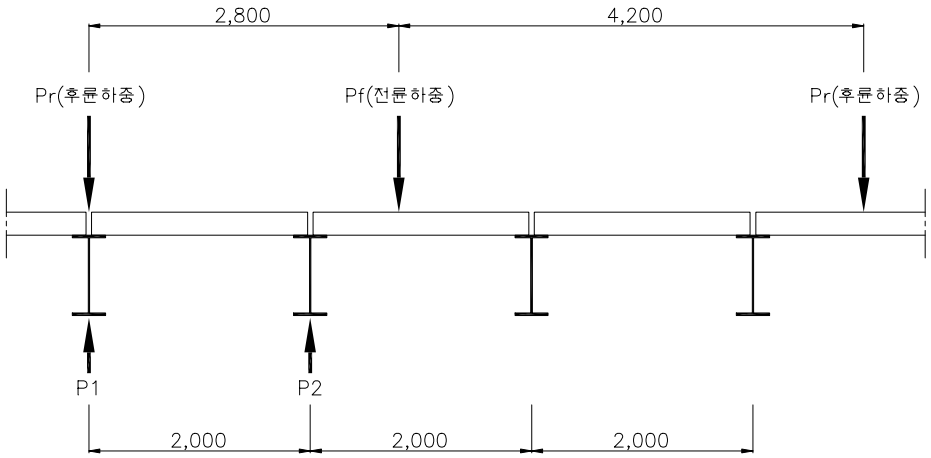
1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	15740.0	mm^2		rx =	189.00	mm
w =	1.240	kN/m		ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4		Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4		Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = 3.000 m (중간 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)



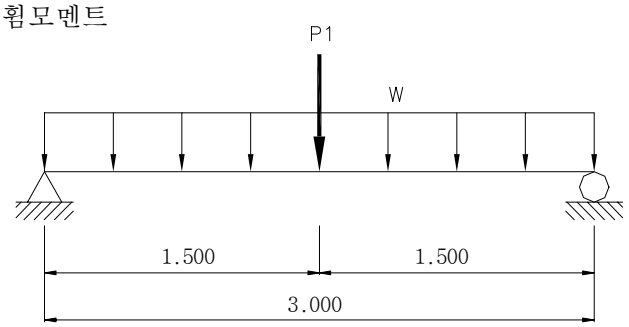
P1 = Sd + SLmax = 23.890 + 308.318

= 332.208 kN (후륜재하시)

P2 = Sd + (SLmax / 4) x (1.2 / 2) = 23.890 + (308.318 / 4) x (1.2 / 2)

= 60.582 kN (전륜재하시)

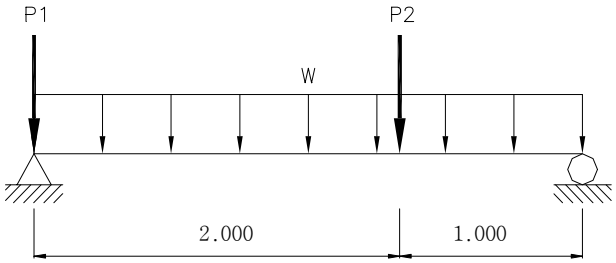
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = P1 x L / 4 + W x L^2 / 8 = (332.208 x 3.000) / 4 + (1.240 x 3.000^2) / 8

= 250.551 kN · m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + P2 x (1.000 / 3.000) + W x L / 2

= 332.208 + 60.582 x (1.000 / 3.000) + (1.240 x 3.000) / 2

= 354.262 kN

Smin = 332.208 + 60.582 + 3.720 - 354.262 = 42.248 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 250,551,000 / 2,550,000 = 98.3 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 354,262/[(440.0-18.0x2)x11.0] = 79.7 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 300.0 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 98.3 MPa < fba = 190.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 79.7 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = v x (πD^2 /4) = 150 x (π x 576.00 / 4) = 67858.4 N/EA

n = S / Pa = ((354.262+42.248) x 1000) / 67,858.4 = 5.843 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.2 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m) (L = 6.17 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 : H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)

▣ 단면 제원 :

A =	13480.0	mm^2	rx =	126.0	mm
Y =	1.060	kN/m	ry =	72.6	mm
Ix =	215000000.0	mm^4	Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4	Zy =	466000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 7.425 + 7.425 = 14.850 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

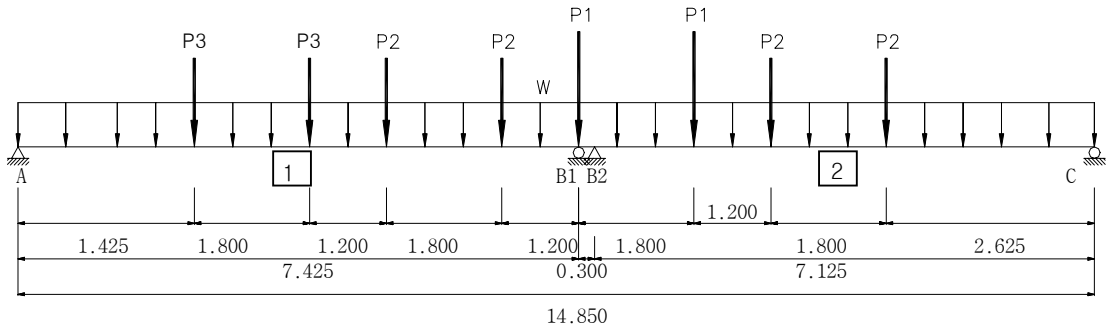
구 분	계 산 식		
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 3.00	=	7.440 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	=	1.060 kN
중앙Pile의 자중	1.060 x 6.171	=	6.541 kN
버팀보의 자중	(0.882 x 7.425 / 2 x 0단) / 4.00 x 3.00	=	0.000 kN
	(1.167 x 7.425 / 2 x 0단) / 4.00 x 3.00	=	0.000 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 0단) x 3.00	=	0.000 kN
합 계		Ps =	15.041 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 6.435 x 7.425 x 1/2 = 23.890 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 6.435 x 7.425 x 1/2 = 23.890 kN

(3) 활 하 중

가. 2차선 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.200 \times (1.425 + 3.225) + 93.600 \times (4.425 + 6.225) + 124.800 \times 7.425}{7.425}$$

$$= 303.018 \text{ kN}$$

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.625 + 4.425) + 124.800 \times 5.625}{7.125}$$

$$= 191.141 \text{ kN}$$

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

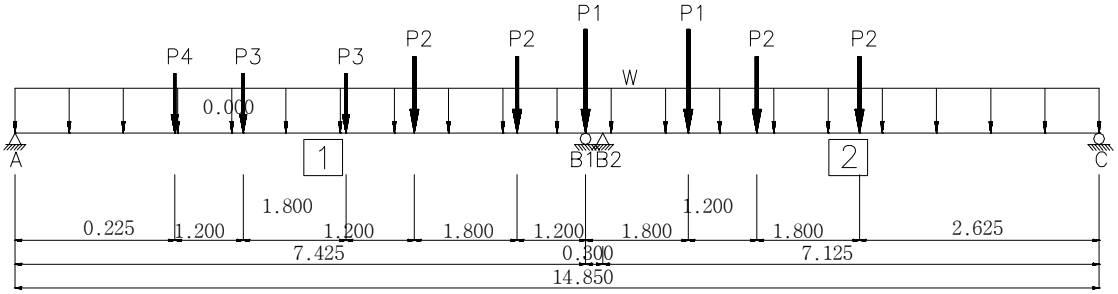
RB1 = 303.018 x 0.25 = 75.755 kN

RB2 = 191.141 x 0.25 = 47.785 kN

③ 2차로 활하중 재하시 반력을 100%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	303.018	75.755	
P2	191.141	47.785	

나. 2.5차선 이상 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.20x0.23 + 70.20x(1.43+3.23) + 93.60x(4.43+6.23) + 124.80x7.43}{7.425}$$

= 305.145 kN

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.625 + 4.425) + 124.800 \times 5.625}{7.125}$$

= 191.141 kN

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

RB1 = 305.145 x 0.25 = 76.286 kN

RB2 = 191.141 x 0.25 = 47.785 kN

③ 2.5차로 이상 활하중 재하시 반력을 90%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	274.631	68.657	
P2	191.141	47.785	

라. 편재하시

① 후륜하중 재하시 B점의 반력

RB1 = MAX(2차선재하시,3차선재하시x90%)

= MAX(303.018 , 274.631) = 303.018 kN (2차선재하시)

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

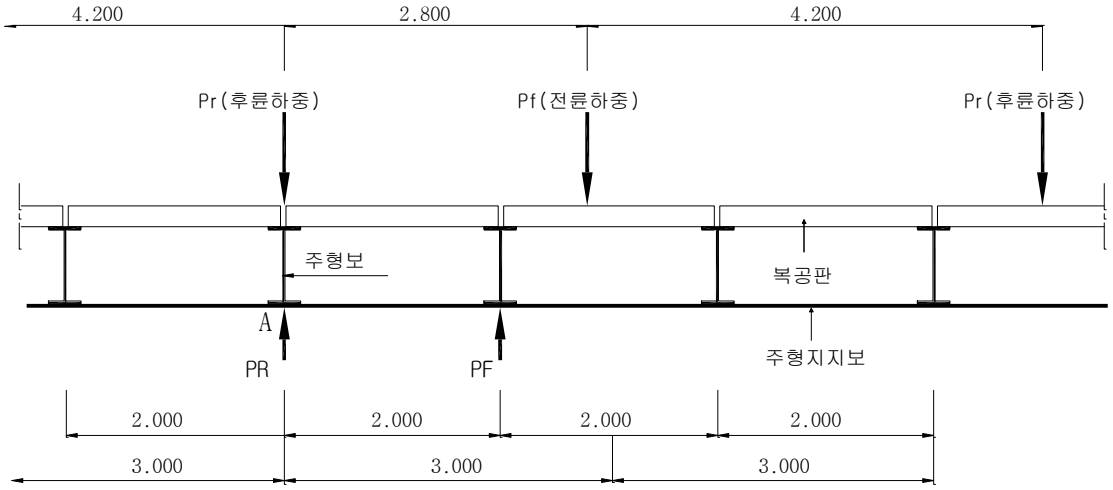
RB1 = 303.018 x 0.25 = 75.755 kN (2차선재하시)

마. 설계적용 활하중

구 분		후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
연직력 최 대	P1	303.018	75.755	(2차선재하시)
	P2	191.141	47.785	(2.5차선이상재하시)
편재하시	P1	303.018	75.755	(2차선재하시)

(4) 단면력 산정

가. 주형보의 반력



① 연직력 최대인경우

PR1 = Pr1 + Sd1 = 303.018 + 23.890 = 326.908 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (75.755 x 1.200 / 2.000) + 23.890 = 69.343 kN

PR2 = Pr2 + Sd2 = 191.141 + 23.890 = 215.031 kN

PF2 = (Pf2 x 1.200 / 2.000) + Sd2 = (47.785 x 1.200 / 2.000) + 23.890 = 52.561 kN

② 편재하시

PR1 = Pr1 + Sd1 = 303.018 + 23.890 = 326.908 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (75.755 x 1.200 / 2.000) + 23.890 = 69.343 kN

PR2 = Sd1 = 23.890 kN

PF2 = Sd2 = 23.890 kN

나. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 326.908 + 69.343 x (1.00 / 3.00)
+ 23.890 = 373.912 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 215.031 + 52.561 x (1.00 / 3.00)
+ 23.890 = 256.441 kN

② 편재하시 (A점 기준)

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 326.908 + 69.343 x (1.00 / 3.00)
+ 23.890 = 373.912 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 23.890 + 23.890 x (1.00 / 3.00)
+ 23.890 = 55.743 kN

다. 단면력 집계

구 분		계 산 식	
압축응력 및 지지력검토		(373.912 + 256.441 + 15.041)/2 + 0.000 =	322.697 kN
편재하시	압축응력 검토	(373.912 + 55.743 + 15.041)/2 + 0.000 =	222.348 kN
	휨압축응력 검토	(373.912 - 55.743) /2 + 0.000 =	159.085 kN

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 322,697.0 / 13,480.00 = 23.9 MPa

(2) fc : 압축응력 - 조합응력검토시

fc = Pp/A = 222,348.0 / 13,480.00 = 16.5 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 159.085 x 0.300 = 47.725 kN.m

여기서, e(편심) = 0.3 m

fb = Mmax/Zx = 47,725,000 / 1,440,000 = 33.1 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 3,171.0 / 126.0 = 25.167 (20 < $\ell/r \leq$ 93)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 203.3 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 3,171.0 / 72.6 = 43.678 (20 < $\ell/r \leq$ 93)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 179.2 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 3,171.0 / 305.0 = 10.570 (4.5 < $\ell/b \leq$ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 188.1 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 3,171.0 / 126.0 = 25.167

fcax = 1.00 x [1200000 / (ℓ/r)^2 x 1.5] = 2841.9 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력	fba =	188.1 MPa	>	fb =	33.1	MPa	∴ O.K !
압축응력	fca =	203.3 MPa	>	fc =	23.9	MPa	∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{16.5}{203.3} + \frac{33.1}{188.1 \times (1 - 16.5 / 2{,}841.9)} = 0.260$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력	fca =	179.2 MPa	>	fc =	23.9	MPa	∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = qd x Ap (파일 지지선단이 풍화암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

qd : 말뚝 선단 지반의 극한 지지력도(tonf)(30 x N)

N : 파일선단 지반의 N치값

Ap : 선단지지 단면적(m^2)

α : 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β : 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 = (1.210m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ : 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력($tonf/m^2$)= 0.1N 적용

qu x Ap = 30 x N x Ap = 110 tonf = 1098.00 kN

: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 1,098.0 / 2 = 549.000 kN
- R(최대반력) = 322.697 kN

: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

∴ R(최대반력) = 322.697 kN < Qa(허용지지력) = 549.000 kN ∴ O.K !

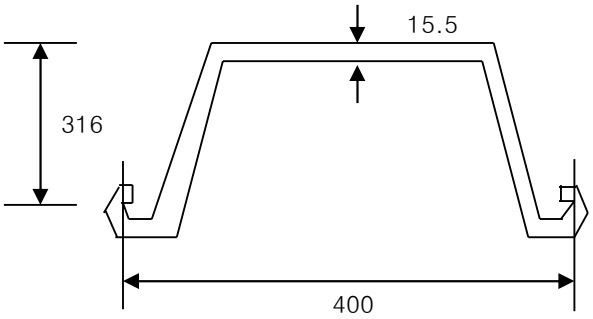
3.3 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : 합성-V 400×316×15.5 (SY30)

w (kN/m)	1.034
A (mm^2)	27625
I_x (mm^4/m)	420438161
Z_x (mm^3/m)	2712504
R_x (mm/m)	123.4
A_w(mm^2/m)	2445.1



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수			=	0	kN
		1.06	×	1.000	×	1	×	0			=	0	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	×	0			=	0	kN
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/				
		0.882	×	14.850	×	1	×	0	/	4	=	0	kN
		1.167	×	14.850	×	1	×	0	/	4	=	0.000	kN
SHEETPILE 자중	:	1.034	×	6.171							=	6.38	kN
기타 자중	:	5									=	5.000	kN
최대축력	:										=	11.38	kN

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 25.00 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 34.16 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	11.378	x	1000	/	27624.6	=	0.412	MPa
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	25.000	x	1000000	/	2712504	×	0.6	MPa
												=	15.361	MPa
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	34.160	x	100	/	2445.1	=	1.397	MPa

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (25.700)^2
= 2725.249 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	255.000	MPa	>	f_c	=	0.412	MPa	--->	O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	270.000	MPa	>	f_b	=	15.361	MPa	--->	O.K
전단응력	ua	=	150.000	MPa	>	f_u	=	1.397	MPa	--->	O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{0.412}{255.0} + \frac{15.361}{270.000 \times (1 - (0.412 / 2725.249))}$$

= 0.059 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 28.612 kN

Total Passive Moment

Mp = 102.808 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 102.808 ÷ 28.612

= 3.593 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 1.200 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

3.171 × 0.2% = 6.342 mm

1.200 < 6.342 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 9.42 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 2.36 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	2.36	1.46	0.78	0.31	0.01	3.03

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 1.46 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 0.01 mm

부등 침하량: 1.45 mm

변위(δ/L) = 1.45 / 8,000 = 1 / 5517 < 1 / 300 ∴ O.K !

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

3.4 버팀보 띠장 설계

3.4.1 버팀보 띠장 (0) 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 = 4.000 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) = 0.000 / 4.000 = 0.000 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 0.000 x 4.000 x 4.000 = 0.000 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 0.000 x 4.000 x 4.000 = 0.000 kN · m

∴ Mmax max (0.000 , 0.000) = 0.000 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

$S_1 = 7/12\ WL$ 7/12 x 0.000 x 4.000 = 0.000 kN

- 연속보로 적용시

$S_2 = 6/10\ WL$ 6/10 x 0.000 x 4.000 = 0.000 kN

∴ Smax max (0.000 , 0.000) = 0.000 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 0 / 1,440,000 = 0.000 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 0 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15)] = 0.000 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 4,000 / 305 = 13.115 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 178.986 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	178.986 MPa	>	fb =	0 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	0.000 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 0 / 120 = 0.000 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 0 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 0.000 MPa

전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	0.000 MPa	∴ O.K !

4. 결과값 정리

4.1 부재검토 요약

공 종		단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
주형보	휨 응 력	MPa	95.17	183.84	1.93	∴ O.K	I - 700x300x13x24 (SS400)
	전단응력	MPa	39.19	120.00	3.06	∴ O.K	
	처 짐	mm	4.82	18.56	3.85	∴ O.K	
주형지지보(측면)	휨 응 력	MPa	57.77	210.00	3.64	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
	전단응력	MPa	82.16	120.00	1.46	∴ O.K	
주형지지보(중앙)	휨 응 력	MPa	98.26	190.20	1.94	∴ O.K	H - 440x300x11x18 (SS400)
	전단응력	MPa	79.72	120.00	1.51	∴ O.K	
중앙파일	휨응력	MPa	33.14	188.15	5.68	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
	압축응력	MPa	23.94	203.28	8.49	∴ O.K	
	조합응력		0.26	1.00	3.85	∴ O.K	
	지지력	kN	322.70	549.00	1.70	∴ O.K	
쉬트파일	휨응력	MPa	15.36	270.00	17.58	∴ O.K	합성-V 400×316×15.5 (SY30)
	압축응력	MPa	0.41	255.00	619.13	∴ O.K	
	전단응력	MPa	1.40	150.00	107.37	∴ O.K	
	조합응력		0.059	1.000	17.09	∴ O.K	

4.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	3.59	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	1.20mm	<	6.34mm	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/5517	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

0. 전산 DATA

0.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+370.000~STA.8+400.000 NNBB-11 GL-11.30M적용)

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

PROFILE    1    2.428     1        1
           2    7.86      3        3
           3    9.704     2        2
           4    11.735    3        3
           5    18.874    4        4
           6    20.764    3        3
           7    26.651    5        5
           8    30.662    6        6
           9    46.406    7        7
           10   50        8        8

VWALL      1      5.671      .02762      4.2044E-04      2.1E+08      1      1      1      0      0
           2      5.671      .008336     .000133         2.1E+08      2.4    .594   .201   0      0

STRUT   1    0.7      0.02355       7.425      2      0      0      0      0
```

```
Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.2
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 1.2

STEP  2  const strut 1 and excavation to 3.171
      const strut 1
      excavation 3.171
      ground settlement
      depth check

STEP  3  peck check
      peck 0.65 0 0


END
```

5.2 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+370) 검토.datDate : 2015-10-12
Project : 종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+370.000~STA.8+390.000 NNBB-11 GL-11.30M적용)Time : 0

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	1.20	2.01	4.00	-3.21	1.20	0.02	5.70	-3.97	2.70
2	3.20	14.22	0.70	-13.29	3.50	19.70	2.70	-0.71	0.70
3	3.20	34.16	0.70	-14.73	3.40	25.00	2.30	-4.30	0.70

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

>> Strut Force <<

Step	Exca	------- S T R U T N o. a n d D E P T H --------
No	Depth	1
		0.7
1	1.2	0.0
2	3.2	32.1
3	3.2	92.9

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

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

Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
1	0.00	0.00(1)	-0.06(3)	0.03(3)	0.00(0)	0.84(1)	18.36(3)
6	0.50	0.00(0)	-8.77(3)	0.00(0)	-2.20(3)	0.75(1)	17.32(3)
8	0.70	34.16(3)	-12.29(3)	0.00(0)	-4.30(3)	0.77(2)	17.97(3)
13	1.20	24.76(3)	-3.21(1)	10.47(3)	-1.97(1)	0.92(2)	19.69(3)
25	2.40	5.40(2)	-1.56(3)	24.96(3)	-3.75(1)	1.17(2)	24.44(3)
33	3.20	1.28(1)	-13.38(3)	18.76(3)	-3.64(1)	1.18(2)	21.43(2)
38	3.70	1.91(1)	-14.42(3)	11.50(3)	-2.81(1)	1.13(2)	0.00(0)
43	4.20	1.98(1)	-9.33(3)	5.70(2)	-1.81(1)	1.04(2)	0.00(0)
48	4.70	1.64(1)	-5.27(2)	2.17(2)	-0.89(1)	0.94(2)	0.00(0)
53	5.20	0.96(1)	-1.83(2)	0.41(2)	-0.23(1)	0.83(2)	0.00(0)
Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
Max/Min		34.16	-14.73	25.00	-4.30	1.20	24.44

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

Max Disp / Max Exdepth = 1.20mm/3.20m = 0.04%

변 경

12. Ramp-A

(STA.8+ 400.000～STA.8+ 410.000)

목 차

1. 표준단면

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

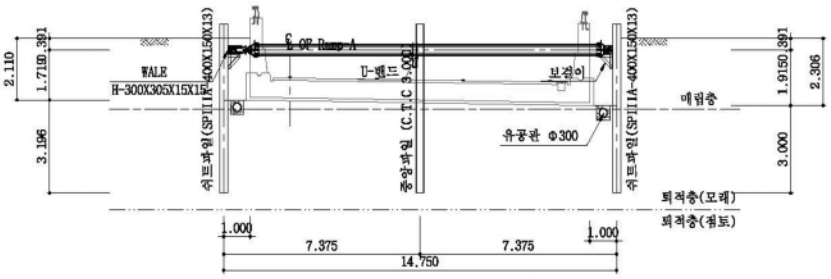
3. 흙막이 벽 설계
3.1 SHEETPILE 설계
3.2 버팀보 설계
3.3 버팀보 띠장 설계

4. 결과값 정리
4.1 부재 검토 요약
4.2 안전성 검토

5. 전산 DATA
5.1 INPUT DATA
5.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


NNBB-11
실시설계
매립층
2.500
퇴적층
(모래)
9.400
퇴적층
(점토)
10.500
퇴적층
(모래)
11.800
퇴적층
(자갈)
18.500
퇴적층
(모래)
20.900
풍화토
25.000
풍화암
26.900
연암
30.000
지하수위
G.W.L -11.300


2.110
1.718
.391
3.196
WALE
H-300X305X15X15
쉬트파일(SP-IIIA-400X150X13)
℄ OF Ramp-A
U-밴드
보검이
중앙파일 (C.T.C 3.000)
유공관 Φ300
매립층
1.915
.391
2.306
3.000
쉬트파일(SP-IIIA-400X150X13)
퇴적층(모래)
퇴적층(점토)
1.000
7.375
7.375
1.000
14.750

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3. 흙막이벽 설계

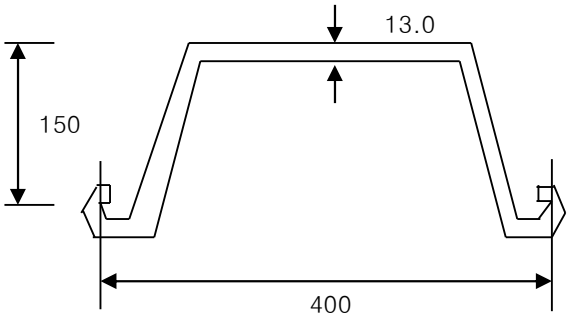
3.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : SP-III 400×150×13(SY30)

w (kN/m)	0.600
A (mm^2)	19100
I_x (mm^4/m)	226000000
Z_x (mm^3/m)	1510000
R_x (mm/m)	108.8
A_w(mm^2/m)	975.0



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	1.000	×	1	×	0			=	0	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	×	0			=	0	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	#####	×	1	×	0	/	4	=	0	kN	
		1.167	×	#####	×	1	×	0	/	4	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	0.600	×	5.306							=	3.18	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	8.18	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 21.19 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 31.36 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	8.184	x	1000	/	19100.0	=	0.428	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	21.190	x	1000000	/	1510000	×	0.6	MPa	
												=	23.389	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	31.360	x	100	/	975.0	=	3.216	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (21.190)^2

= 4008.765 MPa

5) 응력검토결과

압축응력 f_{ca} = 255.000 MPa > f_c = 0.428 MPa ---> O.K

휨응력 , f_{ba} = 270.000 MPa > f_b = 23.389 MPa ---> O.K

전단응력 ua = 150.000 MPa > f_u = 3.216 MPa ---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{0.428}{255.0} + \frac{23.389}{270.000 \times (1 - (0.428 / 4008.765))}$$

= 0.088 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 30.689 kN

Total Passive Moment

Mp = 229.071 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 229.071 ÷ 30.689

= 7.464 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 0.710 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

2.306 × 0.2% = 4.612 mm

0.710 < 4.612 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 8.79 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 0.89 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	0.89	0.53	0.26	0.09	0.02	1.47

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 0.53 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 0.02 mm

부등 침하량: 0.51 mm

변위(δ/L) = 0.51 / 8,000 = 1 / 15686 < 1 / 300 ∴ O.K !

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

3.2 버팀보 설계

3.2.1 버팀보 (Φ406.4mm, t=9mm) : 1 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 ---------- 4.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 157.20 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 7.375 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 7.375 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 = 157.200 / 1 EA / cos (0.0 °) = 157.200 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 157.200 + 120.000 = 277.200 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 277.20 / 112.3622 × 1.0 = 2.467 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 × 7.38^2 / 8 = 33.99 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 33.99 / 1092 × 100 = 3.113 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 × 7.38 / 2 = 18.44 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.328 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.38 / 14.05 × 100 = 52.477 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.38 / 14.05 × 100 = 52.477 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 151.00 Mpa

f_c = 24.670 Mpa f_{bc} = 31.130 Mpa f_{bt} = 31.13 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -55.800$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = 6.460$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-55.800) - 6.460}{-55.800} = 1.116$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 1.116 / 10 = 1.112$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.112 \times 0.90) = 20.304$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 151.000 \times 189.0 / 189.0 = 151$ Mpa

$\therefore f_c = 24.67$ Mpa $< f_{ca} = 151.00$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 31.13$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 588.27$ Mpa

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

$$= \frac{24.67}{151.00} + \frac{31.13}{189.00 \times (1 - 24.67 / 588.27)}$$

$= 0.163 + 0.172 = 0.335 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 24.67 + \frac{31.13}{(1 - 24.67 / 588.27)}$$

$= 24.670 + 32.493 = 57.163 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 3.280 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{55.800}{151.000} + \left\{\frac{3.280}{106.692}\right\}^2$$

= 0.370 + 0.031^2 = 0.371 ≤ 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
24.67	151.00	O.K	31.13	189.000	O.K	3.280	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.335	O.K	57.163	189.00	O.K	0.371	O.K

3.3 버팀보 띠장 설계

3.3.1 버팀보 띠장 (1) 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 = 4.000 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) = 157.200 / 4.000 = 39.300 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 39.300 x 4.000 x 4.000 = 78.600 kN·m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 39.300 x 4.000 x 4.000 = 62.880 kN·m

∴ Mmax max (62.880 , 78.600) = 78.600 kN·m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

$S_1 = 7/12\ WL$ 7/12 x 39.300 x 4.000 = 91.700 kN

- 연속보로 적용시

$S_2 = 6/10\ WL$ 6/10 x 39.300 x 4.000 = 94.320 kN

∴ Smax max (91.700 , 94.320) = 94.320 kN·m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 78,600,000 / 1,440,000 = 54.583 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 94,320 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15)] 23.289 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 4,000 / 305 = 13.115 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 178.986 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	178.986 MPa	>	fb =	54.583 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	23.289 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 94320 / 120 = 786.000 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 91700 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 20.430 MPa

전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	20.430 MPa	∴ O.K !

4. 결과값 정리

4.1 부재검토 요약

공 종			단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
쉬트 파일		휨응력	MPa	23.39	270.00	11.54	∴ O.K	SP-Ⅲ 400×150×13 (SY30)
		압축응력	MPa	0.43	255.00	595.15	∴ O.K	
		전단응력	MPa	3.22	150.00	46.64	∴ O.K	
		조합응력		0.088	1.000	11.32	∴ O.K	
버팀보 (9t)		작용력	kN/ea	277.20				Φ406.4mm, t=9mm (SS400)
		조합응력		0.37	1.00	2.70	∴ O.K	
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	54.58	178.99	3.28	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
		전단응력	MPa	20.43	120.00	5.87	∴ O.K	

4.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	7.46	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	0.71mm	<	4.61mm	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/15686	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

5. 전산 DATA

5.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+400.000~STA.8+410.000 NNBB-11 GL-11.30M적용)

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

PROFILE    1    2.424     1       1
           2    5.899     3       3
           3    8.736     2       2
           4    11.741    3       3
           5    19.466    4       4
           6    20.675    3       3
           7    28.945    5       5
           8    35.772    6       6
           9    51.713    7       7
           10   55        8       8

VWALL      1    5.806    0.0191          0.000226       2.1E+08      1         1         1         0

STRUT      1    0.391      0.01124          7.375              4         150       0         0         0
```

```
Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 0.891
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 0.891

STEP  2  const strut 1 and excavation to 2.306
      const strut 1
      excavation 2.306
      ground settlement
      depth check

STEP  3  peck check
      peck 0.65 0 0


END
```

5.2 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+390) 검토.datDate : 2015-10-12
Project : 종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+390.000~STA.8+410.000 NNBB-11 GL-11.30M적용)Time : 0

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	0.90	1.00	3.90	-2.24	0.80	0.02	5.80	-1.98	2.70
-2	0.90	28.46	0.40	-9.04	0.40	15.76	1.70	-1.79	0.40
2	2.30	31.36	0.40	-10.98	2.70	21.19	1.90	-1.84	0.40
3	2.30	21.30	0.40	-9.52	2.80	14.24	1.80	-1.31	0.40

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

>> Strut Force <<

Step	Exca	------- S T R U T N o. a n d D E P T H --------
No	Depth	1
		0.4
1	0.9	0.0
-2	0.9	0.0
2	2.3	157.2
3	2.3	110.3

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

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

Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
1	0.00	0.00(1)	-0.44(2)	0.02(3)	0.00(0)	0.69(1)	23.30(2)
5	0.40	31.36(2)	-9.16(2)	0.00(0)	-1.84(2)	0.63(1)	22.86(2)
6	0.50	29.13(2)	-1.42(1)	1.19(2)	-0.38(1)	0.61(1)	22.98(2)
10	0.90	20.47(2)	-2.22(1)	11.09(2)	-1.15(1)	0.55(1)	23.54(2)
24	2.30	0.00(0)	-8.88(2)	19.25(2)	-1.82(1)	0.58(2)	18.26(3)
25	2.40	0.00(0)	-9.95(2)	18.30(2)	-1.87(1)	0.61(2)	0.00(0)
29	2.80	0.16(1)	-10.91(2)	13.97(2)	-1.98(1)	0.68(2)	0.00(0)
34	3.30	0.81(1)	-9.54(2)	8.79(2)	-1.71(1)	0.71(2)	0.00(0)
39	3.80	1.00(1)	-6.95(2)	4.63(2)	-1.24(1)	0.69(2)	0.00(0)
44	4.30	0.92(1)	-3.95(2)	1.92(2)	-0.75(1)	0.65(2)	0.00(0)
49	4.80	0.69(1)	-1.69(2)	0.55(2)	-0.35(1)	0.59(2)	0.00(0)
54	5.30	0.38(3)	-0.39(2)	0.09(2)	-0.13(3)	0.53(2)	0.00(0)
Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
Max/Min		31.36	-10.98	21.19	-1.98	0.71	23.63

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

Max Disp / Max Exdepth = 0.71mm/2.30m = 0.03%

변 경

13. Ramp-A

(STA.8+ 410.000～STA.8+ 430.000)

목 차

1. 표준단면

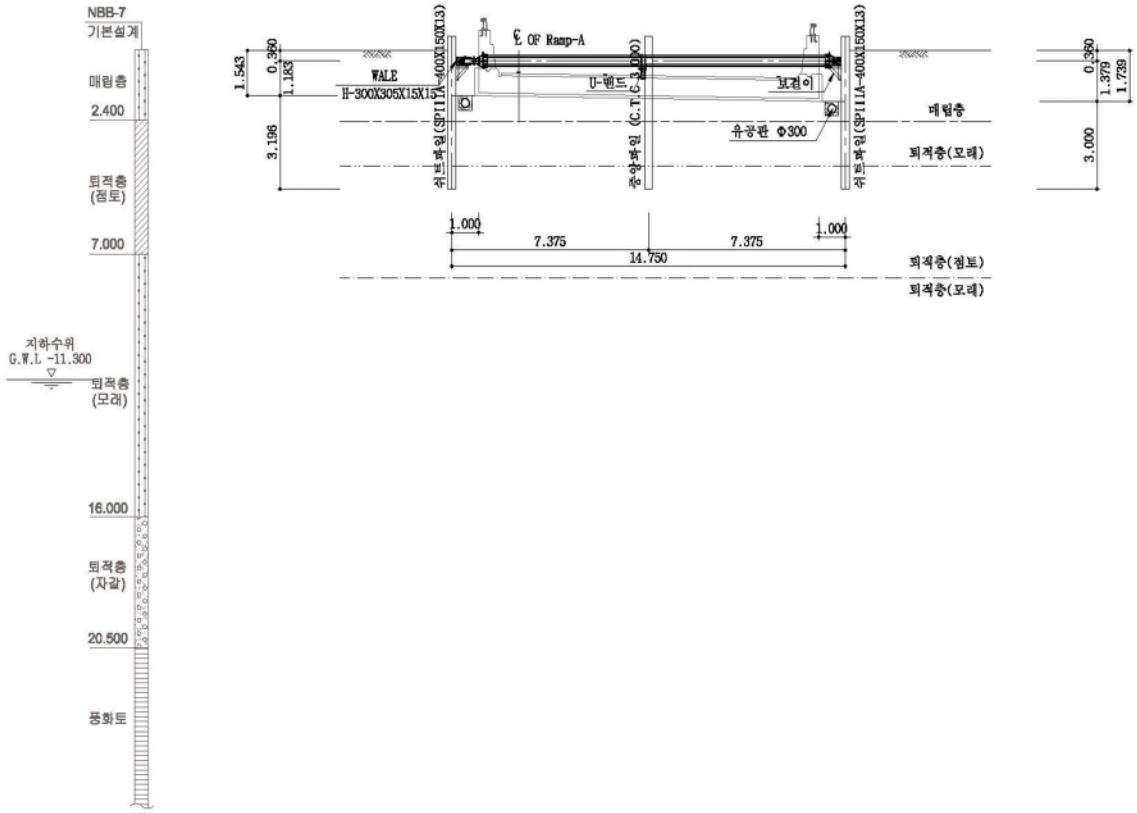
2. 설계기준
2.1 일반사항
2.2 하 중
2.3 재료의 허용응력
2.4 지반의 물성치

3. 흙막이 벽 설계
3.1 SHEETPILE 설계
3.2 버팀보 설계
3.3 버팀보 띠장 설계

4. 결과값 정리
4.1 부재 검토 요약
4.2 안전성 검토

5. 전산 DATA
5.1 INPUT DATA
5.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


NBB-7
기본설계
매립층
2.400
퇴적층
(점토)
7.000
지하수위
G.W.L -11.300
퇴적층
(모래)
16.000
퇴적층
(자갈)
20.500
풍화토
℄ OF Ramp-A
WALE
H-300X305X15X15
U-벤드
보걸이
유공관 Φ300
쉬트파일(SP11A-400X150X13)
중앙파일 (C.T.C 3.000)
쉬트파일(SP11A-400X150X13)
매립층
퇴적층(모래)
퇴적층(점토)
퇴적층(모래)
1.543
0.360
1.183
3.196
0.360
1.379
1.739
3.000
1.000
7.375
7.375
1.000
14.750

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ 10.5-0.072(ℓ/r)	$\ell/r \leq 100$ 12-0.087(ℓ/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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3. 흙막이벽 설계

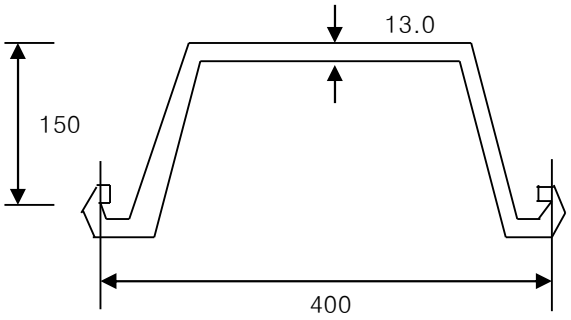
3.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : SP-III 400×150×13(SY30)

w (kN/m)	0.600
A (mm^2)	19100
I_x (mm^4/m)	226000000
Z_x (mm^3/m)	1510000
R_x (mm/m)	108.8
A_w(mm^2/m)	975.0



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	1.000	×	1	×	0			=	0	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	×	0			=	0	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	####	×	1	×	0	/	4	=	0	kN	
		1.167	×	####	×	1	×	0	/	4	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	0.600	×	4.379							=	2.63	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	7.63	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 16.80 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 29.44 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	7.627	x	1000	/	19100.0	=	0.399	MPa		
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	16.800	x	1000000	/	1510000	×	0.6	MPa		
												=	18.543	MPa		
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	29.440	x	100	/	975.0	=	3.019	MPa		

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (12.670)^2

= 11212.934 MPa

5) 응력검토결과

압축응력 f_{ca} = 255.000 MPa > f_c = 0.399 MPa ---> O.K

휨응력 , f_{ba} = 270.000 MPa > f_b = 18.543 MPa ---> O.K

전단응력 ua = 150.000 MPa > f_u = 3.019 MPa ---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{0.399}{255.0} + \frac{18.543}{270.000 \times \left(1 - \left(0.399 / 11212.934\right)\right)}$$

= 0.070 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 20.248 kN

Total Passive Moment

Mp = 166.204 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 166.204 ÷ 20.248

= 8.208 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 0.660 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

1.379 × 0.2% = 2.758 mm

0.660 < 2.758 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 8.30 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 0.46 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	0.46	0.27	0.12	0.04	0.02	0.93

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 0.27 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 0.02 mm

부등 침하량: 0.25 mm

변위(δ/L) = 0.25 / 8,000 = 1 / 32000 < 1 / 300 ∴ O.K !

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

3.2 버팀보 설계

3.2.1 버팀보 (Φ406.4mm, t=9mm) : 1 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	4.0	m
버팀보의 설치 각도	0.0	°
버팀보의 온도변화에 의한 축력	120.00	Kn
버팀보 위에 작용하는 등분포하중 (w) (자중, 자재적재 등에 의한 하중)	5.00	kN/m
버팀보의 최대축력	149.60	kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1)	7.375	m
최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2)	7.375	m
강재의 허용응력 보정계수 (강재의 재사용과 장기사용등을 고려하여 보정계수 0.9를 적용)	0.9	

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 = 149.600 / 1 EA / cos (0.0 °) = 149.600 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 149.600 + 120.000 = 269.600 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 269.60 / 112.3622 × 1.0 = 2.399 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 × 7.38^2 / 8 = 33.99 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 33.99 / 1092 × 100 = 3.113 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 × 7.38 / 2 = 18.44 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.328 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.38 / 14.05 × 100 = 52.477 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.38 / 14.05 × 100 = 52.477 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 151.00 Mpa

f_c = 23.990 Mpa f_{bc} = 31.130 Mpa f_{bt} = 31.13 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -55.120$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = 7.140$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-55.120) - 7.140}{-55.120} = 1.130$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 1.130 / 10 = 1.113$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.113 \times 0.90) = 20.286$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 151.000 \times 189.0 / 189.0 = 151$ Mpa

$\therefore f_c = 23.99$ Mpa $< f_{ca} = 151.00$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 31.13$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 588.27$ Mpa

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

$$= \frac{23.99}{151.00} + \frac{31.13}{189.00 \times (1 - 23.99 / 588.27)}$$

$= 0.159 + 0.172 = 0.331 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 23.99 + \frac{31.13}{(1 - 23.99 / 588.27)}$$

$= 23.990 + 32.453 = 56.443 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 3.280 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{55.120}{151.000} + \left\{\frac{3.280}{106.692}\right\}^2$$

= 0.365 + 0.031^2 = 0.366 ≤ 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
23.99	151.00	O.K	31.13	189.000	O.K	3.280	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.331	O.K	56.443	189.00	O.K	0.366	O.K

3.3 버팀보 띠장 설계

3.3.1 버팀보 띠장 (1) 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 = 4.000 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) = 149.600 / 4.000 = 37.400 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 37.400 x 4.000 x 4.000 = 74.800 kN·m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 37.400 x 4.000 x 4.000 = 59.840 kN·m

∴ Mmax max (59.840 , 74.800) = 74.800 kN·m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

$S_1 = 7/12\ WL$ 7/12 x 37.400 x 4.000 = 87.267 kN

- 연속보로 적용시

$S_2 = 6/10\ WL$ 6/10 x 37.400 x 4.000 = 89.760 kN

∴ Smax max (87.267 , 89.760) = 89.760 kN·m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 74,800,000 / 1,440,000 = 51.944 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 89,760 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15)] 22.163 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 4,000 / 305 = 13.115 (4.5 < $\ell/b \leq$ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 178.986 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	178.986 MPa	>	fb =	51.944 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	22.163 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 89760 / 120 = 748.000 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 87266.6666666667 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 19.442 MPa

전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	19.442 MPa	∴ O.K !

4. 결과값 정리

4.1 부재검토 요약

공 종			단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
쉬트 파일		휨응력	MPa	18.54	270.00	14.56	∴ O.K	SP-Ⅲ 400×150×13 (SY30)
		압축응력	MPa	0.40	255.00	638.55	∴ O.K	
		전단응력	MPa	3.02	150.00	49.68	∴ O.K	
		조합응력		0.070	1.000	14.24	∴ O.K	
버팀보 (9t)		작용력	kN/ea	269.60				Φ406.4mm, t=9mm (SS400)
		조합응력		0.37	1.00	2.73	∴ O.K	
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	51.94	178.99	3.45	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
		전단응력	MPa	19.44	120.00	6.17	∴ O.K	

4.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	8.21	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	0.66mm	<	2.76mm	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/32000	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

5. 전산 DATA

5.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+410.000~STA.8+430.000 NBB-7 GL-11.30M적용)

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

PROFILE   1    2.38      1       1
          2    3.898     3       3
          3    7.728     2       2
          4    11.68     3       3
          5    20.018    4       4
          6    20.546    3       3
          7    31.199    5       5
          8    38.289    6       6
          9    56.5      7       7
          10   60        8       8

VWALL   1    5.239   0.0191          0.000226       2.1E+08    1          1          1        0

STRUT   1    0.360    0.01124          7.375            4        150        0        0        0
```

```
Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 0.860
      rankine 1.0 0.0 30
      surcharge 10
      excavation 0.860

STEP    2  const strut 1 and excavation to 1.379
      const strut 1
      excavation 1.379
      ground settlement
      depth check

STEP    3  peck check
      peck 0.65 0 0


END
```

5.2 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 = 12. 종점부 ramp-a 쉬트파일(sta.8+410) 검토.datDate : 2015-10-12
Project : 종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+410.000~STA.8+430.000 NBB-7 GL-11.30M적용)Time : 07:2

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	0.90	3.02	3.90	-2.33	0.90	0.03	5.20	-3.05	2.90
-2	0.90	28.33	0.40	-9.17	0.40	15.27	1.70	-1.82	0.40
2	1.40	29.44	0.40	-10.16	2.50	16.80	1.70	-1.84	0.40
3	1.40	13.75	0.40	-5.46	0.40	6.74	1.60	-1.09	0.40

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

>> Strut Force <<

Step	Exca	------- S T R U T N o. a n d D E P T H --------
No	Depth	1
		0.4
1	0.9	0.0
-2	0.9	0.0
2	1.4	149.6
3	1.4	75.2

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

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

Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
1	0.00	0.00(1)	-0.44(2)	0.01(3)	0.00(0)	0.66(1)	23.09(2)
5	0.40	29.44(2)	-9.27(2)	0.00(0)	-1.84(2)	0.60(1)	23.21(2)
6	0.50	27.12(2)	-1.42(1)	0.99(2)	-0.38(1)	0.59(1)	23.31(2)
10	0.90	17.85(2)	-2.33(1)	9.98(2)	-1.17(1)	0.53(1)	23.86(2)
15	1.40	6.11(2)	-0.88(1)	15.98(2)	-1.92(1)	0.47(1)	23.96(2)
20	1.90	0.00(0)	-3.74(2)	16.38(2)	-2.22(1)	0.41(1)	0.00(0)
25	2.40	0.00(0)	-9.70(2)	12.87(2)	-2.64(1)	0.37(2)	0.00(0)
30	2.90	0.00(0)	-9.36(2)	7.89(2)	-3.05(1)	0.46(2)	0.00(0)
35	3.40	1.29(1)	-6.45(2)	3.86(2)	-2.77(1)	0.51(2)	0.00(0)
40	3.90	3.02(1)	-2.27(2)	1.68(2)	-1.71(1)	0.54(2)	0.00(0)
45	4.40	1.59(1)	-1.63(2)	0.84(2)	-0.49(1)	0.56(2)	0.00(0)
50	4.90	0.39(1)	-0.86(2)	0.18(2)	-0.02(1)	0.58(2)	0.00(0)
Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
Max/Min		29.44	-10.16	16.80	-3.05	0.66	23.96

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

Max Disp / Max Exdepth = 0.66mm/1.40m = 0.05%

변 경

14. Ramp-A

(STA.8+ 430.000～STA.8+ 450.000)

목 차

1. 표준단면

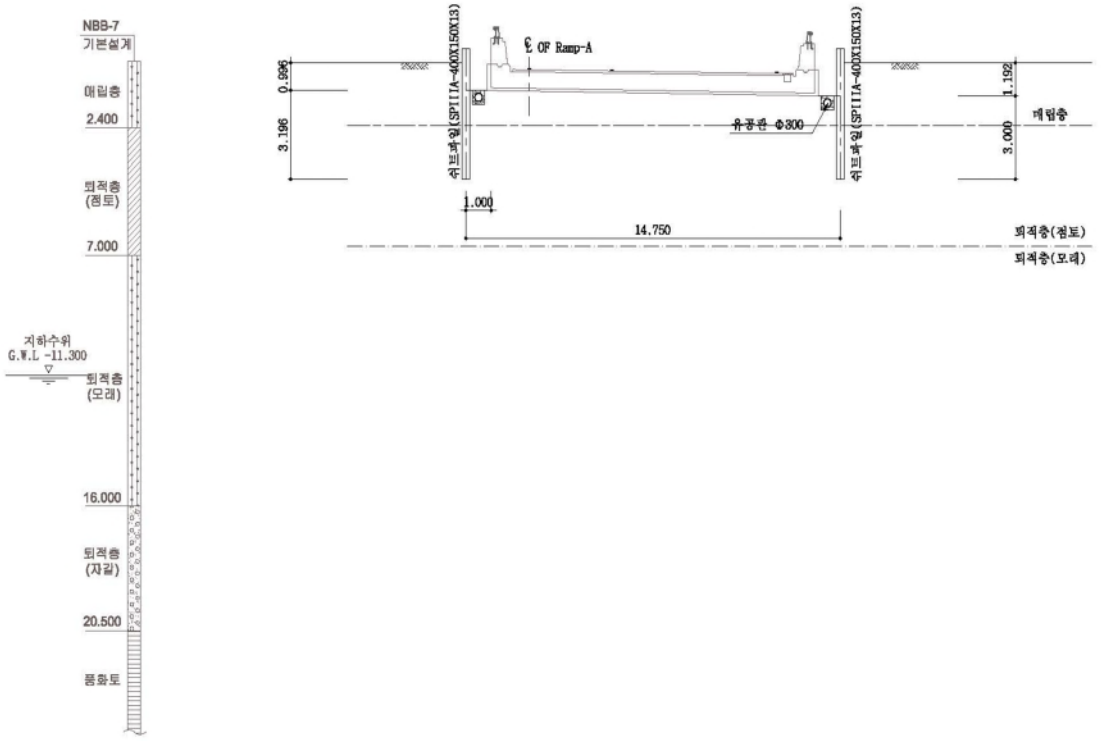
2. 설계기준
2.1 일반사항
2.2 하 중
2.3 재료의 허용응력
2.4 지반의 물성치

3. 흙막이 벽 설계
3.1 SHEETPILE 설계

4. 결과값 정리
4.1 부재 검토 요약
4.2 안전성 검토

5. 전산 DATA
5.1 INPUT DATA
5.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


NBB-7
기본설계
매립층
2.400
퇴적층
(점토)
7.000
지하수위
G.W.L -11.300
퇴적층
(모래)
16.000
퇴적층
(자갈)
20.500
풍화토
0.996
3.196
쉬트파일(SP11IA-400X150X13)
℄ OF Ramp-A
유공관 Φ300
1.192
3.000
매립층
1.000
14.750
퇴적층(점토)
퇴적층(모래)

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ 10.5-0.072(ℓ/r)	$\ell/r \leq 100$ 12-0.087(ℓ/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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3. 흙막이벽 설계

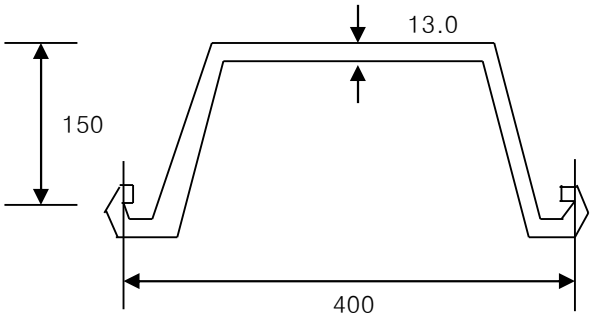
3.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : SP-III 400×150×13(SY30)

w (kN/m)	0.600
A (mm^2)	19100
I_x (mm^4/m)	226000000
Z_x (mm^3/m)	1510000
R_x (mm/m)	108.8
A_w(mm^2/m)	975.0



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	1.000	×	1	×	0			=	0	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	×	0			=	0	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	14.750	×	1	×	0	/	4	=	0	kN	
		1.167	×	14.750	×	1	×	0	/	4	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	0.600	×	4.192							=	2.52	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	7.52	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 3.83 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 3.90 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	7.515	x	1000	/	19100.0	=	0.393	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	3.830	x	1000000	/	1510000	×	0.6	MPa	
												=	4.227	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	3.900	x	100	/	975.0	=	0.400	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (10.960)^2

= 14984.815 MPa

5) 응력검토결과

압축응력 f_{ca} = 255.000 MPa > f_c = 0.393 MPa ---> O.K

휨응력 , f_{ba} = 270.000 MPa > f_b = 4.227 MPa ---> O.K

전단응력 ua = 150.000 MPa > f_u = 0.400 MPa ---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{0.393}{255.0} + \frac{4.227}{270.000 \times (1 - (0.393 / 14984.815))}$$

= 0.017 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 5.874 kN

Total Passive Moment

Mp = 62.447 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 62.447 ÷ 5.874

= 10.631 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 0.890 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

1.192 × 0.2% = 2.384 mm

0.890 < 2.384 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 5.79 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 1.72 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	1.72	0.74	0.16	0.00	0.91	10.51

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 0.74 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 0.91 mm

부등 침하량: 0.17 mm

변위(δ/L) = 0.17 / 8,000 = 1 / 47059 < 1 / 300 ∴ O.K !

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

4. 결과값 정리

4.1 부재검토 요약

공 종		단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
쉬트 파일	휨응력	MPa	4.23	270.00	63.87	∴ O.K	SP-Ⅲ 400×150×13 (SY30)
	압축응력	MPa	0.39	255.00	648.09	∴ O.K	
	전단응력	MPa	0.40	150.00	375.00	∴ O.K	
	조합응력		0.017	1.000	58.14	∴ O.K	

4.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	10.63	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	0.89mm	<	2.38mm	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/47059	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

5. 전산 DATA

5.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+430.000~STA.8+450.000 NBB-7 GL-11.30M적용)

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

PROFILE    1    2.38      1      1
           2    3.898     3      3
           3    7.728     2      2
           4    11.68     3      3
           5    20.018    4      4
           6    20.546    3      3
           7    31.199    5      5
           8    38.289    6      6
           9    56.5      7      7
           10   60        8      8

VWALL      1     4.692      .0191      .000226      2.1E+08      1      1      1      0      0
```

```
Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.192
      rankine 1.0 0.0 30
      surcharge 10
      excavation 1.192

STEP  2 ground settlement
      ground settlement
      depth check

END
```

5.2 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 = 11. 종점부 ramp-a 쉬트파일(sta.8+410) 검토.datDate : 2015-10-12
Project : 종점부 RAMP-A 1련 BOX검토 (STA.8+430.000~STA.8+450.000 NBB-7 GL-11.30M적용)Time : 07:1

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

>> Min and Max of Pile Force <<

Step No	Exca Depth	S H E A R(kN/m) Max	Depth	Min	Depth	M O M E N T(kNm/m) Max	Depth	Min	Depth
1	1.20	3.90	3.90	-3.07	1.20	0.04	4.70	-3.83	2.80
2	1.20	3.90	3.90	-3.07	1.20	0.04	4.70	-3.83	2.80

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

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

Node	Depth	Shear(kN/m) Max.(Step)	Min.(step)	Moment(kNm/m) Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
1	0.00	0.00(1)	0.00(0)	0.01(1)	0.00(0)	0.89(1)	3.59(2)
6	0.50	0.00(0)	-1.41(2)	0.00(0)	-0.38(1)	0.79(1)	2.26(1)
13	1.20	0.00(0)	-3.07(1)	0.00(0)	-1.93(2)	0.65(1)	0.77(1)
18	1.70	0.00(0)	-1.16(2)	0.00(0)	-2.92(1)	0.56(1)	0.00(0)
23	2.20	0.00(0)	-0.88(1)	0.00(0)	-3.36(1)	0.49(1)	0.00(0)
25	2.40	0.00(0)	-1.19(2)	0.00(0)	-3.56(2)	0.46(1)	0.00(0)
28	2.70	0.00(0)	-0.27(1)	0.00(0)	-3.82(2)	0.43(1)	0.00(0)
33	3.20	1.47(1)	0.00(0)	0.00(0)	-3.51(1)	0.40(1)	0.00(0)
38	3.70	3.16(2)	0.00(0)	0.00(0)	-2.35(1)	0.38(1)	0.00(0)
40	3.90	3.90(1)	0.00(0)	0.00(0)	-1.65(2)	0.38(1)	0.00(0)
43	4.20	2.63(1)	0.00(0)	0.00(0)	-0.60(2)	0.37(1)	0.00(0)
Node	Depth	Shear(kN/m) Max.(Step)	Min.(step)	Moment(kNm/m) Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
Max/Min		3.90	-3.07	0.01	-3.83	0.89	5.92

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

Max Disp / Max Exdepth = 0.89mm/1.20m = 0.07%

변 경

15. Ramp-A

연결통로

목 차

1. 표준단면

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

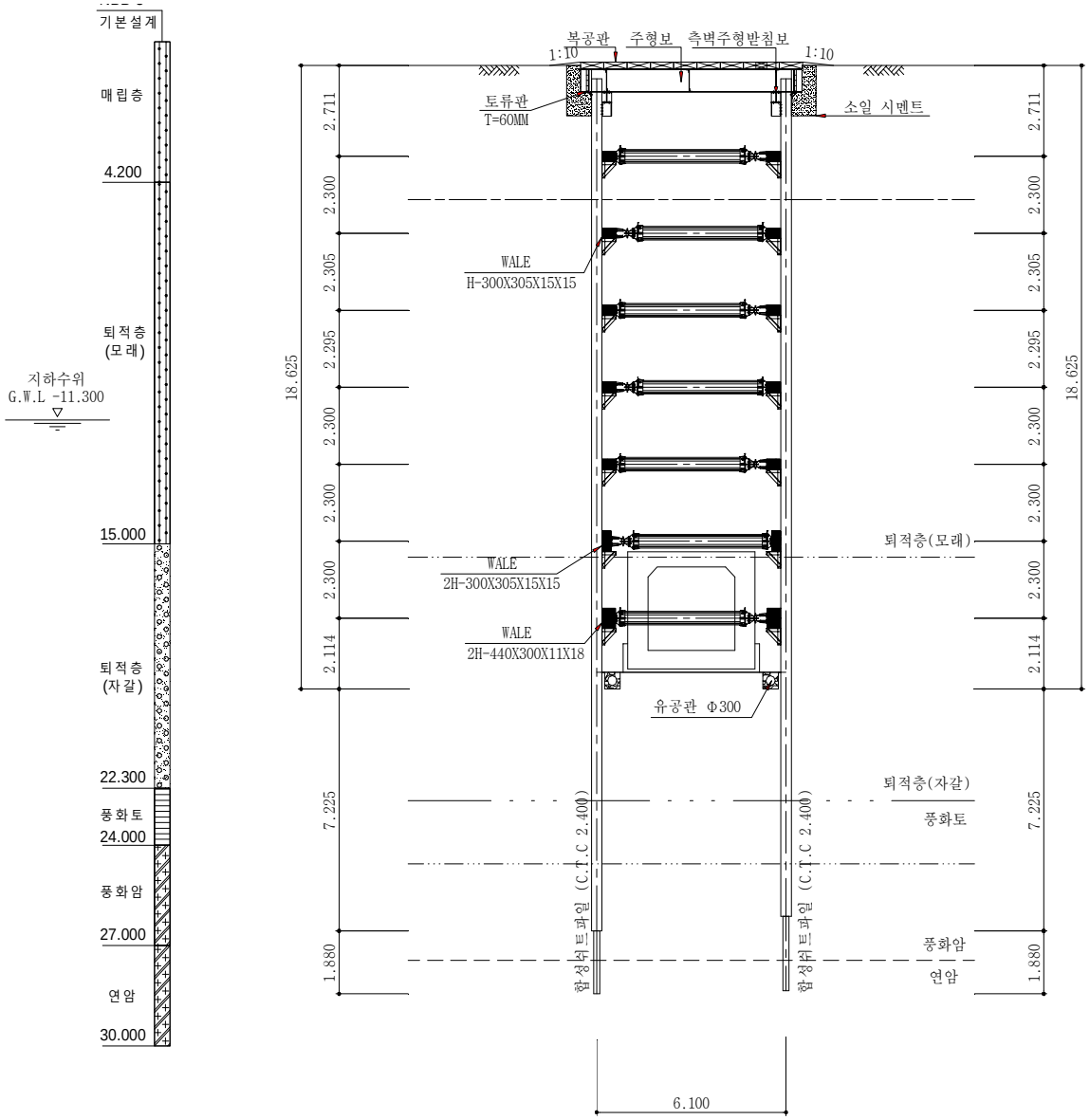
3. 노면복공 설계
   3.1 주형보 설계
   3.2 주형지지보 설계

4. 흙막이 벽 설계
   4.1 SHEETPILE 설계
   4.2 버팀보 설계
   4.3 버팀보 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


기본설계
매립층
4.200
퇴적층
(모래)
지하수위
G.W.L -11.300
15.000
퇴적층
(자갈)
22.300
풍화토
24.000
풍화암
27.000
연암
30.000
복공판
주형보
측벽주형받침보
1:10
1:10
토류판
T=60MM
소일 시멘트
WALE
H-300X305X15X15
WALE
2H-300X305X15X15
WALE
2H-440X300X11X18
유공관 Φ300
퇴적층(모래)
퇴적층(자갈)
풍화토
풍화암
연암
합성버트파일 (C.T.C 2.400)
합성버트파일 (C.T.C 2.400)
18.625
2.711
2.300
2.305
2.295
2.300
2.300
2.300
2.300
2.114
7.225
1.880
6.100

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ 10.5-0.072(ℓ/r)	$\ell/r \leq 100$ 12-0.087(ℓ/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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3.노면복공설계

3.1 주형보 설계

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	I - 700 x	300 x	13.0 x	24	(SS400)		
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 6.100 m ∴ 최대 주형보 2.5 차로 재하

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	4.000	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(4 + 1.85) x 0.100	=	0.585	kN/m
합 계		∑ W =	6.435	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 6.100) = 0.325 > 0.300

∴ I = 0.300

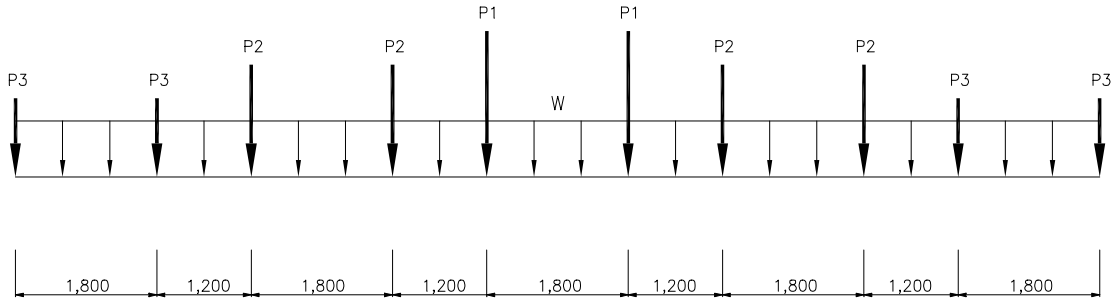
P1 = 240.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 124.800 kN (DB-24 후륜하중)

P2 = 180.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 93.600 kN (DB-18 후륜하중)

P3 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

P4 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

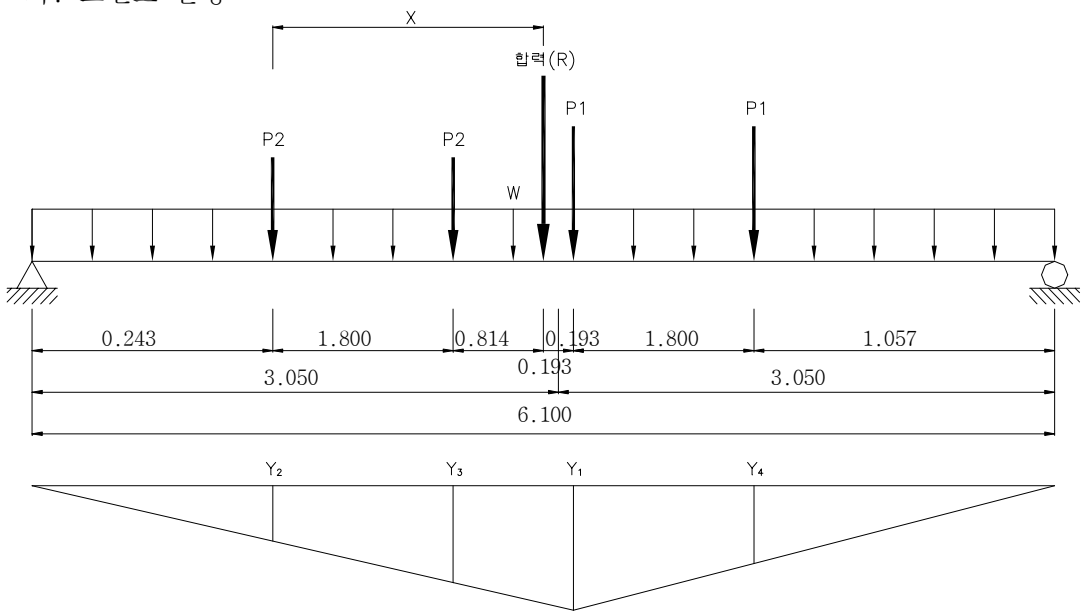
(3) 보가 차량 진행방향과 직각인 경우의 연행이동 하중



3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 2) = 436.800 kN

합력작용점(X) = [{P1 x (3.0 + 4.8)} + (P2 x 1.8)] / R

= [(124.8 x 7.80) + (93.6 x 1.8)] / 436.800 = 2.614 m

∑Yp1 = 1.519 + 0.562 = 2.081 m

∑Yp2 = 0.114 + 0.957 = 1.071 m

A = 6.100 x (1.519 / 2) = 4.633 ㎡

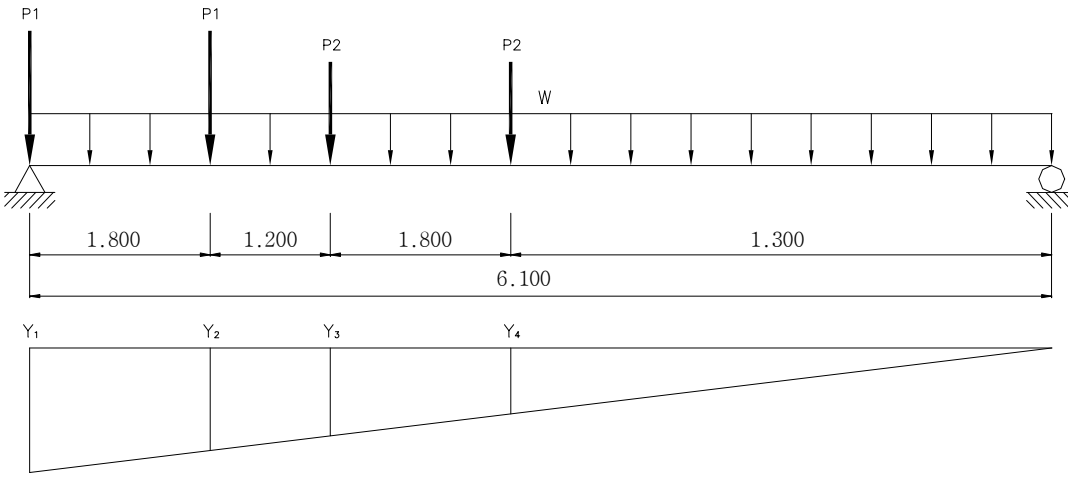
Md = 4.633 x 6.435 = 29.813 kN·m

ML = 124.800 x 2.081 + 93.600 x 1.071 = 359.954 kN·m

M1 = Md + ML = 29.813 + 359.954 = 389.767 kN·m

Y_1 =	1.519
Y_2 =	0.114
Y_3 =	0.957
Y_4 =	0.562

나. 전단력 산정

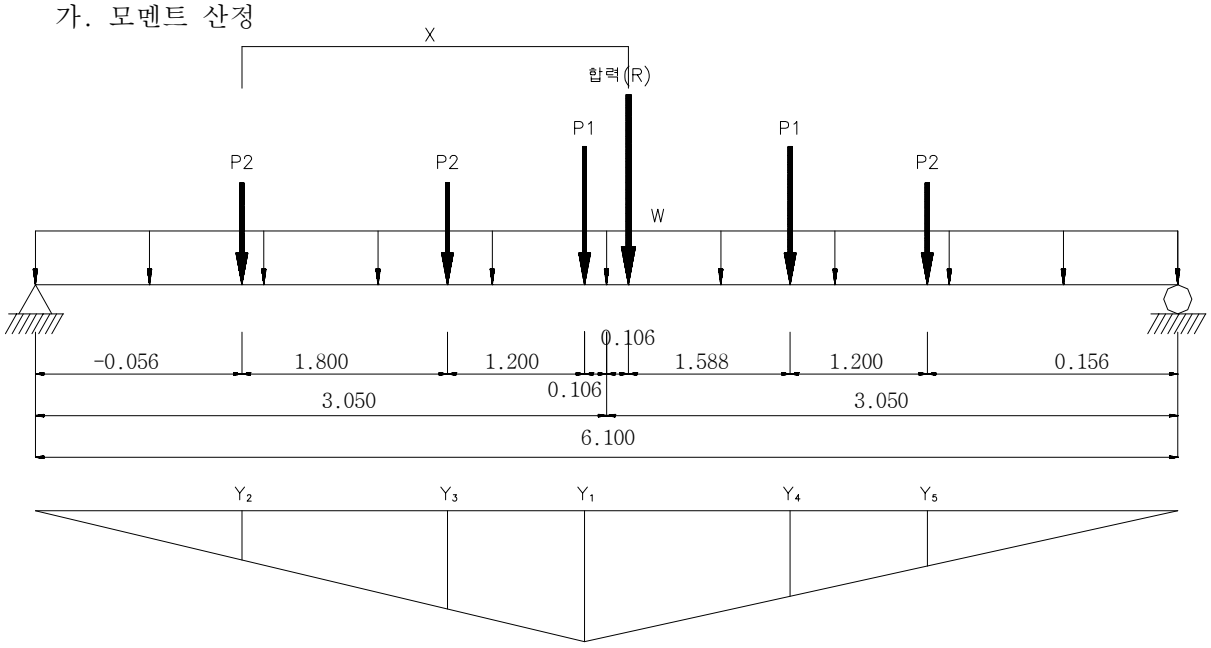


∑Yp1 = 1.000 + 0.705 =	1.705	m	
∑Yp2 = 0.508 + 0.213 =	0.721	m	
A = 6.100 x (1.000 / 2) =	3.050	㎡	
Sd = 3.050 x 6.435 =	19.627	kN	
SL = 124.800 x 1.705 + 93.600 x 0.721 =	280.270	kN	
S1 = Sd + SL = 19.627 + 280.270 =	299.897	kN	

Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.705
Y_3 =	0.508
Y_4 =	0.213

(2) 2.5차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 3) = 530.400 kN

합력작용점(X) = {P1 x (3.0 + 4.8) + P2 x (6.0 + 1.8)} / R

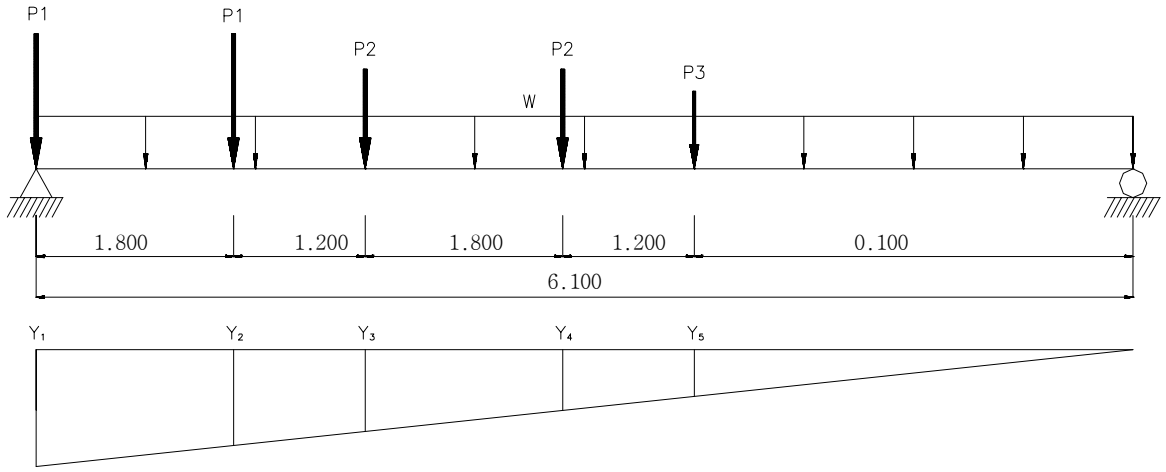
= [(124.800 x (3 + 4.80) + {93.600 x (6.0 + 1.8)}] / 530.400

= 3.212 m

∑Yp1 = 1.523 + 0.654 =	2.177	m	
∑Yp2 = 0.075 + 0.902 + -0.029 =	0.948	m	
A = 1/2 x 6.100 x 1.523 =	4.645	㎡	
Md = 4.645 x 6.435 =	29.892	kN·m	
ML = 0.9 x (124.800 x 2.177 + 93.600 x 0.948) =	324.380	kN·m	
M2 = Md + ML = 29.892 + 324.380 =	354.27	kN·m	

Y_1 =	1.523
Y_2 =	-0.029
Y_3 =	0.902
Y_4 =	0.654
Y_5 =	0.075

나. 전단력 산정



Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.705
Y_3 =	0.508
Y_4 =	0.213
Y_5 =	0.016

∑Yp1 = 1.000 + 0.705 = 1.705 m

∑Yp2 = 0.508 + 0.213 = 0.721 m

∑Yp3 = 0.016 = 0.016 m

A = 6.100 x (1.000 / 2) = 3.050 m²

Sd = 3.050 x 6.435 = 19.627 kN

SL = 0.9 x (124.8 x 1.705 + 93.6 x 0.721 + 70.2 x 0.016)

= 253.254 kN

S2 = Sd + SL = 19.627 + 253.254 = 272.881 kN

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1, M2 중 큰값 389.767 kN·m

Smax = S1, S2 중 큰값 299.897 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 389767000 / 5760000 = 67.7 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 299897 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 35.4 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.95 m

ℓ /b = 2950 / 300.0 = 9.833 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 190.8 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 67.7 MPa < fba = 190.8 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 35.4 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 359.954 / (1 + 0.300) = 276.888 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 6.435 x 6.100^2 / 8 = 29.931 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 276888000 \times 6100^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 2.034 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = $w\ell^2$ / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 29931000 \times 6100^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.275 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 2.034 + 0.275 = 2.309 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 6100 / 400 = 15.3 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 15.3 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 2.309 mm < δa = 15.250 mm ∴ O.K !

3.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

3.2.1 외측 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	13480.0	mm^2	rx =	126.00	mm
W =	1.060	kN/m	ry =	72.60	mm
Ix =	215000000.0	mm^4	Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4	Zy =	466000.0	mm^3

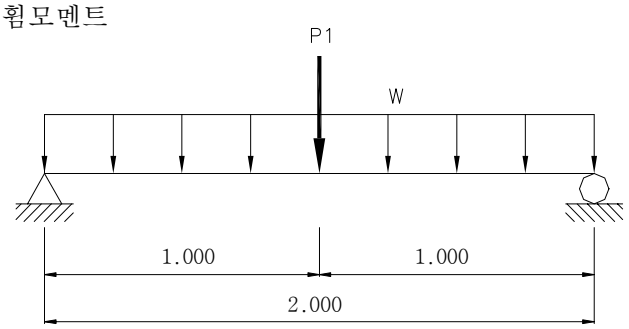
설계경간(L) = 2.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 19.627 + 280.270 = 299.897 kN (후륜재하시)

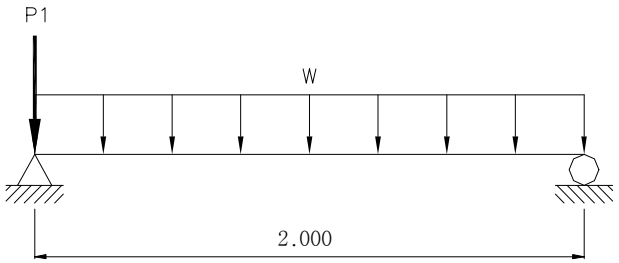
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.060 x 4.000) / 8 + (299.897 x 2.000) / 4

= 150.479 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 299.897 + (1.060 x 2.000) / 2

= 300.957 kN

Smin = 299.897 + 2.120 - 300.957 = 1.060 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 150479000 / 1440000 = 104.5 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 300,957 / [(300.0 - 15.0x2)x15.0)] = 74.31 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 2,000 / 305 = 6.557 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 202.6 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 104.5 MPa < fba = 202.6 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 74.3 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 150 x (π x 576.00 / 4) = 67858.4 N/EA

n = S / Pa = ((300.957+1.060) x 1000) / 67,858.4 = 4.451 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.2.2 내측 주형지지보

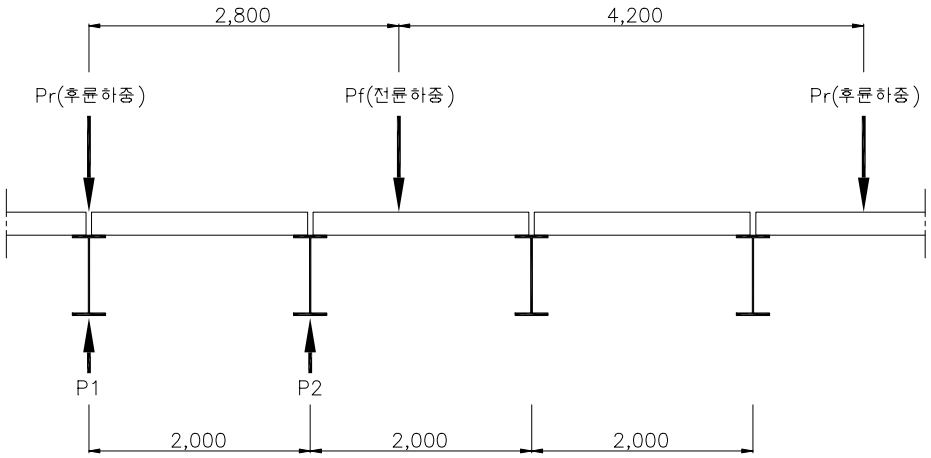
1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	15740.0	mm^2		rx =	189.00	mm
w =	1.240	kN/m		ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4		Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4		Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = 3.000 m (중간 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)



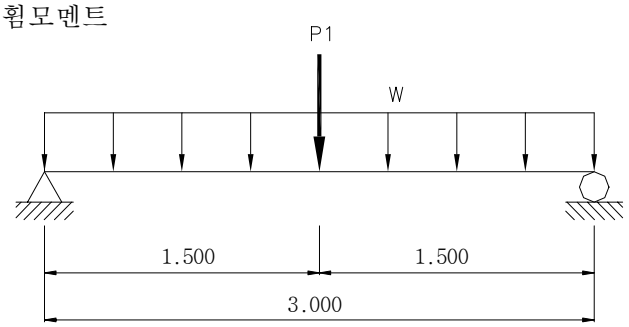
P1 = Sd + SLmax = 19.627 + 280.270

= 299.897 kN (후륜재하시)

P2 = Sd + (SLmax / 4) x (1.2 / 2) = 19.627 + (280.270 / 4) x (1.2 / 2)

= 53.817 kN (전륜재하시)

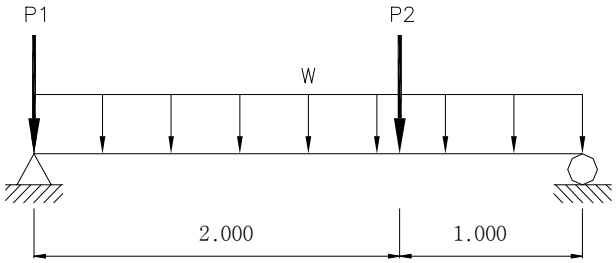
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = P1 x L / 4 + W x L^2 / 8 = (299.897 x 3.000) / 4 + (1.240 x 3.000^2) / 8

= 226.318 kN · m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + P2 x (1.000 / 3.000) + W x L / 2

= 299.897 + 53.817 x (1.000 / 3.000) + (1.240 x 3.000) / 2

= 319.696 kN

Smin = 299.897 + 53.817 + 3.720 - 319.696 = 37.738 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 226,318,000 / 2,550,000 = 88.8 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 319,696/[(440.0-18.0x2)x11.0] = 71.9 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 300.0 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 88.8 MPa < fba = 190.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 71.9 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = v x (πD^2 /4) = 150 x (π x 576.00 / 4) = 67858.4 N/EA

n = S / Pa = ((319.696+37.738) x 1000) / 67,858.4 = 5.267 EA

≒ Used Bolt 8 EA

4. 흙막이벽 설계

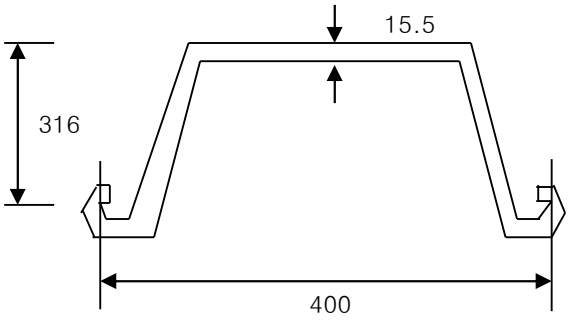
4.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 2.000 m

(2) 사용강재 : 합성-V 400×316×15.5 (SY30)

w (kN/m)	1.034
A (mm^2)	27625
I_x (mm^4/m)	420438161
Z_x (mm^3/m)	2712504
R_x (mm/m)	123.4
A_w(mm^2/m)	2445.1



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	2.000	×	1	×	2			=	4.24	kN	
		1.24	×	2.000	×	1	×	1			=	2.48	kN	
		1.06	×	2.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	2.000	×	2	×	1			=	4.96	kN	
		0.82	×	2.000	×	2	×	0			=	0	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	6.100	×	1	×	4	/	3	=	7.174	kN	
		1.167	×	6.100	×	1	×	1	/	3	=	2.373	kN	
SHEETPILE 자중	:	1.034	×	25.85							=	26.72	kN	
주형보의 반력	:	280.27									=	280.270	kN	
주형지지보의 자중:		1.06	×	2.000							=	2.120	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	335.33	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 189.83 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 257.04 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	335.333	x	1000	/	27624.6	=	12.139	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	189.830	x	1000000	/	2712504	×	0.6	MPa	
												=	116.639	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	257.040	x	100	/	2445.1	=	10.512	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (26.510)^2

= 2561.256 MPa

5) 응력검토결과

압축응력 f_{ca} = 255.000 MPa > f_c = 12.139 MPa ---> O.K

휨응력 , f_{ba} = 270.000 MPa > f_b = 116.639 MPa ---> O.K

전단응력 ua = 150.000 MPa > f_u = 10.512 MPa ---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{12.139}{255.0} + \frac{116.639}{270.000 \times \left(1 - \left(12.139 / 2561.256 \right) \right)}$$

= 0.482 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 550.206 kN

Total Passive Moment

Mp = 2667.136 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 2667.136 ÷ 550.206

= 4.848 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 15.140 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

18.625 × 0.2% = 37.250 mm

15.140 < 37.250 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 13.68 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 39.22 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	39.22	28.59	19.64	12.36	2.84	8.64

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 28.59 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 2.84 mm

부등 침하량: 25.75 mm

변위(δ/L) = 25.75 / 8,000 = 1 / 311 < 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 ~ 5 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 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 865.40 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 6.100 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 6.100 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 = 865.400 / 1 EA / cos (0.0 °) = 865.400 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 865.400 + 120.000 = 985.400 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 985.40 / 112.3622 × 1.0 = 8.770 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 × 6.10^2 / 8 = 23.26 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 23.26 / 1092 × 100 = 2.129 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 × 6.10 / 2 = 15.25 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.271 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 6.10 / 14.05 × 100 = 43.405 < 100 ∴ O.K

L / R = 6.10 / 14.05 × 100 = 43.405 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 161.62 Mpa

f_c = 87.700 Mpa f_{bc} = 21.290 Mpa f_{bt} = 21.29 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -108.990$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -66.410$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-108.990) - (-66.410)}{-108.990} = 0.391$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.391 / 10 = 1.039$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.039 \times 0.90) = 21.730$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 161.620 \times 189.0 / 189.0 = 161.62$ Mpa

$\therefore f_c = 87.70$ Mpa $< f_{ca} = 161.62$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 21.29$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 859.88$ Mpa

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

$$= \frac{87.70}{161.62} + \frac{21.29}{189.00 \times (1 - 87.70 / 859.88)}$$

$= 0.543 + 0.125 = 0.668 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 87.70 + \frac{21.29}{(1 - 87.70 / 859.88)}$$

$= 87.700 + 23.708 = 111.408 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 2.710 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{108.990}{161.620} + \left\{\frac{2.710}{106.692}\right\}^2$$

= 0.674 + 0.025^2 = 0.675 ≤ 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
87.70	161.62	O.K	21.29	189.000	O.K	2.710	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.668	O.K	111.408	189.00	O.K	0.675	O.K

4.2.2 버팀보 (Φ406.4mm, t=12mm) : 6 단 ~ 7 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 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 1192.80 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 6.100 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 6.100 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 : 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 = 1192.800 / 1 EA / cos (0.0 °) = 1192.800 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 1192.800 + 120.000 = 1312.800 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

$f_c = N / A = 1312.80 / 148.7 \times 1.0 = 8.829$ kN/cm^2

(3) 설계 휨모멘트 (M)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 휨모멘트 (M) = $w \times L^2 / 8 = 5.00 \times 6.10^2 / 8 = 23.26$ kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

$f_b = M / Z = 23.26 / 1430 \times 100 = 1.626$ kN/cm^2

(5) 설계 전단력(S)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 전단력 (S) = $w \times L / 2 = 5.00 \times 6.10 / 2 = 15.25$ kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.205 \text{ kN/cm}^2$$

3) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 6.10 / 14.00 × 100 = 43.571 < 100 ∴ O.K

L / R = 6.10 / 14.00 × 100 = 43.571 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 161.42 Mpa

f_c = 88.290 Mpa f_{bc} = 16.260 Mpa f_{bt} = 16.26 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -104.550$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -72.030$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-104.550) - (-72.030)}{-104.550} = 0.311$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.311 / 10 = 1.031$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.031 \times 1.20) = 16.424$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 161.420 \times 189.0 / 189.0 = 161.42$ Mpa

$\therefore f_c = 88.29$ Mpa $< f_{ca} = 161.42$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 16.26$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 853.34$ Mpa

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

$$= \frac{88.29}{161.42} + \frac{16.26}{189.00 \times (1 - 88.29 / 853.34)}$$

$= 0.547 + 0.096 = 0.643 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 88.29 + \frac{16.26}{(1 - 88.29 / 853.34)}$$

$= 88.290 + 18.136 = 106.426 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 107.265 Mpa

τ = 2.050 Mpa < τ_a = 107.265 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{104.550}{161.420} + \left\{\frac{2.050}{107.265}\right\}^2$$

= 0.648 + 0.019^2 = 0.648 ≤ 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
88.29	161.42	O.K	16.26	189.000	O.K	2.050	107.27	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.643	O.K	106.426	189.00	O.K	0.648	O.K

4.3 버팀보 띠장 설계

4.3.1 버팀보 띠장 (1 ~ 3) 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 = 3.000 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) = 559.900 / 3.000 = 186.633 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 186.633 x 3.000 x 3.000 = 209.962 kN·m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 186.633 x 3.000 x 3.000 = 167.970 kN·m

∴ Mmax max (167.970 , 209.962) = 209.962 kN·m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 186.633 x 3.000 = 326.608 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 186.633 x 3.000 = 335.939 kN

∴ Smax max (326.608 , 335.939) = 335.939 kN·m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 209,962,125 / 1,440,000 = 145.807 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 335,939 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 82.948 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 305 = 9.836 (4.5 < $\ell/b \leq$ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.790 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.790 MPa	>	fb =	145.807 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	82.948 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 335939.4 / 120 = 2799.495 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 326607.75 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 72.766 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 72.766 MPa ∴ O.K !

4.3.2 버팀보 띠장 (4 ~ 5) 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 = 3.000 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) = 865.400 / 3.000 = 288.467 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 288.467 x 3.000 x 3.000 = 324.525 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 288.467 x 3.000 x 3.000 = 259.620 kN · m

∴ Mmax max (259.620 , 324.525) = 324.525 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 288.467 x 3.000 = 504.817 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 288.467 x 3.000 = 519.241 kN

∴ Smax max (504.817 , 519.241) = 519.241 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 324,525,375 / 2,550,000 = 127.265 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 519,241 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 116.841 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 3,000 / 300 = 10.000 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 190.200 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba = 190.200 MPa	>	fb = 127.265 MPa	∴ O.K !	
전단응력	va = 120.000 MPa	>	v = 116.841 MPa	∴ O.K !	

총소요 단면적 = Smax / va = 519240.6 / 120 = 4327.005 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 1093.493) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 504817.25 / (4444 + 1093.493 x 1ea)

= 91.164 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 91.164 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
주형보	휨 응 력		MPa	67.67	190.80	2.82	∴ O.K	I - 700x300x13x24
	전단응력		MPa	35.38	120.00	3.39	∴ O.K	
	처 짐		mm	2.31	15.25	6.60	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(측면)	휨 응 력		MPa	104.50	202.60	1.94	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	전단응력		MPa	74.31	120.00	1.61	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(중앙)	휨 응 력		MPa	88.75	190.20	2.14	∴ O.K	H - 440x300x11x18
	전단응력		MPa	71.94	120.00	1.67	∴ O.K	(SS400)
쉬트파일	휨응력		MPa	116.64	270.00	2.31	∴ O.K	합성-V 400×316×15.5
	압축응력		MPa	12.14	255.00	21.01	∴ O.K	
	전단응력		MPa	10.51	150.00	14.27	∴ O.K	(SY30)
	조합응력			0.482	1.000	2.08	∴ O.K	
버팀보(9t)	작용력		kN/ea	985.40				Φ406.4mm, t=9mm
	조합응력			0.68	1.00	1.48	∴ O.K	(SS400)
버팀보(12t)	작용력		kN/ea	1312.80				Φ406.4mm, t=12mm
	조합응력			0.65	1.00	1.54	∴ O.K	(SS400)
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	145.81	190.79	1.31	∴ O.K	H - 300x305x15x15
		전단응력	MPa	72.77	120.00	1.65	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 H440	휨응력	MPa	127.27	190.20	1.49	∴ O.K	H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	91.16	120.00	1.32	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 2H-440	휨응력	MPa	87.71	190.20	2.17	∴ O.K	2H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	80.52	120.00	1.49	∴ O.K	(SS400)

5.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	4.85	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	15.14mm	<	37.25mm	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/311	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

PROJECT 종점부 RAMP-A 연결통로 검토 (STA.8+195.4 NBB-5 GL-11.30M적용)

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

PROFILE 1 4.006 1 1
2 14.685 3 3
3 21.961 4 4
4 23.846 5 5
5 26.728 6 6
6 30 7 7

VWALL 1 25.850 .02762 4.2044E-04 2.1E+08 1 1 1 0 0
2 27.639 .008336 .000133 2.1E+08 2.4 .594 .201 0 0

STRUT 1 0.7 0.02355 3.05 2 0 0 0 0
2 2.711 0.01124 3.05 3 250 0 0 0
3 5.011 0.01124 3.05 3 250 0 0 0
4 7.311 0.01124 3.05 3 250 0 0 0
5 9.611 0.01124 3.05 3 250 0 0 0
6 11.911 0.01124 3.05 3 250 0 0 0
7 14.211 0.01487 3.05 3 300 0 0 0
8 16.511 0.01487 3.05 3 250 0 0 0

```
Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.2
      gwl 11.3 11.3 10
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 1.2

STEP  2  const strut 1 and excavation to 3.211
      const strut 1
      excavation 3.211

STEP  3  const strut 2 and excavation to 5.511
      const strut 2
      excavation 5.511

STEP  4  const strut 3 and excavation to 7.816
      const strut 3
      excavation 7.816

STEP  5  const strut 4 and excavation to 10.111
      const strut 4
      excavation 10.111

STEP  6  const strut 5 and excavation to 12.411
      const strut 5
      excavation 12.411

STEP  7  const strut 6 and excavation to 14.711
      const strut 6
      excavation 14.711

STEP  8  const strut 7 and excavation to 17.011
      const strut 7
      excavation 17.011

STEP   9  const strut 8 and excavation to 18.625
      const strut 8
      excavation 18.625
      ground settlement
      depth check

STEP   10  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(연결통로) 검토.datDate : 2014-12-18
Project : 종점부 RAMP-A 연결통로 검토 (STA.8+195.4 NBB-5 GL-11.30M적용)Time : 17:52:33

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	1.20	1.65	2.80	-4.58	1.10	1.61	21.90	-4.30	1.90
2	3.20	13.87	0.70	-10.05	3.20	14.93	2.60	-4.28	5.80
-3	3.20	46.77	2.70	-36.57	2.70	5.58	5.10	-32.43	2.70
3	5.50	74.62	2.70	-48.82	2.70	32.66	5.10	-58.96	2.70
-4	5.50	47.73	2.70	-39.62	5.00	9.39	7.00	-29.87	2.70
4	7.80	88.71	5.00	-55.19	5.00	50.34	7.40	-59.34	5.00
-5	7.80	49.87	5.00	-42.95	7.30	9.78	6.30	-30.29	2.70
5	10.10	108.88	7.30	-65.84	7.30	64.50	9.60	-65.18	7.30
-6	10.10	63.10	7.30	-47.75	7.30	19.94	8.70	-29.87	2.70
6	12.40	150.32	9.60	-90.56	9.60	103.34	12.20	-102.56	9.60
-7	12.40	96.33	9.60	-67.26	9.60	47.41	12.70	-49.96	9.60
7	14.70	193.87	11.90	-94.56	11.90	146.46	14.40	-112.08	11.90
-8	14.70	128.18	11.90	-67.81	9.60	73.51	14.80	-48.69	9.60
8	17.00	257.04	14.20	-140.49	14.20	189.83	16.70	-149.49	14.20
-9	17.00	198.82	14.20	-112.54	14.20	124.91	16.90	-88.24	14.20
9	18.60	246.23	16.50	-113.47	16.50	186.87	18.40	-78.12	14.20
10	18.60	218.07	16.50	-149.41	16.50	86.97	18.40	-132.25	16.50

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	0.7	2.7	5.0	7.3	9.6	11.9	14.2	16.5
1	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3.2	33.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-3	3.2	-4.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	5.5	-31.4	373.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-4	5.5	-2.5	251.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.8	-1.7	206.4	437.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-5	7.8	-2.8	250.2	273.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	10.1	-1.3	247.1	214.2	524.2	0.0	0.0	0.0	0.0
-6	10.1	-2.4	248.9	259.4	332.6	0.0	0.0	0.0	0.0
6	12.4	-2.7	252.7	256.3	215.4	722.7	0.0	0.0	0.0
-7	12.4	-2.6	250.7	257.9	279.2	490.8	0.0	0.0	0.0
7	14.7	-2.7	250.5	263.7	269.5	308.1	865.4	0.0	0.0
-8	14.7	-2.6	250.6	261.0	273.9	392.5	582.7	0.0	0.0
8	17.0	-2.6	250.3	260.4	283.5	387.7	295.6	1192.8	0.0
-9	17.0	-2.6	250.4	260.6	280.7	388.9	380.9	934.3	0.0
9	18.6	-2.6	250.4	260.5	280.3	395.1	383.7	685.3	1079.5
10	18.6	245.4	559.9	471.2	381.1	365.8	380.1	405.0	1102.5

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

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

Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
1	0.00	0.00(4)	0.00(0)	0.11(10)	0.00(0)	1.03(4)	67.02(10)
6	0.50	0.00(0)	-34.46(10)	0.00(0)	-8.42(10)	0.87(4)	70.87(10)
8	0.70	73.88(10)	-48.79(10)	0.00(0)	-16.74(10)	0.84(2)	72.47(10)
13	1.20	36.64(10)	-20.95(3)	10.99(10)	-10.70(3)	0.95(2)	76.59(10)
18	1.70	8.64(2)	-26.54(3)	19.57(10)	-22.39(3)	1.05(2)	80.92(10)
28	2.70	98.46(10)	-88.18(10)	14.84(2)	-58.96(3)	1.15(2)	90.23(10)
33	3.20	59.73(3)	-10.05(2)	12.66(10)	-25.31(3)	1.13(2)	95.24(10)
41	4.00	34.36(3)	-25.32(10)	23.04(10)	-20.94(4)	1.21(3)	61.72(10)
51	5.00	88.71(4)	-86.17(10)	32.34(3)	-59.34(4)	1.63(3)	60.07(10)
56	5.50	72.03(4)	-11.78(3)	30.65(3)	-19.10(4)	1.72(3)	59.25(10)
63	6.20	46.76(4)	-20.58(5)	22.62(4)	-17.77(5)	1.84(4)	58.13(10)
74	7.30	108.88(5)	-65.84(5)	50.28(4)	-65.18(5)	2.51(4)	56.40(10)
79	7.80	87.07(5)	-19.11(4)	46.21(4)	-19.55(6)	2.61(4)	55.62(10)
86	8.50	54.86(5)	-36.04(6)	33.64(5)	-33.35(6)	2.74(5)	54.55(10)
97	9.60	150.32(6)	-90.56(6)	64.50(5)	-102.56(6)	3.49(5)	52.91(10)
102	10.10	124.11(6)	-25.70(5)	58.23(5)	-36.85(7)	3.55(5)	53.62(9)
109	10.80	86.00(6)	-42.96(5)	39.72(6)	-44.39(7)	4.63(6)	56.03(9)
120	11.90	193.87(7)	-94.56(7)	99.75(6)	-112.08(7)	6.05(6)	64.14(9)
125	12.40	160.72(7)	-11.45(6)	102.40(6)	-28.85(8)	6.29(6)	69.50(9)
132	13.10	109.93(7)	-50.14(8)	80.22(6)	-45.81(8)	7.59(7)	76.97(7)
143	14.20	257.04(8)	-140.49(8)	144.26(7)	-149.49(8)	9.31(7)	88.60(7)
148	14.70	211.84(8)	-41.59(6)	142.99(7)	-32.15(8)	9.49(7)	93.90(7)
155	15.40	143.87(8)	-72.22(7)	106.77(7)	-28.79(6)	11.21(8)	102.35(8)
166	16.50	246.23(9)	-149.41(10)	187.08(8)	-132.25(10)	13.39(8)	115.79(8)
171	17.00	187.42(9)	-58.90(7)	185.18(8)	-36.04(10)	13.59(8)	121.97(8)
187	18.60	12.41(6)	-98.68(8)	185.41(9)	-50.34(7)	15.12(9)	142.03(9)
192	19.10	15.68(7)	-90.24(8)	165.66(9)	-44.24(7)	14.74(9)	0.00(0)
197	19.60	19.81(7)	-82.16(9)	130.16(9)	-35.24(7)	13.89(9)	0.00(0)
202	20.10	21.68(7)	-93.85(9)	85.59(9)	-54.57(8)	12.68(9)	0.00(0)
207	20.60	22.07(7)	-93.19(9)	38.29(9)	-64.26(8)	11.23(9)	0.00(0)
212	21.10	19.54(7)	-80.81(9)	11.08(6)	-61.94(8)	9.66(9)	0.00(0)
217	21.60	21.22(8)	-57.33(9)	13.10(6)	-53.01(8)	8.11(9)	0.00(0)
221	22.00	22.00(8)	-32.65(9)	13.47(6)	-58.73(9)	6.95(9)	0.00(0)
222	22.10	21.63(8)	-27.27(9)	13.31(6)	-61.72(9)	6.67(9)	0.00(0)
227	22.60	19.77(8)	-5.31(6)	11.69(7)	-69.43(9)	5.41(9)	0.00(0)
232	23.10	17.57(8)	-6.58(6)	10.35(7)	-67.96(9)	4.34(9)	0.00(0)
237	23.60	16.67(9)	-7.68(8)	7.32(7)	-61.11(9)	3.46(9)	0.00(0)
239	23.80	17.69(9)	-9.00(7)	5.67(7)	-57.65(9)	3.15(9)	0.00(0)
260	25.90	10.94(9)	0.00(0)	0.00(0)	-8.99(9)	1.24(9)	0.00(0)
268	26.70	5.79(9)	0.00(0)	0.00(0)	-2.76(9)	0.95(8)	0.00(0)
Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
Max/Min		257.04	-149.41	189.83	-149.49	15.14	142.03

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

Max Disp / Max Exdepth = 15.14mm/18.60m = 0.08%

변 경

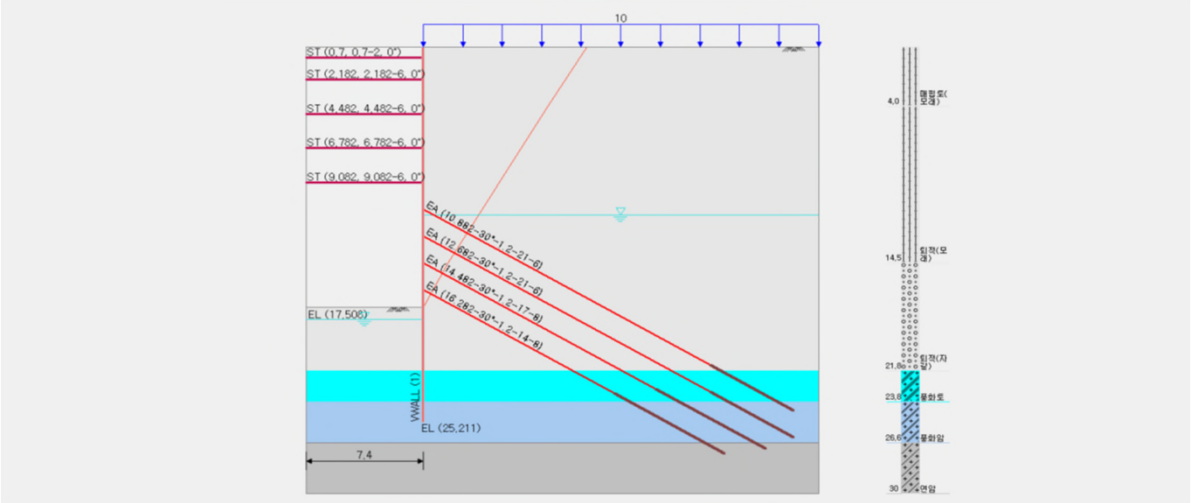
16. Ramp-A (로즈구간)

구조계산서 (로즈공법)

목 차

1.표준단면
2.설계요약
3.설계조건
3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재
3.2 재료의 허용응력
3.3 적용 프로그램
4.복공판 설계
5.주형보 설계
6.주형 지지보 설계
6.1 외측주형지지보
6.2 내측주형지지보
7.지보재 설계
7.1 Strut 설계 (주형보-1)
7.2 Strut 설계 (강관-1)
7.3 Strut 설계 (강관-2)
7.4 Strut 설계 (강관-3)
7.5 Strut 설계 (강관-4)
7.6 Earth Anchor 설계 (Earth Anchor-1, Earth Anchor-2)
7.7 Earth Anchor 설계 (Earth Anchor-3, Earth Anchor-4)
8.1.ROSE 띠장 설계
8.1.1 ROSE 띠장 설계
8.2.Earth Anchor 띠장 설계
8.2.1 Earth Anchor-1 띠장 설계
8.2.2 Earth Anchor-2 띠장 설계
8.2.3 Earth Anchor-3 띠장 설계
8.2.4 Earth Anchor-4 띠장 설계
9.중간말뚝 설계
10. Sheet Pile 설계
10.1 Sheet Pile (0.00m ~ 25.21m)
11.전산 입력 정보
12.해석결과

1.표준단면


10
ST (0.7, 0.7~2, 0°)
ST (2.182, 2.182~6, 0°)
ST (4.482, 4.482~6, 0°)
ST (6.782, 6.782~6, 0°)
ST (9.082, 9.082~6, 0°)
EA (10.882~30*1.2~21~6)
EA (12.682~30*1.2~21~6)
EA (14.482~30*1.2~21~6)
EA (16.282~30*1.2~14~6)
EL (17.508)
WALL (1)
EL (25.211)
7.4
4.0
14.5
21.5
23.8
26.6
30

2.설계요약

2.1 복공판

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
1-B:750x1990x200	-	휨응력	199.674	210.000	O.K	처짐	O.K
		전단응력	12.878	120.000	O.K		

2.2 주형보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	-	휨응력	136.795	196.056	O.K	처짐	O.K
		전단응력	44.568	120.000	O.K		

2.3 주형지지보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
외측주형지지보 H 300x305x15/15	-	휨응력	65.673	210.000	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	93.401	120.000	O.K		
내측주형지지보 H 440x300x11/18	-	휨응력	111.639	189.831	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	91.279	120.000	O.K		

2.4 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보-1 H 700x300x13/24	0.70	휨응력	5.942	135.051	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	14.648	96.709	O.K		
		전단응력	2.183	120.000	O.K		
강관-1 P 406.4x9	2.18	휨응력	27.487	210.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	62.000	172.210	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	0.137	118.547	O.K		
강관-2 P 406.4x9	4.48	휨응력	27.487	210.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	90.559	172.210	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	0.137	118.547	O.K		
강관-3 P 406.4x9	6.78	휨응력	27.487	210.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	94.050	172.210	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	0.137	118.547	O.K		
강관-4 P 406.4x9	9.08	휨응력	27.487	210.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	130.586	172.210	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	0.137	118.547	O.K		

부 재	위 치 (m)	Strand 소요개수산정	자유장 산정	정착장 산정
Earth Anchor-1 Strand12.7x4EA	10.88	O.K	O.K	O.K
Earth Anchor-2 Strand12.7x4EA	12.68	O.K	O.K	O.K
Earth Anchor-3 Strand12.7x5EA	14.48	O.K	O.K	O.K
Earth Anchor-4 Strand12.7x5EA	16.28	O.K	O.K	O.K

2.5 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
H 390x300x10/16	6.19	휨응력	219.951	256.500	O.K	ROSE띠장
H 300x300x10/15		전단응력	124.169	148.500	O.K	
Earth Anchor-1	10.88	휨응력	21.961	209.253	O.K	
2H 250x250x9/14		전단응력	47.649	120.000	O.K	
Earth Anchor-2	12.68	휨응력	20.801	209.253	O.K	
2H 250x250x9/14		전단응력	45.132	120.000	O.K	
Earth Anchor-3	14.48	휨응력	31.961	209.253	O.K	
2H 250x250x9/14		전단응력	69.345	120.000	O.K	
Earth Anchor-4	16.28	휨응력	26.451	209.253	O.K	
2H 250x250x9/14		전단응력	57.390	120.000	O.K	

2.6 중간말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
중간말뚝	-	휨응력	74.230	198.546	O.K	합성응력	O.K
H 300x300x10/15		압축응력	52.855	195.208	O.K	지지력	O.K

2.7 Sheet Pile

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
Sheet Pile	0.00 ~	휨응력	237.052	270.000	O.K	
J:SP-IV(SY295(SY30)	25.21	전단응력	19.205	150.000	O.K	

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

Sheet Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강), Strut (강관), Earth Anchor로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

Sheet Pile

Sheet Pile 간격 : 0.40m

다. 지보재

Strut	–	H 700x300x13/24	수평간격 :	2.00	m
		P 406.4x9	수평간격 :	6.00	m
		P 406.4x9	수평간격 :	6.00	m
		P 406.4x9	수평간격 :	6.00	m
		P 406.4x9	수평간격 :	6.00	m
Earth Anchor	–	Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.20	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.20	m
		Strand12.7x5EA	수평간격 :	1.20	m
		Strand12.7x5EA	수평간격 :	1.20	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
복공판	1-B:750x1990x200	-	
주형보	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
주형보지지보	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(SS400)	-	
중간말뚝	H 300x300x10/15(SS400)	3.00m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
버팀보 (강관)	P 406.4x9(SS400)	6.00m	
ROSE 합성띠장	H 390x300x10/16(SM490)	-	
	H 300x300x10/15(SM490)	-	
Earth Anchor	H 250x250x9/14(SS400)	-	

3.2 재료의 허용응력

가. 강재

[강재의 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류	SS400,SM400, SMA400	SM490	SM490Y,SM520, SMA490	SM570,SMA570
축방향 인장 (순단면)	210	285	322.5	405
축방향 압축 (총단면)	$0 < \ell/r \le 18.6$ 210	$0 < \ell/r \le 16$ 285	$0 < \ell/r \le 15.1$ 322.5	$0 < \ell/r \le 13.4$ 405
	$18.6 < \ell/r \le 92.8$ $210 - 1.23(\ell/r - 18.6)$	$16 < \ell/r \le 80.1$ $285 - 1.935(\ell/r - 16)$	$15.1 < \ell/r \le 75.5$ $322.5 - 2.33(\ell/r - 15.1)$	$13.4 < \ell/r \le 67.1$ $405 - 3.285(\ell/r - 13.4)$
	$92.8 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}$	$80.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(\ell/r)^2}$	$75.5 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,400+(\ell/r)^2}$	$67.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$

휨압축응력	인장연 (순단면)	210	285	322.5	405
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 4.6$ 210	$\ell/b \le 4.0$ 285	$\ell/b \le 3.8$ 322.5	$\ell/b \le 3.4$ 405
		$4.6 < \ell/b \le 30$ $210 - 3.735(\ell/b-4.6)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $285 - 5.865(\ell/b-4.0)$	$3.8 < \ell/b \le 27$ $322.5-7.035(\ell/b-3.8)$	$3.4 < \ell/b \le 25$ $405 - 9.96(\ell/b-3.4)$
전단응력 (총단면)		120	165	188	233
지압응력		315	428	488	608
용접강도	공 장	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%
	현 장	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%

종 류	축방향 인장 (순단면)	축방향 압축 (총단면)	휨압축응력	지압응력
비 고	140x1.5=210 190x1.5=285 215x1.5=322.5 270x1.5=405	ℓ(mm) : 유효좌굴장 r(mm): 단면회전 반지름	ℓ : 플랜지의 고정점간거리 b : 압축플랜지의 폭	강판과 강판
판두께	40mm이하	40mm이하	40mm이하 $A_w/A_c \le 2$	40mm이하

나. 강널말뚝

[강널말뚝 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류		강널말뚝 (SY30)
휨응력	인장응력	270
	압축응력	270
전단응력		150

다. 볼트

[볼트 허용응력] (MPa)

볼 트 종 류	응력의 종류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	4T 기준
	지 압	315	
고장력 볼트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	
고장력 볼트	전 단	285	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

가. midas GeoX V 4.0.0

나. 탄소성법

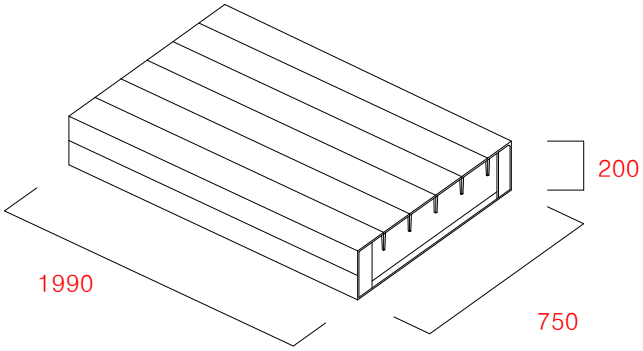
다. Rankine 토압

4.복공판 설계

4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:750x1990x200

w (kN/piece)	2.800
I_x (mm^4)	64130000
A (mm^2)	13806
Z_x (mm^3)	443000
E (MPa)	210000



4.2 단면력 산정

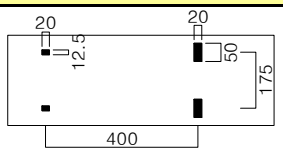
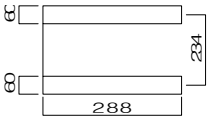
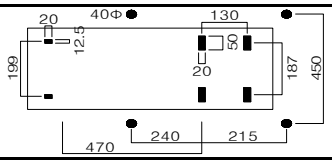
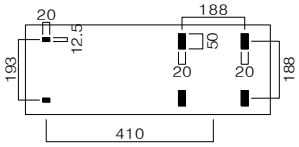
가. 고정하중

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

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.407 \times \text{###}^2}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 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

4.3 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

4.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

▶ fba = 1.50 × 140

= 210.000 MPa

▶ $\tau a = 1.50 \times 80$

$= 120.000$ MPa

4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 210.000$ MPa > $f_b = 199.674$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 120.000$ MPa > $\tau = 12.878$ MPa ---> O.K

4.6 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

$\delta_a = \text{Min.}(L/400, 5\text{mm})$

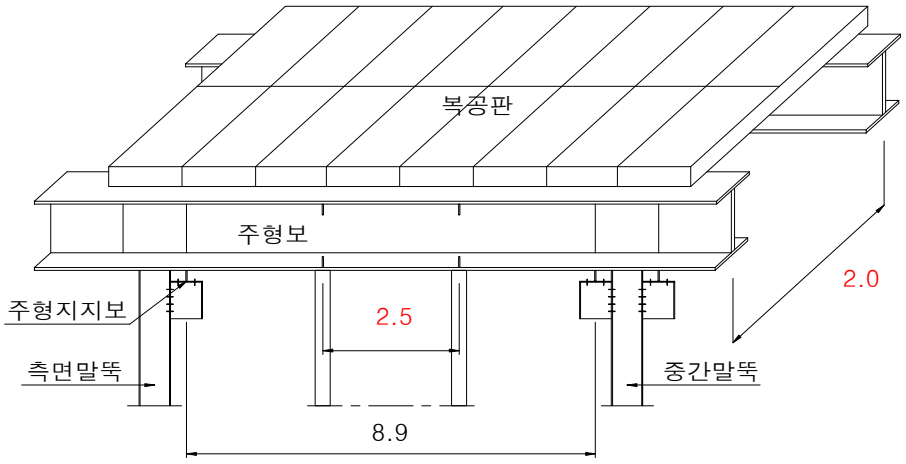
$= \text{Min.}(1990.0 / 400 , 5)$

$= 4.98$ mm > $\delta_l = 2.172$ mm ---> O.K

5.주형보 설계

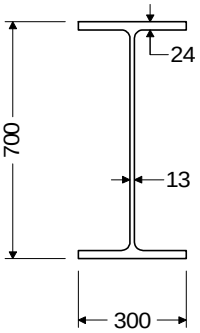
5.1 설계제원

가. 계산지간 : 8.900 m



나. 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1814.2
A (mm^2)	23550.0
I_x (mm^4)	2010000000.0
Z_x (mm^3)	5760000.0
A_w (mm^2)	8476.0
E (N/mm^2)	210000.0



5.2 단면력 산정

가. 고정하중

(1) 복 공 판 = 3.733 kN/m

(2) 주 형 보 = 1.814 kN/m

(3) 기 타 = 0.150 kN/m

$\sum$ = 5.698 kN/m

$M_d = w_d \times L^2 / 8 = 5.698 \times 8.900 \times 8.900 / 8 = 56.413$ kN·m

$S_d = w_d \times L / 2 = 5.698 \times 8.900 / 2 = 25.354$ kN

나. 활하중 (보가 차량진행방향과 직각인 경우)

(1) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 8.900)

= 0.307 > 0.3 이므로

∴ Use, i = 0.300 적용

(2) 후륜하중

① DB- 24 : P_{r1} = 96 x (1 + 0.300) = 124.800 kN

② DB- 18 : P_{r2} = 72 x (1 + 0.300) = 93.600 kN

③ DB- 13.5 : P_{r3} = 54 x (1 + 0.300) = 70.200 kN

(3) 전륜하중

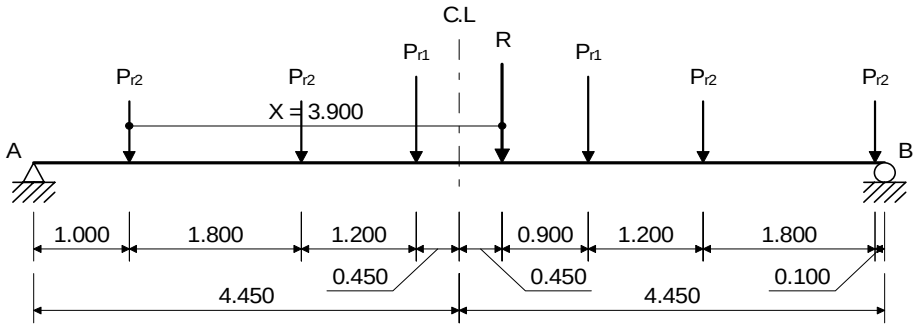
① DB- 24 : P_{f1} = 24 x (1 + 0.300) = 31.200 kN

② DB- 18 : P_{f2} = 18 x (1 + 0.300) = 23.400 kN

③ DB- 13.5 : P_{f3} = 13.5 x (1 + 0.300) = 17.550 kN

(4) 차선별 최대 휨모멘트 산정

① 3 차선 재하시 (후륜하중)



a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 4 = 124.800 x 2 + 93.600 x 4

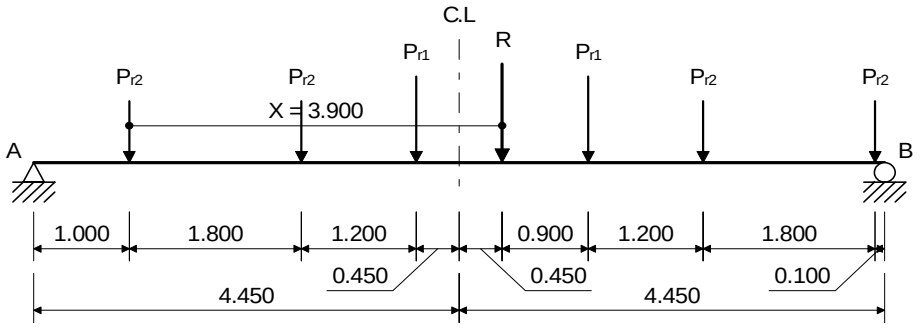
= 624.000 kN

X = (Pr2 x 1.800 + Pr1 x 3.000 + Pr1 x 4.800 + Pr2 x 6.000 + Pr2 x 7.800) / R

= (93.600 x 1.800 + 124.800 x 3.000 + 124.800 x 4.800 + 93.600 x 6.000 + 93.600 x 7.800)/6

= 3.900 m

b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 7.900 + Pr2 x 6.100 + Pr1 x 4.900 + Pr1 x 3.100 + Pr2 x 1.900 + Pr2 x 0.100) / L

= (93.6 x 7.9 + 93.6 x 6.1 + 124.8 x 4.9 + 124.8 x 3.1 + 93.6 x 1.9 + 93.6 x 0.100) / 8.9

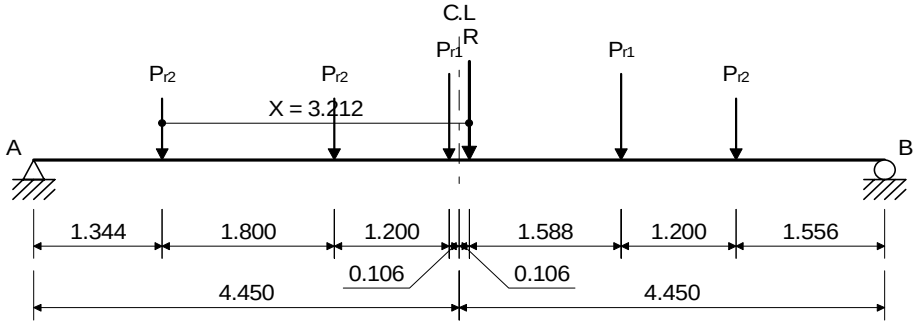
= 280.449 kN

M_l = (Ra x 4.000 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 0.90

= (280.449 x 4.000 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 0.90

= 655.810 kN·m

② 2.5 차선 재하시 (후륜하중)

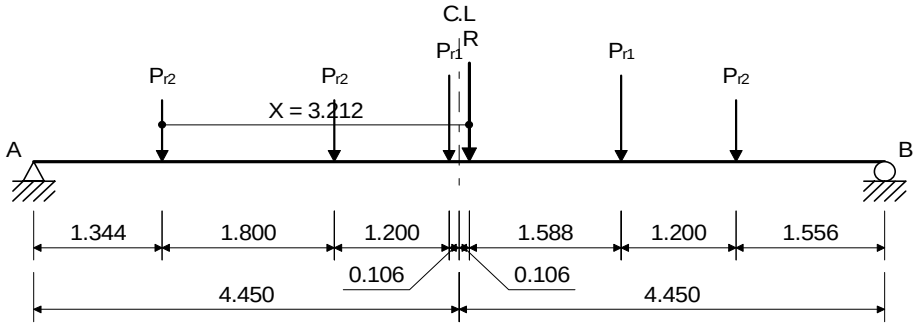


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 3 = 124.800 x 2 + 93.600 x 3
= 530.400 kN

X = (Pr2 x 1.800 + Pr1 x 3.000 + Pr1 x 4.800 + Pr2 x 6.000) / R
= (93.600 x 1.800 + 124.800 x 3.000 + 124.800 x 4.800 + 93.600 x 6.000) / 530.400
= 3.212 m

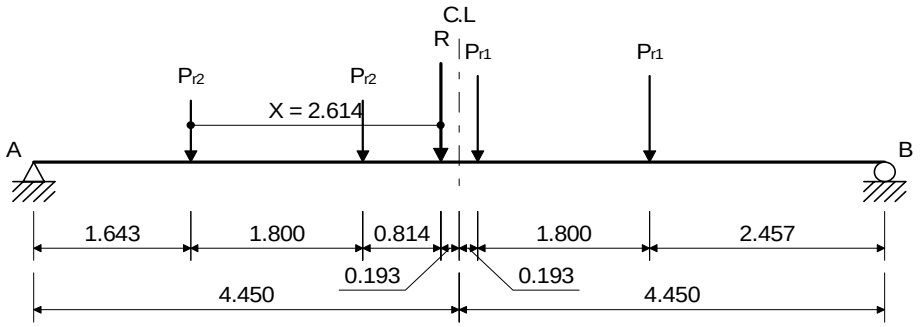
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 7.556 + Pr2 x 5.756 + Pr1 x 4.556 + Pr1 x 2.756 + Pr2 x 1.556) / L
= (93.600 x 7.556 + 93.600 x 5.756 + 124.800 x 4.556 + 124.800 x 2.756 + 93.600 x 1.556) /
= 258.890 kN

M_l = (Ra x 4.344 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (258.890 x 4.344 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 731.528 kN·m

③ 2 차선 재하시 (후륜하중)

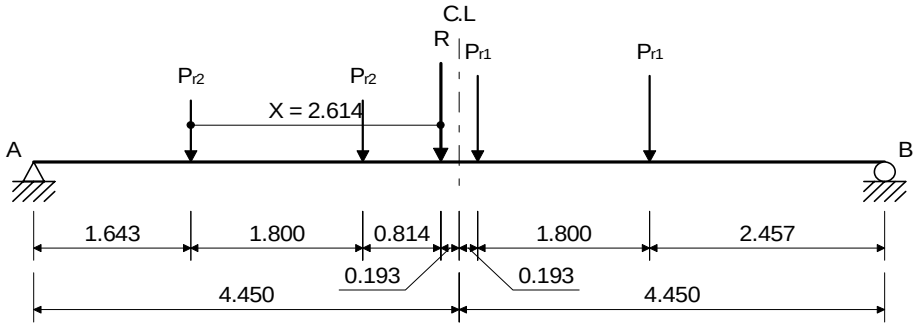


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 2 = 124.800 x 2 + 93.600 x 2
= 436.800 kN

X = (Pr2 x 1.800 + Pr1 x 3.000 + Pr1 x 4.800) / R
= (93.600 x 1.800 + 124.800 x 3.000 + 124.800 x 4.800) / 436.800
= 2.614 m

b. 최대 휨모멘트

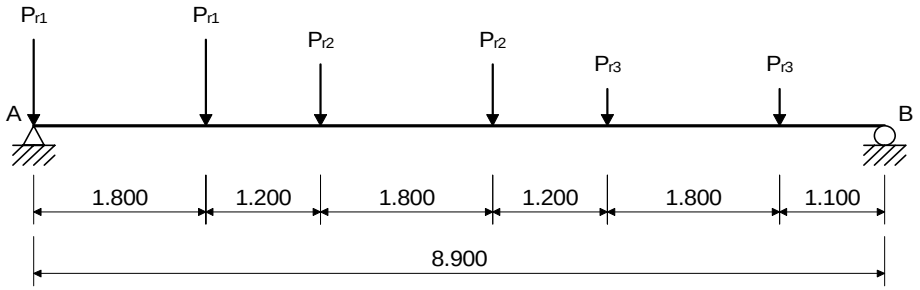


R_a = (Pr2 x 7.257 + Pr2 x 5.457 + Pr1 x 4.257 + Pr1 x 2.457) / L
= (93.600 x 7.257 + 93.600 x 5.457 + 124.800 x 4.257 + 124.800 x 2.457) / 8.900
= 227.865 kN

M_l = (Ra x 4.643 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (227.865 x 4.643 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 664.825 kN·m

(5) 최대 전단력 산정

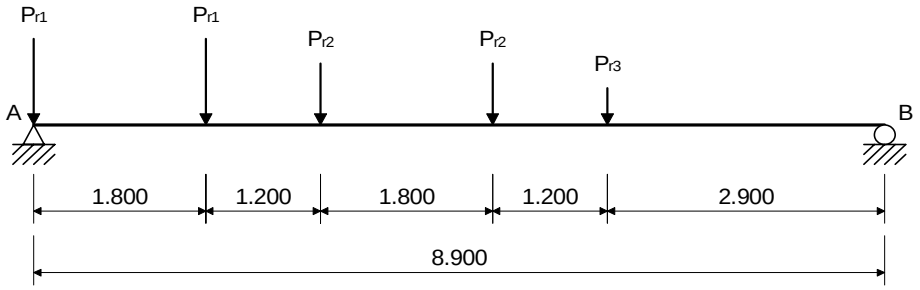
① 3 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 8.900 + Pr1 x 7.100 + Pr2 x 5.900 + Pr2 x 4.100 + Pr3 x 2.900 + Pr3 x 1.100) / L
= (124.8 x 8.9 + 124.8 x 7.1 + 93.6 x 5.9 + 93.6 x 4.1 + 70.2 x 2.9 + 70.2 x 1.1) / 8.9
= 361.079 kN

S_l = 361.079 x 0.90 = 324.971 kN

② 2.5 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 8.900 + Pr1 x 7.100 + Pr2 x 5.900 + Pr2 x 4.100 + Pr3 x 2.900) / L
= (124.800 x 8.900 + 124.800 x 7.100 + 93.600 x 5.900 + 93.600 x 4.100 + 70.200 x 2.900) /
= 352.402 kN

S_l = 352.402 x 1.00 = 352.402 kN

다. 설계 적용 단면력 (고정하중 + 활하중)

M_{max} = M_d + Ml_{max} = 56.413 + 731.528 = 787.941 kN·m

S_{max} = S_d + Sl_{max} = 25.354 + 352.402 = 377.756 kN

5.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 787.941 x 1000000 / 5760000.0 = 136.795 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 377.756 x 1000 / 8476 = 44.568 MPa

5.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (136.795 + 136.795) / 136.795

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x (140 − 2.49 x (8.333 − 4.6))

= 196.056 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 196.056 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80

= 120.000 MPa

5.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 196.056 MPa > f_b = 136.795 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 44.568 MPa ---> O.K

5.6 충격하중을 제외한 활하중에 의한 처짐 검토

가. 활하중에 의한 처짐 검토

▶ 충격이 배제된 활하중을 등가의 등분포하중으로 치환하여 처짐량을 산정한다

M = $M_{l\,max}$ / (1+i) = 731.528 / 1.300 = 562.714 kN·m

w = 8 x M / L^2 = 8 x 562.714 / (8.90 x 8.90) = 56.833 kN/m

δ_l = 5 x w x L^4 / (384 x E x I_x)

= 5 x 56.833 x 8900.0 ^{4} / (384 x 210000 x 2010000000)

= 11.000 mm

나. 허용처짐에 대한 검토

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 25mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 25mm)

= Min. (8900.0 / 400 , 25)

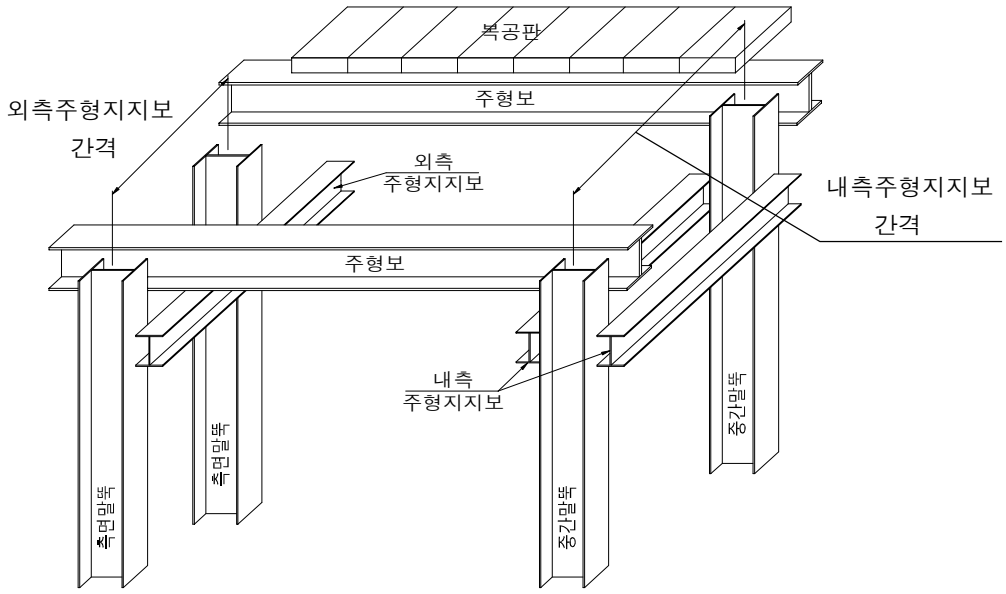
= 22.250 mm > δ_l = 11.000 mm ---> O.K

6.주형 지지보 설계

6.1 외측주형지지보

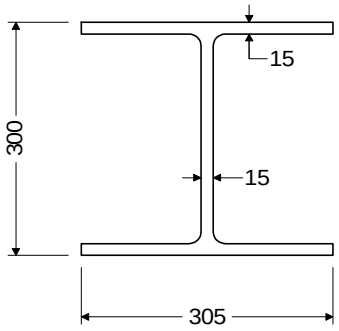
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 1.00 m

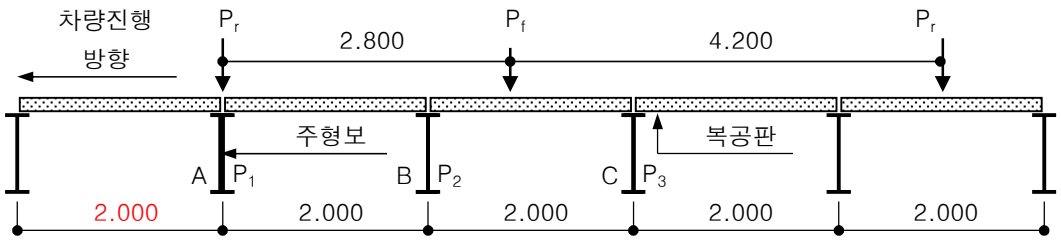


(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



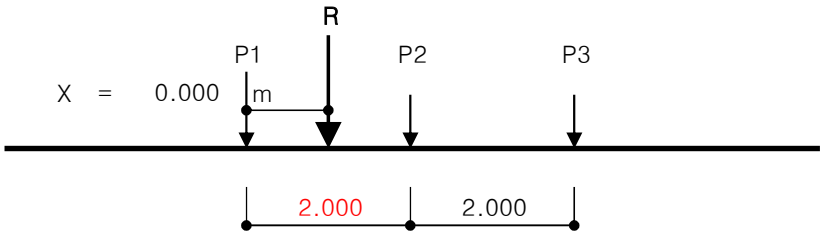
나. 주형보 반력 case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하



▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 25.354 + 352.402 = 377.756 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

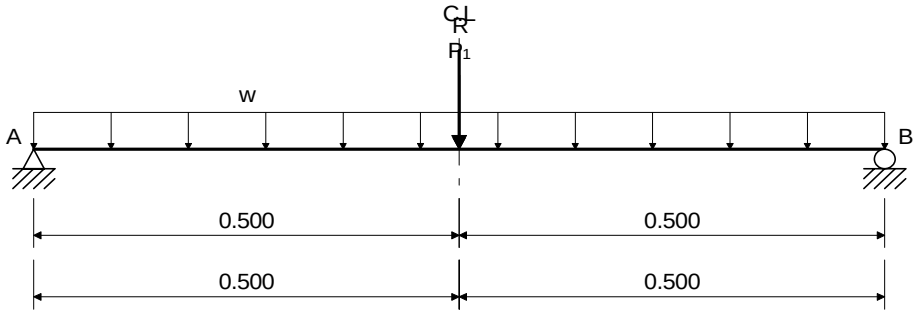


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

$R = P_1$
$= 377.756$
$= 377.756$ kN

X = (0.000) / R
= (0.000) / 377.756
= 0.000 m

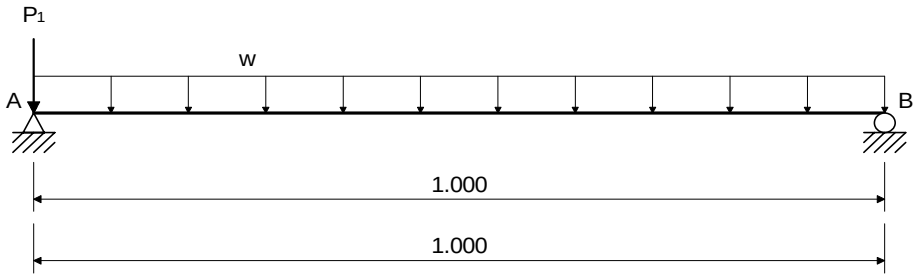
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 0.500) / L
= (377.756 x 0.500) / 1.000
= 188.878 kN

M_{max} = (Ra x 0.500) + w x L^2 / 8
= (188.878 x 0.500) + 1.038 x 1.00^2 / 8
= 94.569 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 1.000) / L
= (377.756 x 1.000) / 1.000
= 377.756 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 377.756 + 1.038 x 1.00 / 2
= 378.275 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 94.569 x 1000000 / 1440000.0 = 65.673 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 378.275 x 1000 / 4050 = 93.401 MPa

바. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140
= 210.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0
= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (65.673 + 65.673) / 65.673
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1000 / 305
= 3.279 ---> L/B ≤ 4.6 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x 140
= 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 210.000 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80
= 120.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 65.673 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 93.401 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F8T , M 22

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 1.0 x 100 = 150.0 MPa

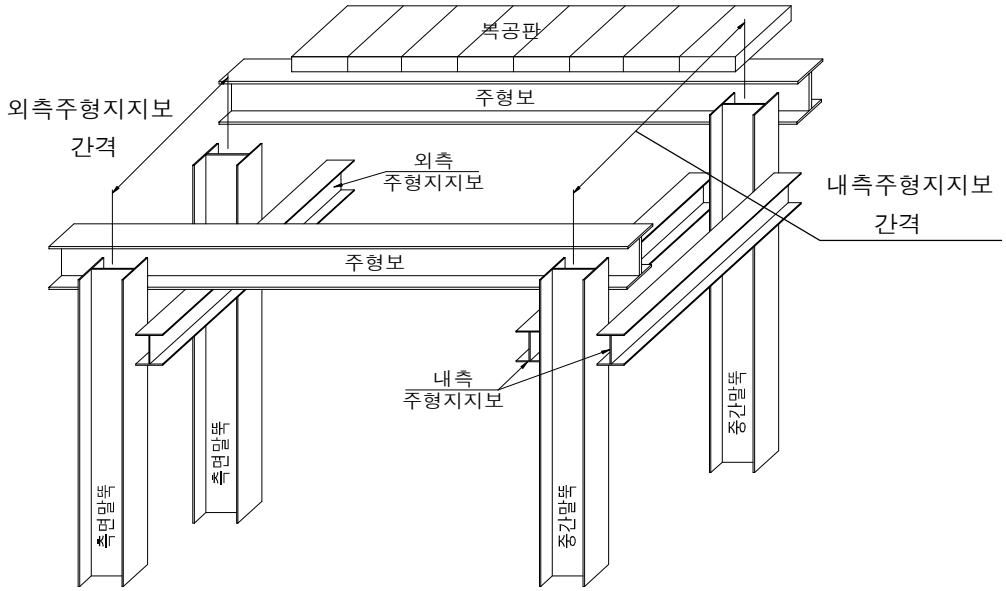
▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = S_{max} / (τ_a x π x d^2 / 4)
= 378275 / (150.0 x π x 22.0 x 22.0 / 4)
= 6.63 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 6.63 ea ---> O.K

6.2 내측주형지지보

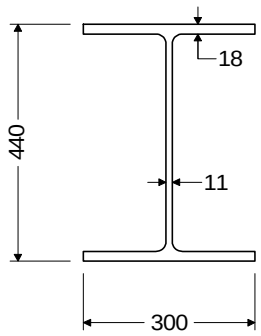
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 3.00 m

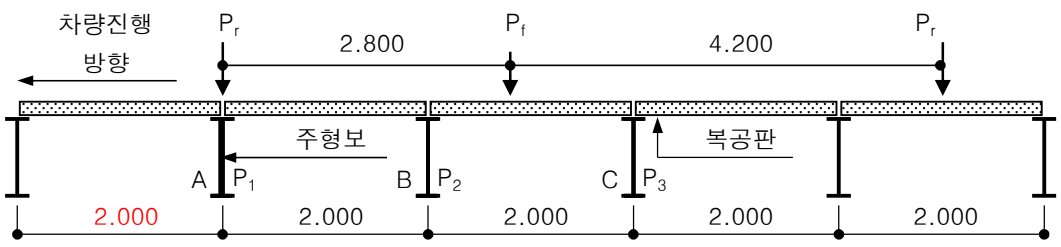


(2) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



나. 주형보 반력 case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하



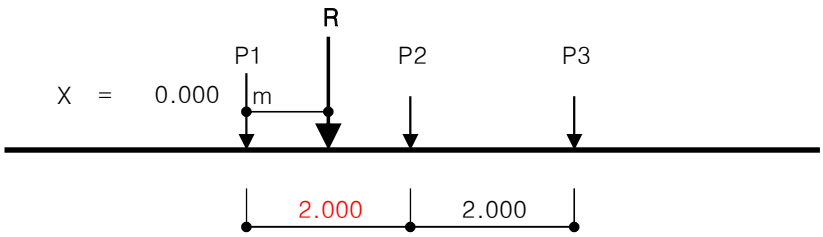
▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 25.354 + 352.402 = 377.756 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000

= 25.354 + 88.101 x 1.200 / 2.000 = 78.214 kN

다. 최대 휨모멘트 산정



① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1

= 377.756

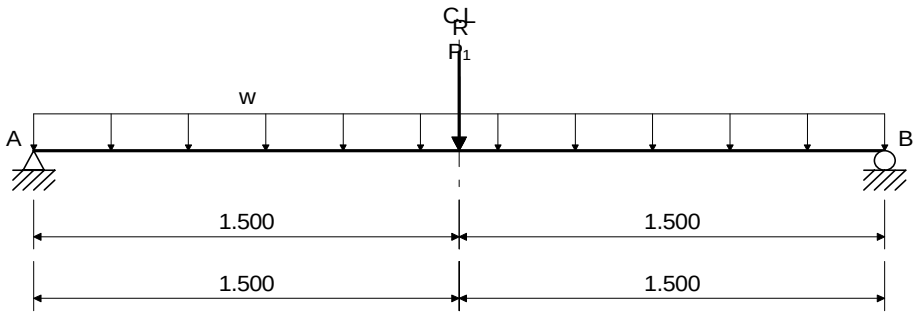
= 377.756 kN

X = (0.000) / R

= (0.000) / 377.756

= 0.000 m

② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 1.500) / L

= (377.756 x 1.500) / 3.000

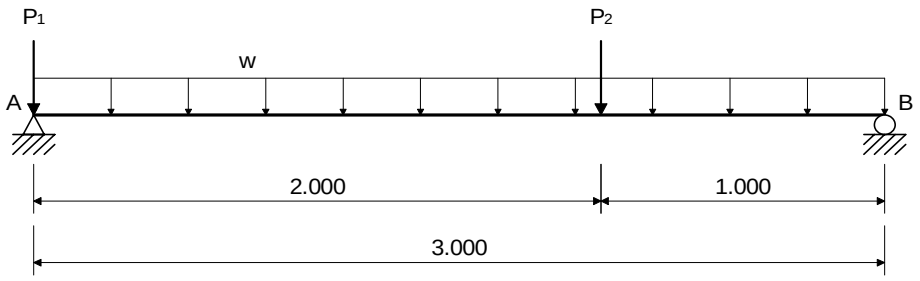
= 188.878 kN

M_{max} = (Ra x 1.500) + w x L^2 / 8

= (188.878 x 1.500) + 1.212 x 3.00^2 / 8

= 284.680 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 3.000 + P_2 x 1.000) / L
= (377.756 x 3.000 + 78.214 x 1.000) / 3.000
= 403.828 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 403.828 + 1.212 x 3.00 / 2
= 405.645 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 284.680 x 1000000 / 2550000.0 = 111.639 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 405.645 x 1000 / 4444 = 91.279 MPa

바. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140
= 210.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0
= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (111.639 + 111.639) / 111.639
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300
= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))
= 189.831 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 189.831 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80
= 120.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.831 MPa > f_b = 111.639 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 91.279 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F8T , M 22

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 1.0 x 100 = 150.0 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = S_{max} / (τ_a x π x d^2 / 4)

= 405645 / (150.0 x π x 22.0 x 22.0 / 4)

= 7.11 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 7.11 ea ---> O.K

7.지보재 설계

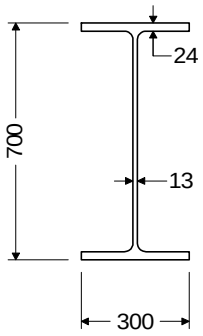
7.1 Strut 설계 (주형보-1)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 m

(2) 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1812.924
A (mm^2)	23550
I_x (mm^4)	2010000000
Z_x (mm^3)	5760000
R_x (mm)	293.0
R_y (mm)	67.8



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 112.476 kN/m ---> 주형보-1 (CS20 : Peck)
= 112.476 x 2.00 / 1 단
= 224.952 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 224.952 + 120.0 = 344.952 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 x 1000000 / 5760000.0 = 5.942 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 344.952 x 1000 / 23550 = 14.648 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 18.500 x 1000 / 8476 = 2.183 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140
= 210.000 MPa

여기서, $i = 0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

$= 1.292$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (20.589 - 8.706) / 20.589$

$= 0.577$

▶ 축방향 허용압축응력

$f_{cao} = 1.50 \times 1.0 \times 140.000$

$= 210.000$ MPa

$L_x / R_x = 7400 / 293$

25.256 ---> $18.6 < Lx/Rx \leq 92.8$ 이므로

$f_{cagx} = 1.50 \times 1 \times (140 - 0.82 \times (25.256 - 18.6))$

$= 201.813$ MPa

$f_{cax} = f_{cagx} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

$= 201.813$ MPa

$L_y / R_y = 7400 / 67.8$

109.145 ---> $92.8 < Ly/Ry$ 이므로

$f_{cagy} = 1.50 \times 1 \times 1200000 / (6700 + 109.145^2)$

$= 96.709$ MPa

$f_{cay} = f_{cagy} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

$= 96.709$ MPa

$\therefore f_{ca} = Min.(f_{cax}, f_{cay}) = 96.709$ MPa

▶ 허용 휨압축응력

$L / B = 7400 / 300$

$= 24.667$ ---> $4.6 < L/B \leq 30$ 이므로

$f_{bag} = 1.50 \times 1 \times (140 - 2.49 \times (24.667 - 4.6))$

$= 135.051$ MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag}, f_{cal})$

$= 135.051$ MPa

$f_{eax} = 1.50 \times 1.0 \times 1200000 / (25.256)^2$

$= 2821.917$ MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 1.0 \times 80$

$= 120.000$ MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력, $f_{ca} = 96.709$ MPa $> f_c = 14.648$ MPa ---> O.K

▶ 휨응력, $f_{ba} = 135.051$ MPa $> f_b = 5.942$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력, $\tau_a = 120.000$ MPa $> \tau = 2.183$ MPa ---> O.K

▶ 합성응력, $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{14.648}{96.709} + \dfrac{5.942}{135.051 \times (1 - (14.648 / 2821.917))}$

$$= \quad 0.196 \quad < \quad 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= \quad 14.648 \quad + \quad \frac{5.942}{1 - (14.648 / 2821.917)}$$

$$= \quad 20.620 \quad < \quad f_{cal} = 210.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.196 , 0.098)
= 0.196 < 1.0 ---> O.K

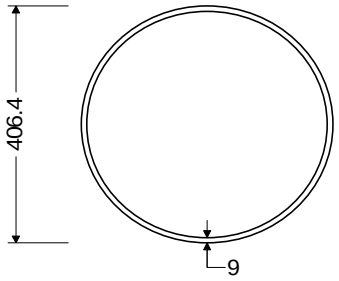
7.2 Strut 설계 (강관-1)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.930 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 6.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 96.108 kN/m ---> 강관-1 (CS20 : Peck)
= 96.108 x 6.00 / 1 단
= 576.647 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 576.647 + 120.0 = 696.647 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.930 x 6.930 / 8 / 1 단
= 30.016 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.930 / 2 / 1 단
= 17.325 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 30.016 \times 1000000 / 1092000.0 = 27.487$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 696.647 \times 1000 / 11236.2 = 62.000$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{17.325 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 406.4} = 0.137$ MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t) = 203.2 / (1.061 \times 9)$

$= 21.271$ ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

$f_{cal} = 1.50 \times 1 \times 140$

$= 210.000$ MPa

여기서, $\alpha = 1.0 + \Phi / 10$

$= 1.061$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (89.487 - 34.513) / 89.487$

$= 0.614$ ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

$f_{cao} = 1.50 \times 1.0 \times 140.000$

$= 210.000$ MPa

$L / R = 6930 / 140.5$

49.324 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

$f_{cag} = 1.50 \times 1 \times (140 - 0.82 \times (49.324 - 18.6))$

$= 172.210$ MPa

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

$= 172.210$ MPa

▶ 허용휨응력

$f_{bag} = 210.000$ MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$

$= 210.000$ MPa

$f_{eax} = 1.50 \times 1.0 \times 1200000 / (49.324)^2$

$= 739.876$ MPa

▶ 허용전단응력

$r / t = 203.2 / 9$

$= 22.578$ ---> $r/t \leq 125$ 이므로

$\tau_a = 1.50 \times 1 \times (80 - 0.0019 \times 22.578^2)$

$= 118.547$ MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 172.210 MPa > f_c = 62.000 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 27.487 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 118.547 MPa > τ = 0.137 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{62.000}{172.210} + \frac{27.487}{210.000 \times (1 - (62.000 / 739.876))}$$

$$= 0.503 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 62.000 + \frac{27.487}{1 - (62.000 / 739.876)}$$

$$= 92.001 < f_{cal} = 210.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.503 , 0.438)

= 0.503 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{89.487}{172.210} + \left\{ \frac{0.137}{118.547} \right\}^2$$

$$= 0.520 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

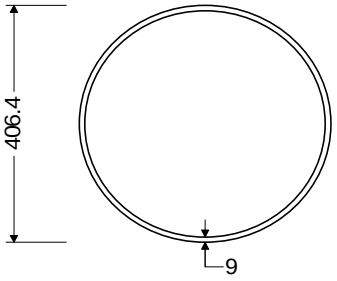
7.3 Strut 설계 (강관-2)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.930 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 6.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 149.590 kN/m ---> 강관-2 (CS20 : Peck)
= 149.590 x 6.00 / 1 단
= 897.538 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 897.538 + 120.0 = 1017.538 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.930 x 6.930 / 8 / 1 단
= 30.016 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.930 / 2 / 1 단
= 17.325 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 30.016 x 1000000 / 1092000.0 = 27.487 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 1017.538 x 1000 / 11236.2 = 90.559 MPa

▶ 전단응력 , τ = $\frac{S_{max} \times Q}{I \times b}$ = $\frac{17.325 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 406.4}$ = 0.137 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

r/(α · t) = 203.2 / (1.047 x 9)
= 21.573 ---> r/(αt) ≤ 50 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140
= 210.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10
= 1.047

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (118.046 − 63.072) / 118.046
= 0.466 (0 ≤ Φ ≤ 2)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 1.0 x 140.000
= 210.000 MPa

L / R = 6930 / 140.5
49.324 ---> 18.6 < L/R ≤ 92.8 이므로

f_{cag} = 1.50 x 1 x (140 − 0.82 x (49.324 − 18.6))
= 172.210 MPa

f_{ca} = f_{cag} · f_{cal} / f_{cao}
= 172.210 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 210.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.0 x 1200000 / (49.324)^2

= 739.876 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> r/t ≤ 125 이므로

τ_a = 1.50 x 1 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 118.547 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 172.210 MPa > f_c = 90.559 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 27.487 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 118.547 MPa > τ = 0.137 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{90.559}{172.210} + \dfrac{27.487}{210.000 \times (1 - (90.559 / 739.876))}$

= 0.675 < 1.0 ---> O.K

$f_c + \dfrac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$

$= 90.559 + \dfrac{27.487}{1 - (90.559 / 739.876)}$

= 121.879 < f_{cal} = 210.000 ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.675 , 0.580)

= 0.675 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\dfrac{f}{f_{ca}} + \left\{ \dfrac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$= \dfrac{118.046}{172.210} + \left\{ \dfrac{0.137}{118.547} \right\}^2$

= 0.685 < 1.0 ---> O.K

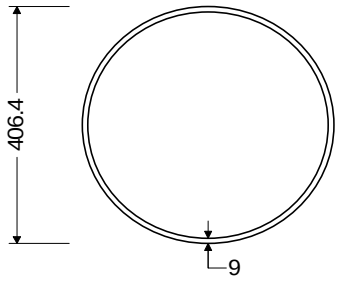
7.4 Strut 설계 (강관-3)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.930 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 6.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 156.127 kN/m ---> 강관-3 (CS9 : 굴착 9.582 m)
= 156.127 x 6.00 / 1 단
= 936.761 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 936.761 + 120.0 = 1056.761 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 6.930 x 6.930 / 8 / 1 단
= 30.016 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 6.930 / 2 / 1 단
= 17.325 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 30.016 x 1000000 / 1092000.0 = 27.487 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 1056.761 x 1000 / 11236.2 = 94.050 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{17.325 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 406.4}$ = 0.137 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.045 x 9)
= 21.601 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140
= 210.000 MPa

여기서, $\alpha = 1.0 + \Phi / 10$

$= 1.045$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (121.536 - 66.563) / 121.536$

$= 0.452 \quad (0 \le \Phi \le 2)$

▶ 축방향 허용압축응력

$f_{cao} = 1.50 \times 1.0 \times 140.000$

$= 210.000$ MPa

$L / R = 6930 / 140.5$

$49.324 \quad ---> 18.6 < L/R \le 92.8$ 이므로

$f_{cag} = 1.50 \times 1 \times (140 - 0.82 \times (49.324 - 18.6))$

$= 172.210$ MPa

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

$= 172.210$ MPa

▶ 허용휨응력

$f_{bag} = 210.000$ MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$

$= 210.000$ MPa

$f_{eax} = 1.50 \times 1.0 \times 1200000 / (49.324)^2$

$= 739.876$ MPa

▶ 허용전단응력

$r / t = 203.2 / 9$

$= 22.578 \quad ---> r/t \le 125$ 이므로

$\tau_a = 1.50 \times 1 \times (80 - 0.0019 \times 22.578^2)$

$= 118.547$ MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , $f_{ca} = 172.210$ MPa $> f_c = 94.050$ MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 210.000$ MPa $> f_b = 27.487$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 118.547$ MPa $> \tau = 0.137$ MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{94.050}{172.210} + \dfrac{27.487}{210.000 \times (1 - (94.050 / 739.876))}$

$= 0.696 < 1.0 \quad ---> O.K$

$f_c + \dfrac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$

$= 94.050 + \dfrac{27.487}{1 - (94.050 / 739.876)}$

$= 125.539 < f_{cal} = 210.000 \quad ---> \quad O.K$

∴ 안전율 = Max.(0.696 , 0.598)

$= 0.696 < 1.0 \quad ---> \quad O.K$

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$= \frac{121.536}{172.210} + \left\{ \frac{0.137}{118.547} \right\}^2$

$= 0.706 < 1.0 \quad ---> \quad O.K$

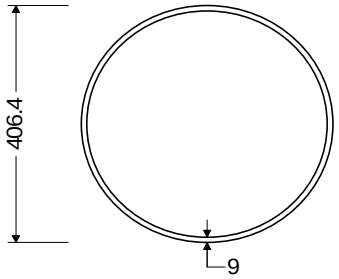
7.5 Strut 설계 (강관-4)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.930 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 6.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 224.548 kN/m ---> 강관-4 (CS15 : 굴착 14.982 m)

= 224.548 x 6.00 / 1 단

= 1347.286 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단

= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 1347.286 + 120.0 = 1467.286 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단

= 5.0 x 6.930 x 6.930 / 8 / 1 단

= 30.016 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단

= 5.0 x 6.930 / 2 / 1 단

= 17.325 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 30.016 \times 1000000 / 1092000.0 = 27.487$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 1467.286 \times 1000 / 11236.2 = 130.586$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{17.325 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 406.4} = 0.137$ MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t) = 203.2 / (1.035 \times 9)$

$= 21.819$ ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

$f_{cal} = 1.50 \times 1 \times 140$

$= 210.000$ MPa

여기서, $\alpha = 1.0 + \Phi / 10$

$= 1.035$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (158.072 - 103.099) / 158.072$

$= 0.348$ ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

$f_{cao} = 1.50 \times 1.0 \times 140.000$

$= 210.000$ MPa

$L / R = 6930 / 140.5$

49.324 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

$f_{cag} = 1.50 \times 1 \times (140 - 0.82 \times (49.324 - 18.6))$

$= 172.210$ MPa

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

$= 172.210$ MPa

▶ 허용휨응력

$f_{bag} = 210.000$ MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$

$= 210.000$ MPa

$f_{eax} = 1.50 \times 1.0 \times 1200000 / (49.324)^2$

$= 739.876$ MPa

▶ 허용전단응력

$r / t = 203.2 / 9$

$= 22.578$ ---> $r/t \leq 125$ 이므로

$\tau_a = 1.50 \times 1 \times (80 - 0.0019 \times 22.578^2)$

$= 118.547$ MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , $f_{ca} = 172.210$ MPa $> f_c = 130.586$ MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 210.000$ MPa $> f_b = 27.487$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 118.547$ MPa $> \tau = 0.137$ MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{130.586}{172.210} + \frac{27.487}{210.000 \times (1 - (130.586 / 739.876))}$$

$$= 0.917 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 130.586 + \frac{27.487}{1 - (130.586 / 739.876)}$$

$$= 163.963 < f_{cal} = 210.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.917 , 0.781)

= 0.917 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\dfrac{f}{f_{ca}} + \left\{ \dfrac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{158.072}{172.210} + \left\{ \frac{0.137}{118.547} \right\}^2$$

$$= 0.918 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

7.6 Earth Anchor 설계 (Earth Anchor-1, Earth Anchor-2)

가. 설계제원

(1) 사용앵커 : P.C strand ϕ12.7mm 4-wire (SWPC7B) : 4 ea

A_p (mm^2)	394.84	f_{py} (N/mm^2)	1570.0
D_s (mm)	12.70	f_{pu} (N/mm^2)	1860.0
천공경, D (mm)	100.0	E_p (N/mm^2)	200000

(2) ANCHOR의 허용인장력

구 분		사용기간	인장재 극한하중 (f_{pu})에 대하여	인장재 항복하중 (f_{py})에 대하여	적용
일 시 앵 커		2년 미만	0.65 f_{pu}	0.80 f_{py}	O
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	0.60 f_{pu}	0.75 f_{py}	×
	지진시	2년 이상	0.75 f_{pu}	0.90 f_{py}	×

(3) 허용인장강도 : P_a = Min. (0.65 x f_{pu} x A_p , 0.80 x f_{py} x A_p)

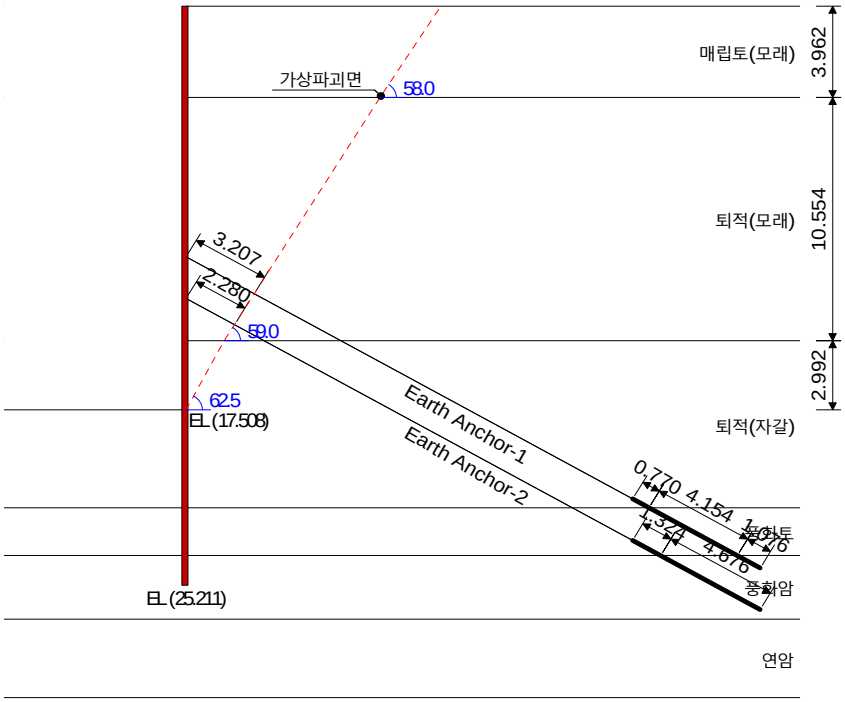
= Min. (0.65 x 1860.0 x 394.84 ,

0.80 x 1570.0 x 394.84)

= Min. (477361.6 , 495919.0) N

= 477.362 kN

나. EARTH ANCHOR 자유장 산정



▶ 적용자유장(L_f) 산정

구분	설치위치 (GL.-m)	필요 자유장 L_{freq} (m)	안전거리 L_u (m)	적용 자유장 L_f (m)	판 정
Earth Anchor-1	10.882	3.207	2.626	21.000	O.K
Earth Anchor-2	12.682	2.280	2.626	21.000	O.K

다. 강선의 초기 긴장력 산정

(1) 소요설계축력 ($T_{req} = R_{max}$ x Anchor 수평간격)

구 분	설치위치 (GL.-m)	최대축력 R_{max} (kN/m,ea)	Anchor 수평간격(m)	설치각 (°)	소요설계축력 T_{req} (kN/ea)
Earth Anchor-1	10.882	205.199	1.200	30	246.239
Earth Anchor-2	12.682	192.784	1.200	30	231.340

(2) 긴장력의 감소량 산정

① 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta Pp = \Delta fps \times A_p \times N = E_p \times \Delta L \times A_p \times N / L$

여기서, ΔPp = 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfps = P.C 강선의 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

L = 자유장 + 0.5 m

ΔL = 정착장치의 P.C 강선의 활동량 (mm)

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	Ep (N/mm^2)	ΔL (mm)	A_p (mm^2)	N (ea)	L (m)	ΔP_p (N)
10.882	200000	3.0	98.71	4	21.5	11018.791
12.682	200000	3.0	98.71	4	21.5	11018.791

② RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta Ppr = \Delta fpr \times A_p \times N = r \times fpt \times A_p \times N$

여기서, ΔPpr = RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfpr = P.C 강선의 RELAXATION에 의한 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

fpt = 손실이 일어난 후의 사용하중 상태에서의 응력 (N/mm^2)

= 0.80 x f_{py}

= 0.80 x 1570.0

= 1256.0 N/mm^2

r = P.C 강선의 겉보기 RELAXATION 값 (%)

설치위치 (GL.-m)	r (%)	f_{pt} (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	ΔP_{pr} (N)
10.882	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952
12.682	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952

③ 손실을 감안한 초기긴장력(JACKING FORCE)

JFreq = Treq + ΔPp + ΔPpr

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	ΔP_p (kN)	ΔP_{pr} (kN)	JF_{req} (kN)
10.882	246.239	11.019	24.796	282.053
12.682	231.340	11.019	24.796	267.155

④ strand 소요갯수 산정

$n_{req} = JF_{req} / P_a$

설치위치 (GL.-m)	손실을 감안한 초기 긴장력(JF_{req},kN/ea)	허용인장강도 P_a (kN)	N (ea)	N_{req} (ea)	비 고
10.882	282.053	119.340	4	2.363	O.K
12.682	267.155	119.340	4	2.239	O.K

라. EARTH ANCHOR 정착장 산정

▶ 앵커 내력의 안전률 (Fs)

구 분		사용기간	극한 인발력(fug)에 대한 안전률
일 시 앵 커		2년 미만	1.5
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	2.5
	지진시	2년 이상	1.5 ~ 2.0

▶ 지반의 종류에 따른 주변마찰저항 (τ_u)

지 반 의 종 류			주면마찰저항 (kN/m^2)
암 반	경 암		1000 ~ 2500
	연 암		600 ~ 1500
	풍 화 암		400 ~ 1000
자 갈	N값	10	100 ~ 200
		20	170 ~ 250
		30	250 ~ 350
		40	350 ~ 450
		50	450 ~ 700
모 래	N값	10	100 ~ 140
		20	180 ~ 220
		30	230 ~ 270
		40	290 ~ 350
		50	300 ~ 400

▶ 주입재와 인장재의 허용부착응력 (τ_a)

지 반 종 류	장기허용부착응력 (kN/m^2)	단기허용부착응력 (kN/m^2)
토 사	400	700
암 반	700	1000

▶ 마찰저항장(L_{a1})과 부착저항장(L_{a2}) 중 큰 값 적용하며, 진행파괴성을 고려하여 3~10m 범위에서 사용

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정식

$$La1 = \frac{T \times Fs}{\pi \times D \times \tau_u}$$

▶ 부착저항장(L_{a2}) 산정식

$$La2 = \frac{T}{\pi \times N \times D_s \times \tau_a}$$

여기서, T = 설계축력 (kN)
Fs = 안전률
D = 앵커체 지름 (mm)
τ_u = 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (kN/m^2)
N = strand 사용갯수 (ea)
D_s = strand 지름 (mm)
τ_a = 인장재의 허용부착응력 (kN/m^2)

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정

앵커이름	설치위치	T_{req} (kN)	지반이름	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_{a1} (m)	T_1 (kN)
Earth Anchor-1	10.882	246.239	퇴적(자갈)	1.50	100.000	100.000	0.770	16.127
		230.112	풍화토	1.50	100.000	200.000	4.154	174.002
		56.109	풍화암	1.50	100.000	400.000	0.670	56.109
합계		-	-	-	-	-	5.594	-
Earth Anchor-2	12.682	231.340	풍화토	1.50	100.000	200.000	1.324	55.460
		175.881	풍화암	1.50	100.000	400.000	2.099	175.881
합계		-	-	-	-	-	3.423	-

여기서, T_{req}는 해당 지반에서의 필요 축력,
T_1은 해당 지반이 부담하는 축력이다.

▶ 부착저항장(L_{a2})

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	N (ea)	D_s (mm)	τ_a (kN/m^2)	L_{a2} (m)
10.882	246.239	4.0	12.70	1000.0	1.543
12.682	231.340	4.0	12.70	1000.0	1.450

▶ 적용정착장(L_a) 산정

설치위치 (GL.-m)	마찰저항장(L_{a1})	부착저항장(L_{a2})	적용정착장(L_a)	판 정
10.882	5.594	1.543	6.0	O.K
12.682	3.423	1.450	6.0	O.K

▶ 총 소요장 산정 (L)

설치위치 (GL.-m)	적용자유장 L_f (m)	여유장 L_e (m)	적용정착장 L_a (m)	총 소요장 L (m)
10.882	21.000	1.500	6.000	28.500
12.682	21.000	1.500	6.000	28.500

마. ELONGATION 산정

$Lel = JF_{req} \times L / E_p \times A_p \times N$

여기서, Lel = 신장량 (mm)
JFreq = JACKING FORCE (kN)
L = 자유장 + 0.5 m
Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)
N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	JF_{req} (kN)	L (m)	E_p (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	L_{el} (mm)
10.882	282.053	21.5	200000	98.71	4	76.792
12.682	267.155	21.5	200000	98.71	4	72.736

바. EARTH ANCHOR 제원표

설치위치 (GL.-m)	수평간격 (m)	설치각 (°)	적용자유장 (m)	여유장 (m)	적용정착장 (m)	JF_{req} (kN)
10.882	1.20	30.0	21.000	1.500	6.000	282.053
12.682	1.20	30.0	21.000	1.500	6.000	267.155

7.7 Earth Anchor 설계 (Earth Anchor-3, Earth Anchor-4)

가. 설계제원

(1) 사용앵커 : P.C strand ϕ12.7mm 5-wire (SWPC7B) : 5 ea

A_p (mm^2)	493.55	f_{py} (N/mm^2)	1570.0
D_s (mm)	12.70	f_{pu} (N/mm^2)	1860.0
천공경, D (mm)	100.0	E_p (N/mm^2)	200000

(2) ANCHOR의 허용인장력

구 분		사용기간	인장재 극한하중 (f_{pu})에 대하여	인장재 항복하중 (f_{py})에 대하여	적용
일 시 앵 커		2년 미만	0.65 f_{pu}	0.80 f_{py}	O
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	0.60 f_{pu}	0.75 f_{py}	×
	지진시	2년 이상	0.75 f_{pu}	0.90 f_{py}	×

(3) 허용인장강도 : P_a = Min. (0.65 x f_{pu} x A_p , 0.80 x f_{py} x A_p)

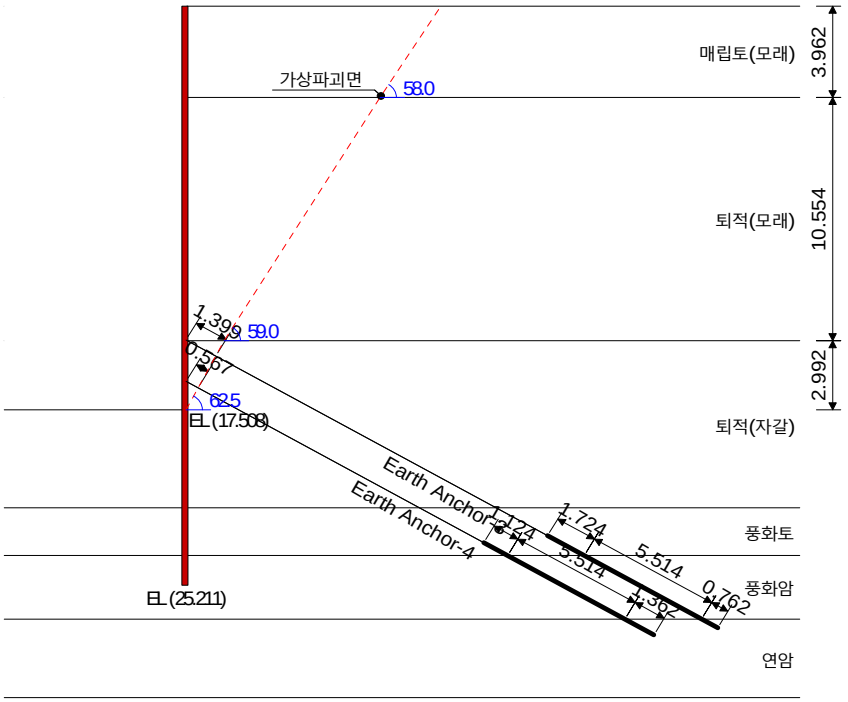
= Min. (0.65 x 1860.0 x 493.55 ,

0.80 x 1570.0 x 493.55)

= Min. (596702.0 , 619898.8) N

= 596.702 kN

나. EARTH ANCHOR 자유장 산정



▶ 적용자유장(L_f) 산정

구분	설치위치 (GL.-m)	필요 자유장 L_{freq} (m)	안전거리 L_u (m)	적용 자유장 L_f (m)	판 정
Earth Anchor-3	14.482	1.399	2.626	17.000	O.K
Earth Anchor-4	16.282	0.567	2.626	14.000	O.K

다. 강선의 초기 긴장력 산정

(1) 소요설계축력 ($T_{req} = R_{max}$ x Anchor 수평간격)

구 분	설치위치 (GL.-m)	최대축력 R_{max} (kN/m,ea)	Anchor 수평간격(m)	설치각 (°)	소요설계축력 T_{req} (kN/ea)
Earth Anchor-3	14.482	302.136	1.200	30	362.563
Earth Anchor-4	16.282	240.245	1.200	30	288.294

(2) 긴장력의 감소량 산정

① 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta Pp = \Delta fps \times A_p \times N = E_p \times \Delta L \times A_p \times N / L$

여기서, ΔPp = 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfps = P.C 강선의 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

L = 자유장 + 0.5 m

ΔL = 정착장치의 P.C 강선의 활동량 (mm)

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	Ep (N/mm^2)	ΔL (mm)	A_p (mm^2)	N (ea)	L (m)	ΔP_p (N)
14.482	200000	3.0	98.71	5	17.5	16921.714
16.282	200000	3.0	98.71	5	14.5	20422.759

② RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta Ppr = \Delta fpr \times A_p \times N = r \times fpt \times A_p \times N$

여기서, ΔPpr = RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfpr = P.C 강선의 RELAXATION에 의한 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

fpt = 손실이 일어난 후의 사용하중 상태에서의 응력 (N/mm^2)

= 0.80 x f_{py}

= 0.80 x 1570.0

= 1256.0 N/mm^2

r = P.C 강선의 겉보기 RELAXATION 값 (%)

설치위치 (GL.-m)	r (%)	f_{pt} (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	ΔP_{pr} (N)
14.482	5.0	1256.0	98.71	5	30994.940
16.282	5.0	1256.0	98.71	5	30994.940

③ 손실을 감안한 초기긴장력(JACKING FORCE)

JFreq = Treq + ΔPp + ΔPpr

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	ΔP_p (kN)	ΔP_{pr} (kN)	JF_{req} (kN)
14.482	362.563	16.922	30.995	410.479
16.282	288.294	20.423	30.995	339.712

④ strand 소요갯수 산정

$n_{req} = JF_{req} / P_a$

설치위치 (GL.-m)	손실을 감안한 초기 긴장력(JF_{req},kN/ea)	허용인장강도 P_a (kN)	N (ea)	N_{req} (ea)	비 고
14.482	410.479	119.340	5	3.440	O.K
16.282	339.712	119.340	5	2.847	O.K

라. EARTH ANCHOR 정착장 산정

▶ 앵커 내력의 안전률 (Fs)

구 분		사용기간	극한 인발력(fug)에 대한 안전률
일 시 앵 커		2년 미만	1.5
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	2.5
	지진시	2년 이상	1.5 ~ 2.0

▶ 지반의 종류에 따른 주변마찰저항 (τ_u)

지 반 의 종 류			주면마찰저항 (kN/m^2)
암 반	경 암		1000 ~ 2500
	연 암		600 ~ 1500
	풍 화 암		400 ~ 1000
자 갈	N값	10	100 ~ 200
		20	170 ~ 250
		30	250 ~ 350
		40	350 ~ 450
		50	450 ~ 700
모 래	N값	10	100 ~ 140
		20	180 ~ 220
		30	230 ~ 270
		40	290 ~ 350
		50	300 ~ 400

▶ 주입재와 인장재의 허용부착응력 (τ_a)

지 반 종 류	장기허용부착응력 (kN/m^2)	단기허용부착응력 (kN/m^2)
토 사	400	700
암 반	700	1000

▶ 마찰저항장(L_{a1})과 부착저항장(L_{a2}) 중 큰 값 적용하며, 진행파괴성을 고려하여 3~10m 범위에서 사용

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정식

$$La1 = \frac{T \times Fs}{\pi \times D \times \tau_u}$$

▶ 부착저항장(L_{a2}) 산정식

$$La2 = \frac{T}{\pi \times N \times D_s \times \tau_a}$$

여기서, T = 설계축력 (kN)
Fs = 안전률
D = 앵커체 지름 (mm)
τ_u = 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (kN/m^2)
N = strand 사용갯수 (ea)
D_s = strand 지름 (mm)
τ_a = 인장재의 허용부착응력 (kN/m^2)

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정

앵커이름	설치위치	T_{req} (kN)	지반이름	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_{a1} (m)	T_1 (kN)
Earth Anchor-3	14.482	362.563	풍화토	1.50	100.000	200.000	1.724	72.215
		290.348	풍화암	1.50	100.000	400.000	3.466	290.348
합계		-	-	-	-	-	5.190	-
Earth Anchor-4	16.282	288.294	풍화토	1.50	100.000	200.000	1.124	47.082
		241.212	풍화암	1.50	100.000	400.000	2.879	241.212
합계		-	-	-	-	-	4.003	-

여기서, T_{req}는 해당 지반에서의 필요 축력,
T_1은 해당 지반이 부담하는 축력이다.

▶ 부착저항장(L_{a2})

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	N (ea)	D_s (mm)	τ_a (kN/m^2)	L_{a2} (m)
14.482	362.563	5.0	12.70	1000.0	1.817
16.282	288.294	5.0	12.70	1000.0	1.445

▶ 적용정착장(L_a) 산정

설치위치 (GL.-m)	마찰저항장(L_{a1})	부착저항장(L_{a2})	적용정착장(L_a)	판 정
14.482	5.190	1.817	8.0	O.K
16.282	4.003	1.445	8.0	O.K

▶ 총 소요장 산정 (L)

설치위치 (GL.-m)	적용자유장 L_f (m)	여유장 L_e (m)	적용정착장 L_a (m)	총 소요장 L (m)
14.482	17.000	1.500	8.000	26.500
16.282	14.000	1.500	8.000	23.500

마. ELONGATION 산정

$Lel = JF_{req} \times L / E_p \times A_p \times N$

여기서, Lel = 신장량 (mm)
JFreq = JACKING FORCE (kN)
L = 자유장 + 0.5 m
Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)
N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	JF_{req} (kN)	L (m)	E_p (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	L_{el} (mm)
14.482	410.479	17.5	200000	98.71	5	72.773
16.282	339.712	14.5	200000	98.71	5	49.902

바. EARTH ANCHOR 제원표

설치위치 (GL.-m)	수평간격 (m)	설치각 (°)	적용자유장 (m)	여유장 (m)	적용정착장 (m)	JF_{req} (kN)
14.482	1.20	30.0	17.000	1.500	8.000	410.479
16.282	1.20	30.0	14.000	1.500	8.000	339.712

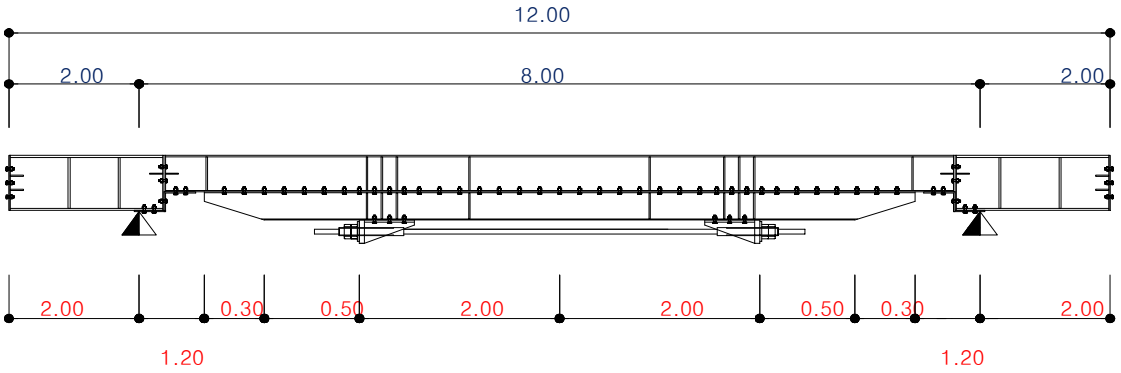
8.1띠장 설계

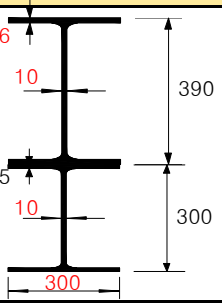
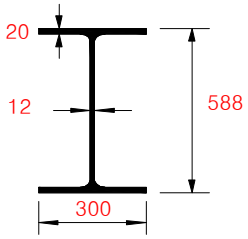
8.1.1 BEAM 설계(4 단)

가. 설계 조건

(1)사용 강재 : SM490 (E=2100000 MPa)

(2)설계 제원



구 분	중 앙 부 (H-390x300x10x16)	단 부 (H-588x300x12x20)
단면형상		
단면적 (cm^2)	256.3	192.5
단면2차모멘트 (cm^4)	135305	118000
단면계수top (cm^3)	3797	4020
단면계수bot (cm^3)	4055	4020
웹단면적 (cm^2)	65.9	65.76

(3) 토압 : 204.13 kN/m / 1 열 = 204.134 kN/m

(4) 프리스트레스에 의한 모멘트 : P·e = 575.429 kN·m

· 초기프리스트레스력 P_0 = 1300.0 kN

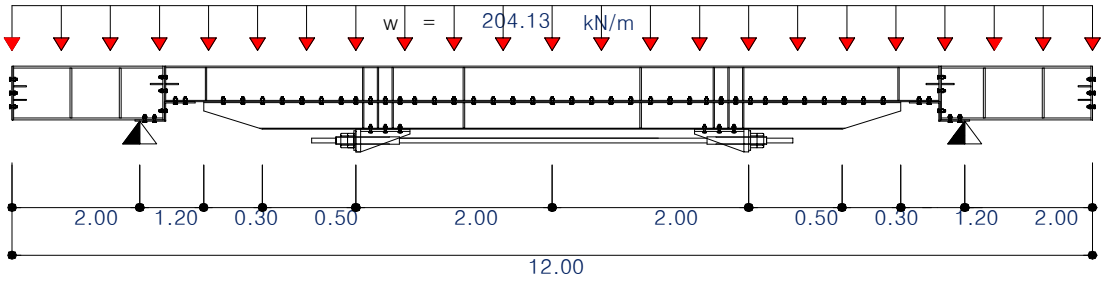
· 유효 프리스트레스력 P = 1254.5 kN

· 편심 e = 459 mm (중앙부 단면 중심부터 긴장재 도심까지의 거리)

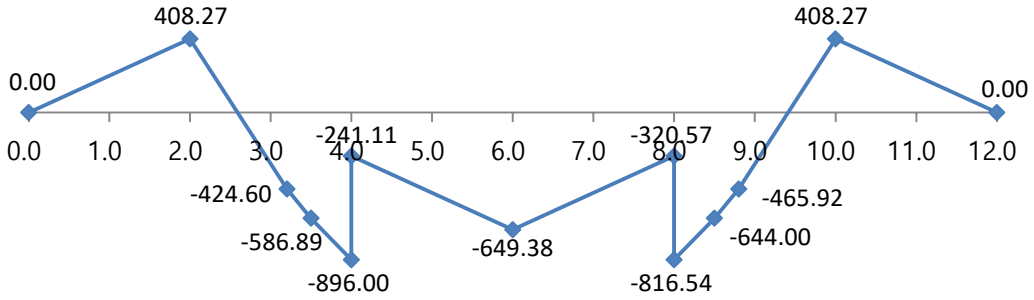
(5) 엄지말뚝 간격 = 1.00 m

나. 단면력 산정

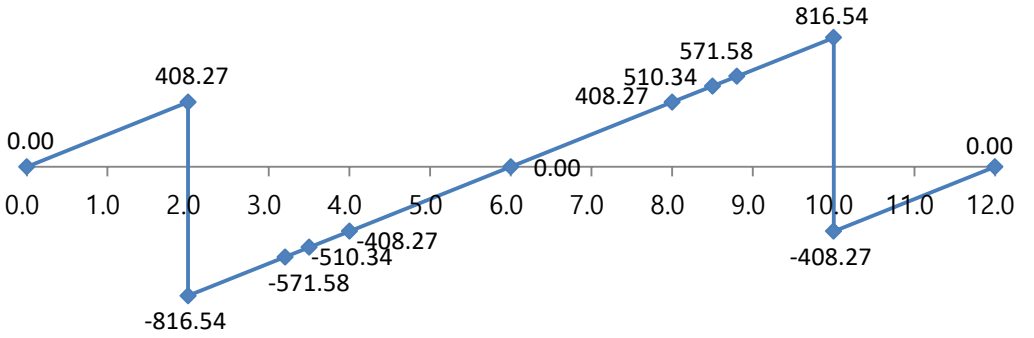
(1) 하중 재하도



(2) 모멘트도



(3) 전단력도



(4) 부재력 집계

구 분	중앙단면 구간	강봉정착 구간	단부단면 구간
모멘트 (kN·m)	649.38	816.54	424.60
전단력 (kN)	408.27	510.34	816.54

다. 응력 검토

※ 가시설구조물의 허용응력 증가계수 ---------- 1.5

(가설 흙막이구조물에서는 일반 시방서에서 규정하고 있는 허용응력에 50% 할증을 적용)

※ 강재의 허용응력 보정계수 ---------- 0.9

(강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용)

※ 압연 강재 및 조립 부재의 허용 휨응력 fba는 사용하는 강재의 항복강도 및 단면의 기하학적형상에 따라 결정되어지며, AISC 설계기준상 압연보에 대한 허용휨응력은 충분히 횡지지된 조밀단면의 경우 $f_{ba}=0.66f_y$를 비조밀단면에 대해서는 $f_{ba}=0.6f_y$를 사용한다.
단 도로교 설계기준(2010)에는 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우에 대해 허용휨압축응력의 한계를 약 $0.6f_y$ 인 190MPa(SM490)로 정하고 있으므로, 본 설계에 있어서는 조밀단면의 경우에도 허용휨압축응력을 **$0.6f_y$**로 적용하였다. (도로교설계기준 2010 3.3.2.1)

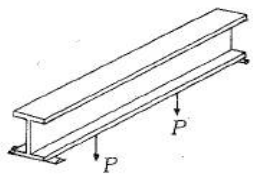
※ 압축플랜지가 충분한 횡지지 되어있지 않고 비횡지지되어 있거나 부분적으로 횡지지 되어 있는 경우에는 비지지길이 L_c에 대한 기준이 추가되어 조밀단면은 플랜지기준과 복부기준 비지지길이기준을 모두 만족시켜야 한다.

압축플랜지의 횡지지 상태



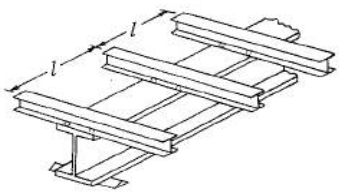
충분한 횡지지 b_f 545

압축플랜지의 횡지지 상태



비횡지지 d 5,265

압축플랜지의 횡지지 상태



부분적인 횡지지

※ 조밀단면 검토 $\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{545}{\sqrt{f_y}}$ $\frac{a}{t_w} \le \frac{5{,}365}{\sqrt{f_y}}$

· 플랜지 검토 $l \le L_c$ · 복부 검토

※ 비지지길이 검토 $L_{C1} = \frac{635 b_f}{\sqrt{f_y}}$ $L_{C2} = \frac{1.4 \times 10^6}{(\frac{d}{A_f}) f_y}$

· or 중 작은값이 L_c 이다.

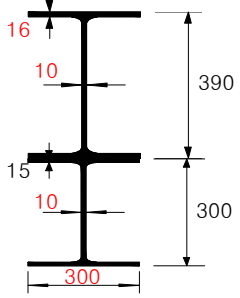
여기서 b_f : 플랜지폭 (cm) L_c: 비지지길이 (cm)
t_f : 플랜지 두께 (cm) A_f: 플랜지 단면적 (cm^2)
f_y: 강재의 항복강도 (kN/cm^2) h : H 형강의 높이 (cm)
d : 보의 깊이 (cm) l : 횡지지점간 길이 (cm)
t_w : 복부 두께 (cm)

(1) 중앙단면 구간

a. 작용하중

· 모멘트 = 649.38 kN·m · 축력 = 1254.50 kN · 전단력 = 408.27 kN

b. 단면상수



· A = 256.30 cm^2 (단면적)
· A_w= 65.90 cm^2 (web 단면적)
· R_x= 23.00 cm (x축 회전반경)
· R_y= 7.38 cm (y축 회전반경)
· Z_{xtop}= 3797 cm (x축 상연 단면계수)
· Z_{xbot}= 4055 cm (x축 하연 단면계수)
· Z_y= 932 cm (y축 단면계수)
· f_y= 3150 kg/cm^2 (SM490 강재)

· 비지지길이 검토

L_{C1} = $635b_f/\sqrt{f_y}$ = 3.39 m
L_{C2} = $(1.4x10^6)/(d/A_f)f_y$ = 3.00 m
l= 1.00 ≤ L_C = Min(L_{C1}, L_{C2}) = 3.00 m ∴ O.K

· 조밀단면 검토

플랜지 : b_f / $2t_f$ = 9.677 ≤ 545 / $\sqrt{f_y}$ = 9.71
----------> **조밀단면**
복부 : d / t_w = 69.00 ≤ 5,365 / $\sqrt{f_y}$ = 95.59
----------> **조밀단면**

c. 허용응력

· 허용압축응력

L_x / R_x = 400 / 23 = 17.39 ---> (16.0 < L/R ≤ 80.1)
f_{cax} = 1.5 x 0.9 x (190 − 1.29 × (L/r − 16.0))
= 254.1 MPa
L_y / R_y = 100 / 7.38 = 13.55 ---> (L/R ≤ 16.0)
f_{cax} = 1.5 x 0.9 x 190.0
= 256.5 MPa
f_{ca} = Min.(f_{cax}, f_{cay}) = Min.(254.1 , 256.5) = 254.1 MPa

· 허용휨압축응력

f_{ba} = 1.5 x 0.9 x $0.6f_y$
= 1.5 x 0.9 x 190.0 = 256.5 MPa

· 허용전단응력

τ_a = 1.5 x 0.9 x 110.0 = 148.5 MPa

d. 응력검토 (구조물 기초 설계기준, 도로교설계기준 2010 3.4.3)

· 압축응력 검토

f_c = P / A = 1254.5 /256.3 x 10 = 48.95 ≤ f_{ca} = 254.1 MPa ∴ O.K

· 휨응력 검토

f_b = M / Z_x = 649.38 / 3.797 = 171.00 MPa

∵ M / Z_x + P / A = 219.95 ≤ f_{ba} = 256.5 MPa ∴ O.K

· 합성응력 검토

f_{ea} = 1.5× 0.9 × 1,200,000 ÷ (L/R)^2 = 5356.125 MPa (Euler의 좌굴응력)

$$\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_b}{f_{ba} \times (1 - (f_c / f_{ea}))} \leq 1.0$$

$$= \frac{48.95}{254.1} + \frac{171.00}{256.5 \times (1 - (48.95 / 5356.13))}$$

= 0.87 < 1.00 ---> O.K

· 전단응력 검토

τ_s = S_{max} / A_w = (408.27 / 65.90) x 10

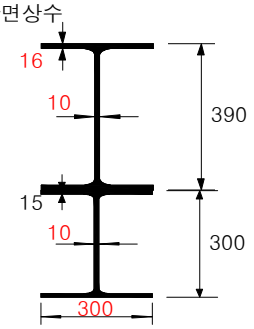
= 61.95 MPa ≤ τ_a = 148.5 MPa ∴ O.K

(2) 강봉정착단면 구간

a. 작용하중

· 모멘트 = 816.54 kN·m · 전단력 = 510.34 kN

b. 단면상수



· A = 256.30 cm^2 (단면적)

· A_w= 65.90 cm^2 (web 단면적)

· R_x= 23.00 cm (x축 회전반경)

· R_y= 7.38 cm (y축 회전반경)

· Z_{xtop}= 3797 cm (x축 상연 단면계수)

· Z_{xbot}= 4055 cm (x축 하연 단면계수)

· Z_y= 932 cm (y축 단면계수)

· fy= 3150 kg/cm^2 (SM490 강재)

· 비지지길이 검토

L_{C1} = $635b_f/\sqrt{f_y}$ = 3.39 m

L_{C2} = $(1.4x10^6)/(d/A_f)f_y$ = 3.00 m

l= 1.00 ≤ Lc = Min(L_{C1}, L_{C2}) = 3.00 m ∴ O.K

· 조밀단면 검토

플랜지 : b_f / $2t_f$ = 9.68 ≤ 545 / $\sqrt{f_y}$ = 9.71

----------> **조밀단면**

복부 : d / t_w = 39.00 ≤ 5,365 / $\sqrt{f_y}$ = 95.59

----------> **조밀단면**

c. 허용응력

· 허용 휨 압축응력

f_{ba1} = 1.5 x 0.9 x $0.6f_y$

= 1.5 x 0.9 x 190.0 = 256.5 MPa

· 허용전단응력

τ_a = 1.5 x 0.9 x 110.0 = 148.5 MPa

d. 응력검토

· 휨응력 검토

f_b = M / Z_x = 816.54 / 3.797

= 215.0 MPa ≤ f_{ba} = 256.5 MPa ∴ O.K

· 전단응력 검토

τ_s = S_{max} / A_w = (510.34 / 65.90) x 10

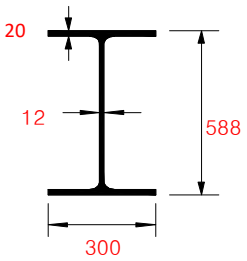
= 77.4 MPa ≤ τ_a = 148.5 MPa ∴ O.K

(3) 단부단면 구간

a. 작용하중

· 모멘트 = 424.60 kN·m · 전단력 = 816.54 kN

b. 단면상수



· A = 192.50 cm^2 (단면적)

· A_w= 65.76 cm^2 (web 단면적)

· R_x= 24.80 cm (x축 회전반경)

· R_y= 6.84 cm (y축 회전반경)

· Z_x= 4020 cm (x축 단면계수)

· Z_y= 601 cm (y축 단면계수)

· fy= 3150 kg/cm^2 (SM490 강재)

· 비지지길이 검토

L_{C1} = $635b_f/\sqrt{f_y}$ = 3.39 m

L_{C2} = $(1.4x10^6)/(d/A_f)f_y$ = 4.54 m

l= 1.00 ≤ Lc = Min(L_{C1}, L_{C2}) = 3.39 m ∴ O.K

· 조밀단면 검토

플랜지 : b_f / $2t_f$ = 7.50 ≤ 545 / $\sqrt{f_y}$ = 9.71

----------> **조밀단면**

복부 : d / t_w = 49.00 ≤ 5,365 / $\sqrt{f_y}$ = 95.59

----------> **조밀단면**

c. 허용응력

· 허용 휨 압축응력

f_{ba} = 1.5 x 0.9 x $0.6f_y$

= 1.5 x 0.9 x 190.0 = 256.5 MPa

· 허용전단응력

τ_a = 1.5 x 0.9 x 110.0 = 148.5 MPa

d. 응력검토

· 휨응력 검토

f_b = M / Z_x = 424.60 / 4.020

= 105.62 MPa ≤ f_{ba} = 256.5 MPa ∴ O.K

· 전단응력 검토

τ_s = S_{max} / A_w = (816.54 / 65.76) x 10

= 124.17 MPa ≤ τ_a = 148.5 MPa ∴ O.K

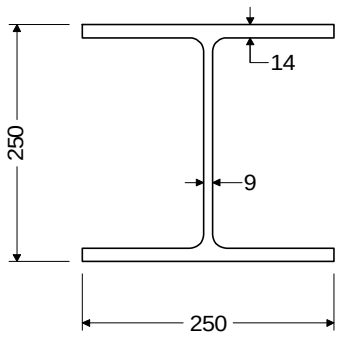
8.2띠장 설계

8.2.1 Earth Anchor-1 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

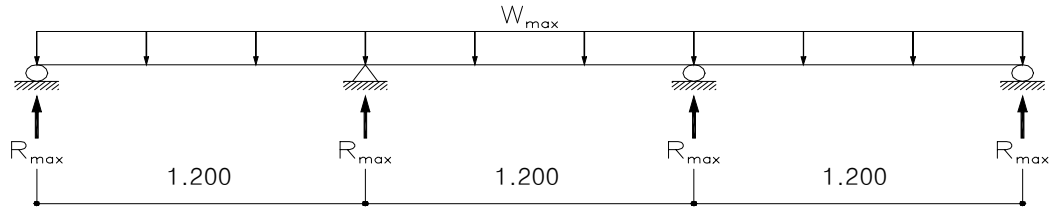
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



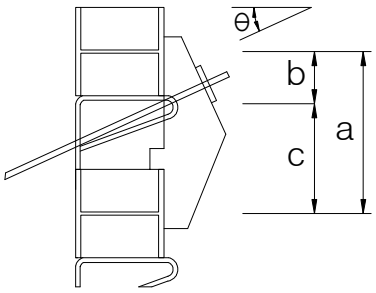
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 282.053 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$P = 282.053 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 174.539$ kN

$R_{max} = 11 \times W_{max} \times L / 10$

$\therefore W_{max} = 10 \times R_{max} / (11 \times L)$
$= 10 \times 174.539 / (11 \times 1.200)$
$= 132.226$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 10$
$= 132.226 \times 1.200^2 / 10$
$= 19.041$ kN·m

$S_{max} = 6 \times W_{max} \times L / 10$
$= 6 \times 132.226 \times 1.200 / 10$
$= 95.203$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 19.041 x 1000000 / 867000.0 = 21.961 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 95.203 x 1000 / 1998 = 47.649 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (21.961 + 21.961) / 21.961

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 250

= 4.800 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x (140 − 2.49 x (4.800 − 4.6))

= 209.253 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 209.253 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80

= 120.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 209.253 MPa > f_b = 21.961 MPa ---> O.K

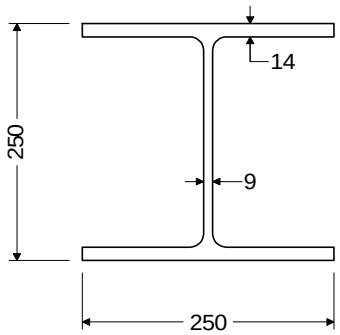
▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 47.649 MPa ---> O.K

8.2.2 Earth Anchor-2 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

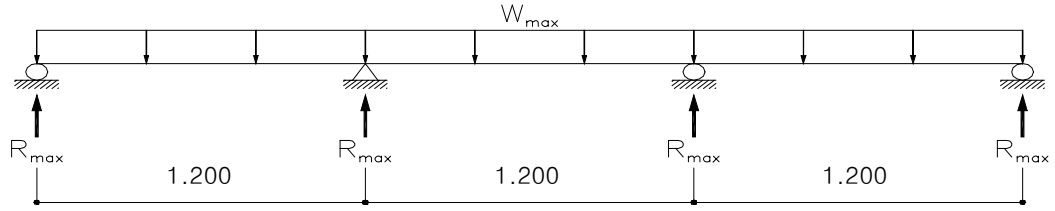
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



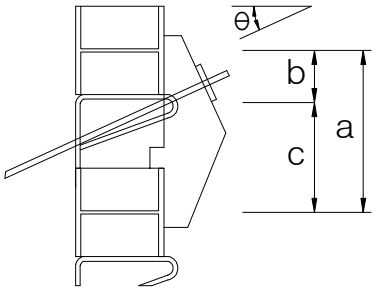
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 267.155 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

P = 267.155 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)
= 165.320 kN

$R_{max} = 11 \times W_{max} \times L / 10$

$\therefore W_{max} = 10 \times R_{max} / (11 \times L)$
= 10 × 165.320 / (11 × 1.200)
= 125.242 kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 10$
= 125.242 × 1.200 ^{2} / 10
= 18.035 kN·m

$S_{max} = 6 \times W_{max} \times L / 10$
= 6 × 125.242 × 1.200 / 10
= 90.174 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x$ = 18.035 x 1000000 / 867000.0 = 20.801 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w$ = 90.174 x 1000 / 1998 = 45.132 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140
= 210.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0
= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (20.801 + 20.801) / 20.801
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 250
= 4.800 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x (140 − 2.49 x (4.800 − 4.6))
= 209.253 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 209.253 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80
= 120.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 209.253 MPa > f_b = 20.801 MPa ---> O.K

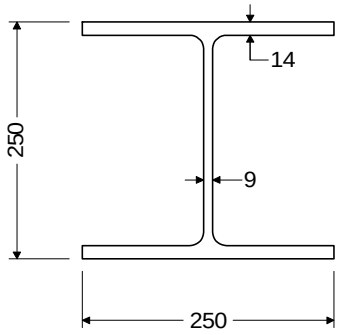
▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 45.132 MPa ---> O.K

8.2.3 Earth Anchor-3 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

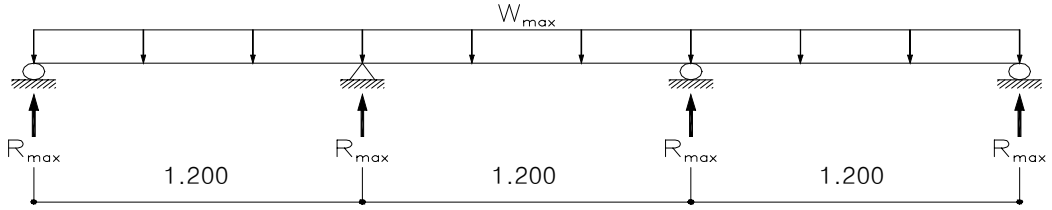
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



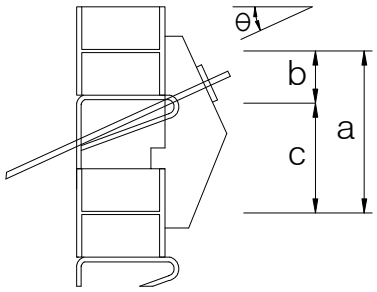
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 410.479 kN ---> 지보재설계의 JFreq

R_{max} = Jf_{used} × cosθ × (c / a)

$$P = 410.479 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$$
$$= 254.011 \text{ kN}$$

$$R_{max} = 11 \times W_{max} \times L / 10$$

$$\therefore W_{max} = 10 \times R_{max} / (11 \times L)$$
$$= 10 \times 254.011 / (11 \times 1.200)$$
$$= 192.432 \text{ kN/m}$$

$$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 10$$
$$= 192.432 \times 1.200^2 / 10$$
$$= 27.710 \text{ kN·m}$$

$$S_{max} = 6 \times W_{max} \times L / 10$$
$$= 6 \times 192.432 \times 1.200 / 10$$
$$= 138.551 \text{ kN}$$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 27.710 \times 1000000 / 867000.0 = 31.961$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 138.551 \times 1000 / 1998 = 69.345$ MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$t = 14.000$ ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

$f_{cal} = 1.50 \times 1 \times 140$
$= 210.000$ MPa

여기서, $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (31.961 + 31.961) / 31.961$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

$L / B = 1200 / 250$
$= 4.800$ ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

$f_{bag} = 1.50 \times 1 \times (140 - 2.49 \times (4.800 - 4.6))$
$= 209.253$ MPa

$f_{ba} = \text{Min.}(f_{bag} , f_{cal})$
$= 209.253$ MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 1.0 \times 80$
$= 120.000$ MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 209.253$ MPa > $f_b = 31.961$ MPa ---> O.K

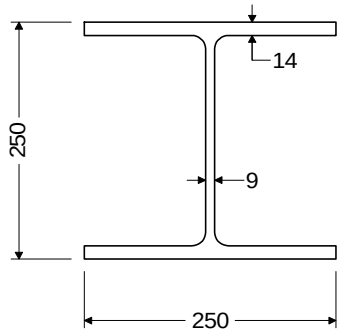
▶ 전단응력 , $\tau_a = 120.000$ MPa > $\tau = 69.345$ MPa ---> O.K

8.2.4 Earth Anchor-4 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

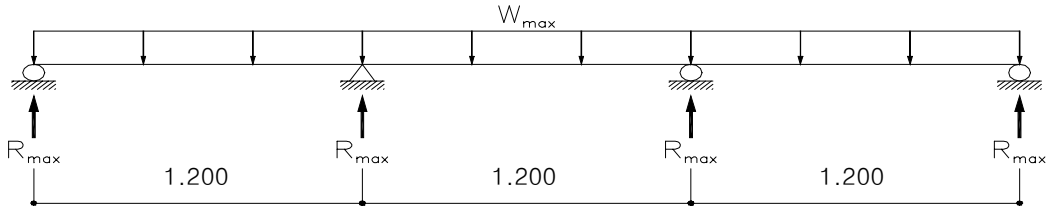
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



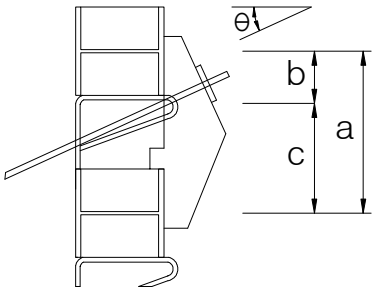
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 339.712 kN ---> 지보재설계의 JFreq

R_{max} = Jf_{used} × cosθ × (c / a)

P = 339.712 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)
= 210.218 kN

R_{max} = 11 × W_{max} × L / 10

∴ W_{max} = 10 × R_{max} / (11 × L)
= 10 × 210.218 / (11 × 1.200)
= 159.256 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 10
= 159.256 × 1.200 ^{2} / 10
= 22.933 kN·m

S_{max} = 6 × W_{max} × L / 10
= 6 × 159.256 × 1.200 / 10
= 114.665 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 22.933 x 1000000 / 867000.0 = 26.451 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 114.665 x 1000 / 1998 = 57.390 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 14.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (26.451 + 26.451) / 26.451

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 250

= 4.800 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x (140 − 2.49 x (4.800 − 4.6))

= 209.253 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 209.253 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80

= 120.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 209.253 MPa > f_b = 26.451 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 57.390 MPa ---> O.K

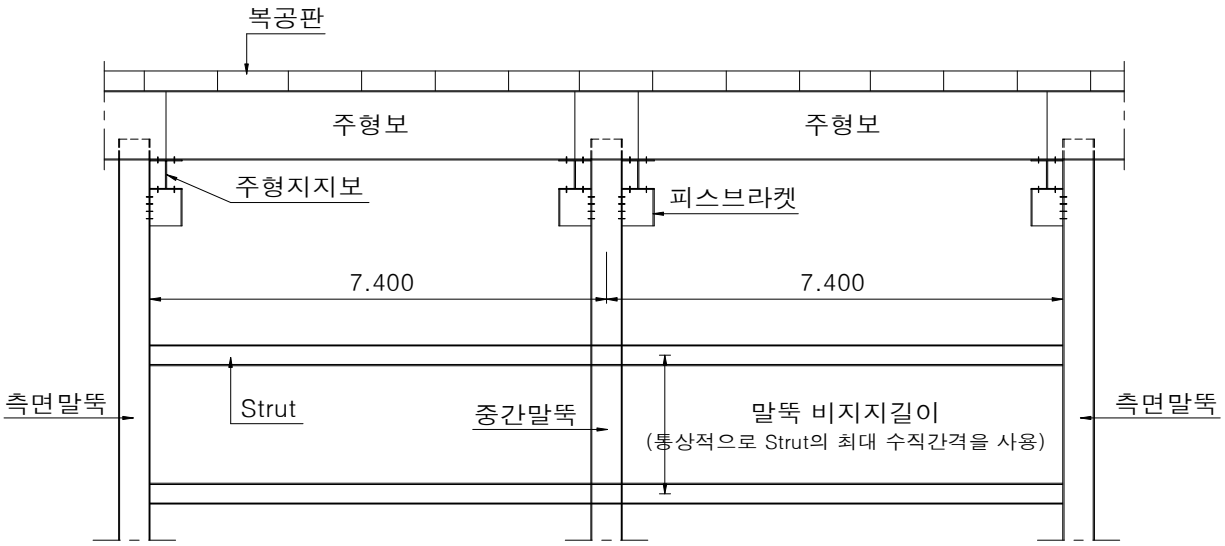
9.중간말뚝 설계

9.1 설계제원

가. 계산지간 : 7.400 + 7.400 = 14.800 m

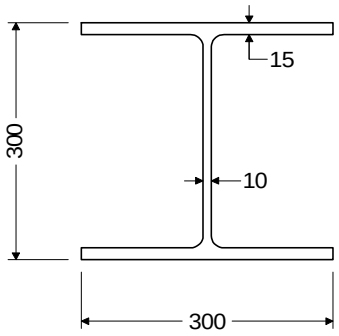
나. PILE 설치간격 : 3.00 m

다. 주형보 간격 : 2.00 m



라. 사용강재 : H 300x300x10/15(SS400)

w (N/m)	922.2
A (mm^2)	11980.0
I_x (mm^4)	204000000.0
Z_x (mm^3)	1360000.0
R_x (mm)	131.0
R_y (mm)	75.1



9.2 단면력 산정

가. 강재자중 및 축하중 산정

(1) 중간말뚝 자중 = 0.000 kN

(2) 주형 지지보 자중 = 0.000 kN

(3) 버팀보 자중 = 0.000 kN

(4) 피스브라켓 자중 = 1.060 kN

(5) ㄷ형강 자중 = 50.000 kN

ΣP_s = 51.060 kN

나. 주형보 고정하중

(1) 좌측 주형보 : S_{d1} = (5.698 x 7.400) / 2 = 21.081 kN

(2) 우측 주형보 : S_{d2} = (5.698 x 7.400) / 2 = 21.081 kN

다. 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 7.400)

= 0.316 > 0.3 이므로

∴ Use, i = 0.300 적용

라. 전륜,후륜하중에 의한 활하중

(1) 후륜하중

① DB- 24 : P_{r1} = 96 x (1 + 0.300) = 124.800 kN

② DB- 18 : P_{r2} = 72 x (1 + 0.300) = 93.600 kN

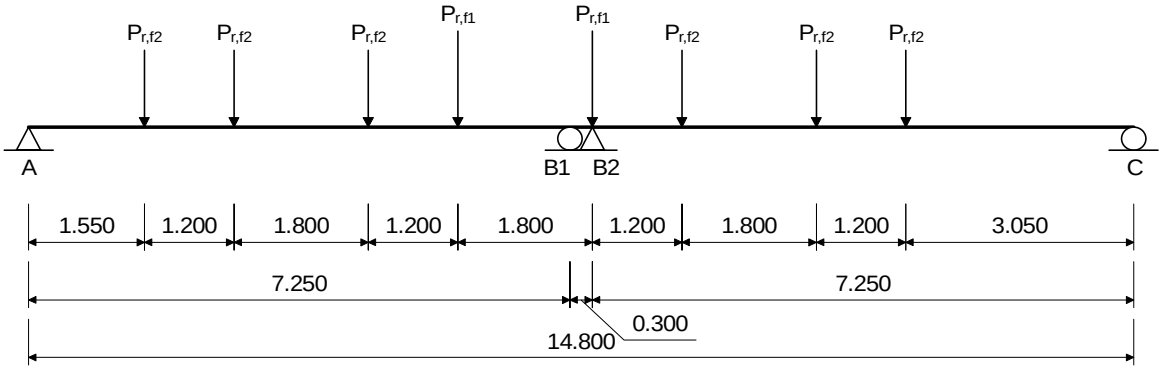
(2) 전륜하중

① DB- 24 : P_{f1} = 24 x (1 + 0.300) = 31.200 kN

② DB- 18 : P_{f2} = 18 x (1 + 0.300) = 23.400 kN

마. 활하중 산정 **(차량진행방향에 직각)**

① **2.0** 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 5.750 + 93.600 x 4.550 + 93.600 x 2.750 + 93.600 x 1.550) / 7.250

= 213.236 kN

R_{B2} = (124.800 x 7.250 + 93.600 x 6.050 + 93.600 x 4.250 + 93.600 x 3.050) / 7.250

= 297.153 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 213.236 x 1.00 = 213.236 kN

P_{r2} = 297.153 x 1.00 = 297.153 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 5.750 + 23.400 x 4.550 + 23.400 x 2.750 + 23.400 x 1.550) / 7.250

= 53.309 kN

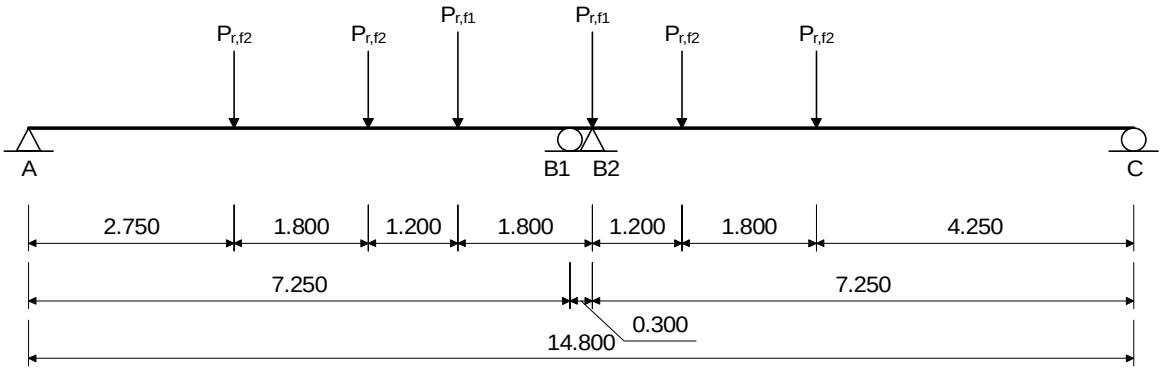
R_{B2} = (31.200 x 7.250 + 23.400 x 6.050 + 23.400 x 4.250 + 23.400 x 3.050) / 7.250

= 74.288 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 53.309 x 1.00 = 53.309 kN

P_{f2} = 74.288 x 1.00 = 74.288 kN

② **1.5** 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 5.750 + 93.600 x 4.550 + 93.600 x 2.750) / 7.250

= 193.225 kN

R_{B2} = (124.800 x 7.250 + 93.600 x 6.050 + 93.600 x 4.250) / 7.250

= 257.777 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 193.225 x 1.00 = 193.225 kN

P_{r2} = 257.777 x 1.00 = 257.777 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 5.750 + 23.400 x 4.550 + 23.400 x 2.750) / 7.250

= 48.306 kN

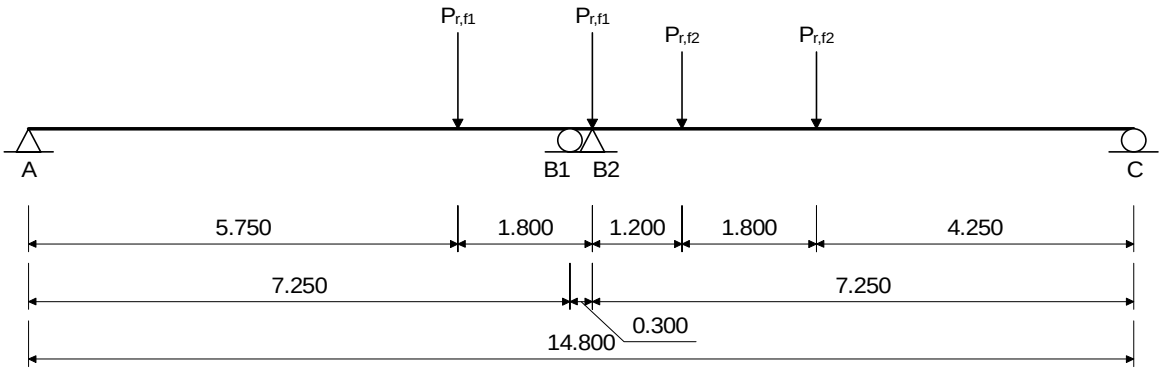
R_{B2} = (31.200 x 7.250 + 23.400 x 6.050 + 23.400 x 4.250) / 7.250

= 64.444 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 48.306 x 1.00 = 48.306 kN

P_{f2} = 64.444 x 1.00 = 64.444 kN

③ 1.0 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 5.750) / 7.250

= 98.979 kN

R_{B2} = (124.800 x 7.250 + 93.600 x 6.050 + 93.600 x 4.250) / 7.250

= 257.777 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 98.979 x 1.00 = 98.979 kN

P_{r2} = 257.777 x 1.00 = 257.777 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 5.750) / 7.250

= 24.745 kN

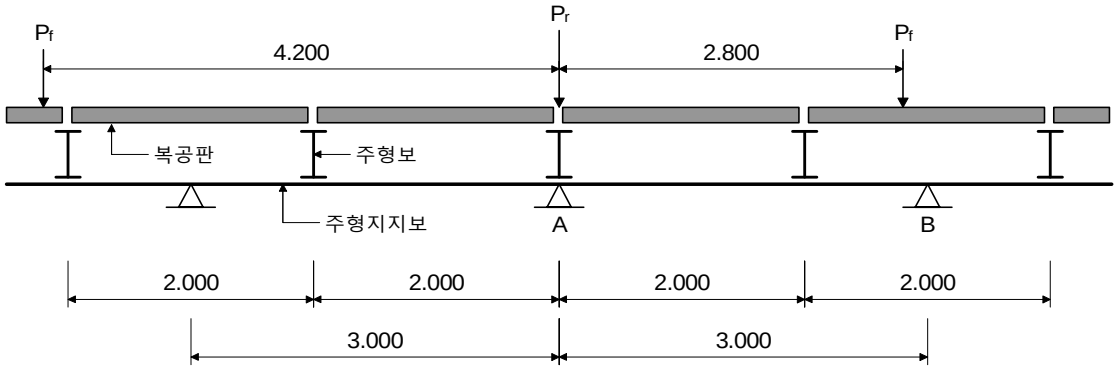
R_{B2} = (31.200 x 7.250 + 23.400 x 6.050 + 23.400 x 4.250) / 7.250

= 64.444 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 24.745 x 1.00 = 24.745 kN

P_{f2} = 64.444 x 1.00 = 64.444 kN

바. 단면력 산정



(1) 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 주형보 반력

R_1 = (213.236 x 3.000 + 53.309 x 0.200) / 3.000

= 216.790 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

$P_1 = R_{A1} = R_1 + S_{d1} \times 3.00 / 2.00$

= 216.790 + 21.081 x 3.00 / 2.00 = 248.411 kN

(2) 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 주형보 반력

R_2 = (297.153 x 3.000 + 74.288 x 0.200) / 3.000

= 302.106 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

$P_2 = R_{A2} = R_2 + S_{d2} \times 3.00 / 2.00$

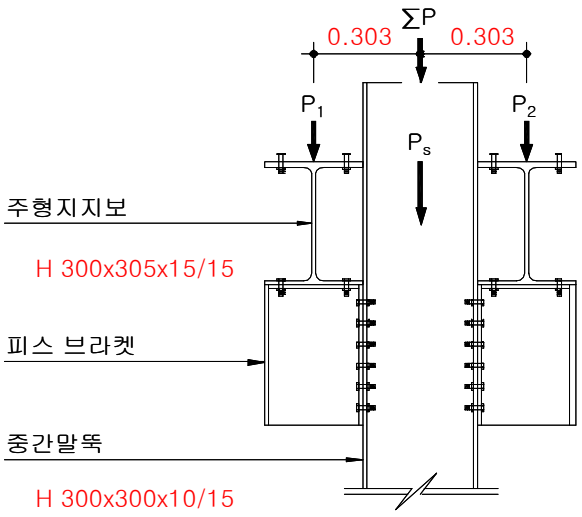
= 302.106 + 21.081 x 3.00 / 2.00 = 333.727 kN

(3) 중간말뚝에 작용하는 총 반력

$\sum P = P_1 + P_2 + P_s$

= 248.411 + 333.727 + 51.060 = 633.198 kN

9.3 작용응력 및 허용응력 검토



가. 작용응력 산정

▶ 압축응력 , f_c = $\sum P$ / A = 633.198 x 1000 / 11980 = 52.855 MPa

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 100.952 x 1000000 / 1360000 = 74.230 MPa

여기서, M_{max} = P_2 x e = 333.727 x 0.303 = 100.952 kN·m

나. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 2.039

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (127.084 − −21.375) / 127.084

= 1.168

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 1.0 x 140.000

= 210.000 MPa

L_x / R_x = 2300 / 131

17.557 ---> Lx/Rx ≤ 18.6 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

f_{cax} = f_{cagx} • f_{cal} / f_{cao}

= 210.000 MPa

L_y / R_y = 2300 / 75.1

30.626 ---> 18.6 < Ly/Ry ≤ 92.8 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 1 x (140 − 0.82 x (30.626 − 18.6))

= 195.208 MPa

f_{cay} = f_{cagy} • f_{cal} / f_{cao}

= 195.208 MPa

∴ f_{ca} = Min.(f_{cax} , f_{cay}) = 195.208 MPa

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2300 / 300

= 7.667 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x (140 − 2.49 x (7.667 − 4.6))

= 198.546 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 198.546 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.0 x 1200000 / (17.557)^2

= 5839.282 MPa

다. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 195.208 MPa > f_c = 52.855 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 198.546 MPa > f_b = 74.230 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{52.855}{195.208} + \frac{74.230}{198.546 \times (1 - (52.855 / 5839.282))}$$

$$= 0.648 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 52.855 + \frac{74.230}{1 - (52.855 / 5839.282)}$$

$$= 127.762 < f_{cal} = 210.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.648 , 0.608)

= 0.648 < 1.0 ---> O.K

9.4 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , P_{max} = 633.20 kN

▶ 안전율 , Fs = 2.0

▶ 극한지지력 , Q_u = 3000.00 kN

▶ 허용지지력 , Q_{ua} = 3000.00 / 2.0

= 1500.000 kN

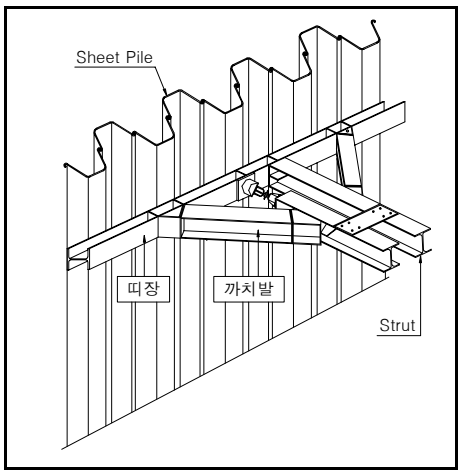
∴ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

10. Sheet Pile 설계

10.1 Sheet Pile (0.00m ~ 25.21m)

가. 설계 제원

Sheet Pile 재질	SY295(SY30)
Sheet Pile Size	U:SP-IV
허용 휨응력(f_{ba}, MPa)	180.0
허용 전단응력(τ_a, MPa)	100.0
총단면적(A, mm^2)	24250.0
복부 단면적(A_w, mm^2)	13180.0
$I_x(mm^4)$	386000000.0
$Z_x(mm^3)$	2270000.0
말뚝의 사용간격(본/m)	-
단면유효율(α)	0.8



나. 단면력 산정

(1) 최대 휨모멘트 (M_{max})

M_{max} = 430.487 kN·m/m ---> Sheet Pile (CS17 : 굴착 16.782 m)

= 단위폭당 최대 휨 모멘트 × 단위폭

= 430.487 (kN·m/m) × 1.00 m = 430.487 kN·m

(2) 최대 전단력 (S_{max})

S_{max} = 253.122 kN/m ---> Sheet Pile (CS17 : 굴착 16.782 m)

= 단위폭당 최대 전단력 × 단위폭

= 253.122 (kN/m) × 1.00 m = 253.122 kN

다. 허용응력 산정

보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

(1) 허용 휨응력(f_{ba}')

f_{ba}' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 180.0) × 1.0 = 270 MPa

(2) 허용 전단응력(τ_a')

τ_a' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 100.0) × 1.0 = 150 MPa

라. 응력 검토

(1) 휨응력(f_b)

$$f_b = \frac{M_{max}}{\alpha \times Z_x} = \frac{430.487 \times 10^6}{0.8 \times 2270000.00} = 237.052 \text{ MPa}$$

f_b < σ_{sa}' = 270 MPa ---> O.K

(2) 전단응력(τ)

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_w} = \frac{253.122 \times 10^3}{13180.00} = 19.205 \text{ MPa}$$

τ < τ_a' = 150 MPa ---> O.K

11. 탄소성 입력 데이터

11.1 해석종류 : 탄소성보법

11.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

11.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 25 m, 굴착폭 = 7.4 m, 최대굴착깊이 = 17.508 m, 전모델높이 = 30 m

11.4 지층조건

번호	이름	깊이 (m)	γt (kN/m³)	γsat (kN/m³)	C (kN/m²)	ϕ ([deg])	N값	지반탄성계수 (kN/m²)	수평지반 반력계수 (kN/m³)
1	매립토(모래)	3.96	18.00	19.00	0.00	26.00	6	-	12000.00
2	퇴적(모래)	14.52	18.00	19.00	0.00	28.00	14	-	20000.00
3	퇴적(자갈)	21.77	20.00	21.00	0.00	35.00	14	-	32000.00
4	풍화토	23.84	20.00	21.00	21.00	29.00	50	-	31000.00
5	풍화암	26.60	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
6	연암	30.00	23.00	24.00	200.00	36.00	50	-	50000.00

11.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	Sheet Pile	Sheet Pile	U:SP-IV	SY295(SY30)	25.211	1

11.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	주형보-1	H 700x300x13/24	SS400	0.7	2	7.4	0	1
2	강관-1	P 406.4x9	SS400	2.182	6	7.4	10	1
3	강관-2	P 406.4x9	SS400	4.482	6	7.4	10	1
4	강관-3	P 406.4x9	SS400	6.782	6	7.4	10	1
5	강관-4	P 406.4x9	SS400	9.082	6	7.4	10	1

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	설치각도 [(deg)]	자유장 (강축길이) (m)	초기작용력 (kN)
1	Earth Anchor-1	Strand12.7x4EA	SWPC7B	10.882	1.2	30	21	200
2	Earth Anchor-2	Strand12.7x4EA	SWPC7B	12.682	1.2	30	21	150
3	Earth Anchor-3	Strand12.7x5EA	SWPC7B	14.482	1.2	30	17	200
4	Earth Anchor-4	Strand12.7x5EA	SWPC7B	16.282	1.2	30	14	200

11.7 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	상재하중	배면(우측)	상시하중

11.8 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 10 kN/m³, 초기 지하수위 = 11.3 m, 수위차 = 17.508 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 및 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	1.20	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	주형보-1		-	-	-	-	X	X
3	2.68	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	강관-1		-	-	-	-	X	X
5	4.98	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	강관-2		-	-	-	-	X	X
7	7.28	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	강관-3		-	-	-	-	X	X
9	9.58	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	강관-4		-	-	-	-	X	X
11	11.38	-	-	-	-	-	-	X	X
12	-	Earth Anchor-1		-	-	-	-	X	X
13	13.18	-	-	-	-	-	-	X	X
14	-	Earth Anchor-2		-	-	-	-	X	X
15	14.98	-	-	-	-	-	-	X	X
16	-	Earth Anchor-3		-	-	-	-	X	X
17	16.78	-	-	-	-	-	-	X	X
18	-	Earth Anchor-4		-	-	-	-	X	X
19	17.51	-	-	-	-	-	-	X	X
20	18.29	-	-	-	-	-	경험토압	X	X

12. 해석 결과
12.1 전산 해석결과 집계

12.1.1 흙막이벽체 부재력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.

시공단계	굴착 깊이	전단력 (kN)				모멘트 (kN·m)			
		Max	깊이	Min	깊이	Max	깊이	Min	깊이
	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)
CS1 : 굴착 1.2 m	1.20	11.13	1.6	-5.21	4.8	1.39	22.9	-15.30	2.8
CS2 : 생성 주형보-1	1.20	11.09	1.6	-5.24	4.8	1.39	22.9	-15.31	2.8
CS3 : 굴착 2.682 m	2.68	16.10	3.3	-20.86	0.7	16.07	2.2	-12.04	5.2
CS4 : 생성 강관-1	2.68	15.34	3.3	-19.96	0.7	14.76	2.3	-11.71	5.2
CS5 : 굴착 4.982 m	4.98	38.04	5.9	-52.63	2.2	51.94	4.2	-24.39	7.9
CS6 : 생성 강관-2	4.98	37.25	5.9	-51.78	2.2	50.62	4.2	-23.95	7.9
CS7 : 굴착 7.282 m	7.28	57.02	8.5	-84.10	4.5	86.69	6.7	-43.96	10.5
CS8 : 생성 강관-3	7.28	56.39	8.5	-83.09	4.5	85.20	6.7	-43.47	10.5
CS9 : 굴착 9.582 m	9.58	72.79	11.1	-126.06	6.8	135.73	9.2	-69.94	13.6
CS10 : 생성 강관-4	9.58	72.09	11.1	-125.09	6.8	134.20	9.2	-69.48	13.6
CS11 : 굴착 11.382 m	11.38	112.32	14.5	-166.60	9.1	194.35	11.6	-125.43	16.3
CS12 : 생성 Earth Anchor-1	11.38	81.64	14.5	-101.22	6.8	101.27	12.1	-86.81	16.0
CS13 : 굴착 13.182 m	13.18	125.79	15.6	-189.09	10.9	264.50	13.2	-158.77	18.2
CS14 : 생성 Earth Anchor-2	13.18	92.02	15.6	-120.64	10.9	154.96	13.6	-110.58	17.9
CS15 : 굴착 14.982 m	14.98	145.66	17.7	-205.38	12.7	351.26	14.7	-217.25	20.5
CS16 : 생성 Earth Anchor-3	14.98	99.35	17.7	-134.67	10.9	178.90	15.3	-138.73	20.1
CS17 : 굴착 16.782 m	16.78	160.51	20.0	-253.12	14.5	430.49	16.9	-215.89	22.9
CS18 : 생성 Earth Anchor-4	16.78	128.60	20.1	-158.55	14.5	276.64	17.3	-183.81	22.6
CS19 : 굴착 17.508 m	17.51	145.61	21.1	-210.99	16.3	381.19	18.1	-137.69	23.4
CS20 : Peck	18.29	82.50	9.1	-118.21	16.3	96.69	17.2	-66.32	10.9
TOTAL		160.51	20.0	-253.12	14.5	430.49	16.9	-217.25	20.5

12.1.2 지보재 반력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.
* 경사 지보재의 반력은 경사를 고려한 값임.
* Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다.
* 흙막이 벽의 변위는 굴착측으로 작용할때 (-) 이다.
* 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다.

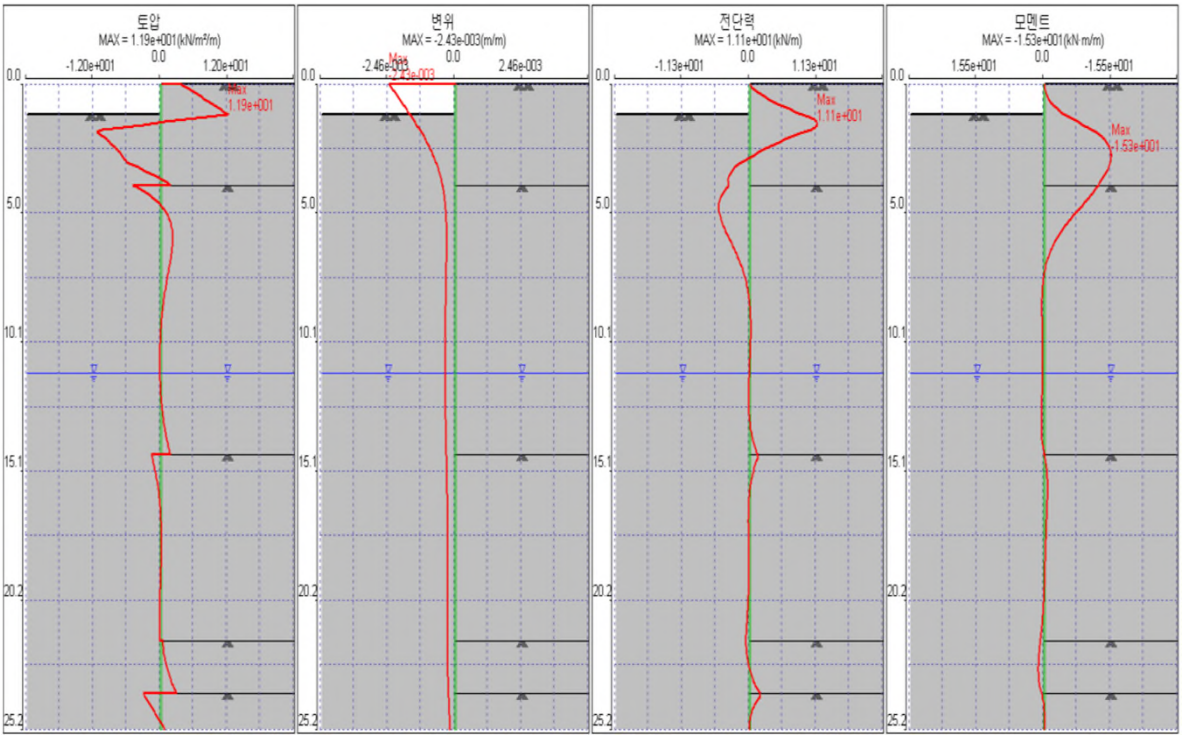
시공단계	굴착 깊이	주형보-1	강관-1	강관-2	강관-3	강관-4
		0.7 (m)	2.182 (m)	4.482 (m)	6.782 (m)	9.082 (m)
CS1 : 굴착 1.2 m	1.20	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 주형보-1	1.20	0.03	-	-	-	-
CS3 : 굴착 2.682 m	2.68	24.65	-	-	-	-
CS4 : 생성 강관-1	2.68	23.75	1.67	-	-	-
CS5 : 굴착 4.982 m	4.98	10.04	65.85	-	-	-
CS6 : 생성 강관-2	4.98	10.33	64.72	1.67	-	-
CS7 : 굴착 7.282 m	7.28	-8.09	69.64	104.39	-	-
CS8 : 생성 강관-3	7.28	-7.87	69.60	103.20	1.67	-
CS9 : 굴착 9.582 m	9.58	-9.70	54.45	94.32	156.13	-
CS10 : 생성 강관-4	9.58	-9.68	54.55	94.35	155.01	1.67

CS11 : 굴착 11.382 m	11.38	-6.40	49.92	71.47	138.53	201.98
CS12 : 생성 Earth Anchor-1	11.38	-8.09	53.00	84.13	141.41	76.10
CS13 : 굴착 13.182 m	13.18	-4.92	50.47	64.39	109.49	206.44
CS14 : 생성 Earth Anchor-2	13.18	-6.73	52.15	75.94	125.75	124.44
CS15 : 굴착 14.982 m	14.98	-3.44	50.60	56.79	83.82	224.55
CS16 : 생성 Earth Anchor-3	14.98	-5.63	51.83	69.78	110.16	151.54
CS17 : 굴착 16.782 m	16.78	-3.44	51.73	58.14	74.54	188.11
CS18 : 생성 Earth Anchor-4	16.78	-4.68	51.95	64.94	93.36	162.00
CS19 : 굴착 17.508 m	17.51	-4.41	52.24	63.86	86.49	156.84
CS20 : Peck	18.29	112.48	96.11	149.59	142.11	136.71
TOTAL		112.48	96.11	149.59	156.13	224.55

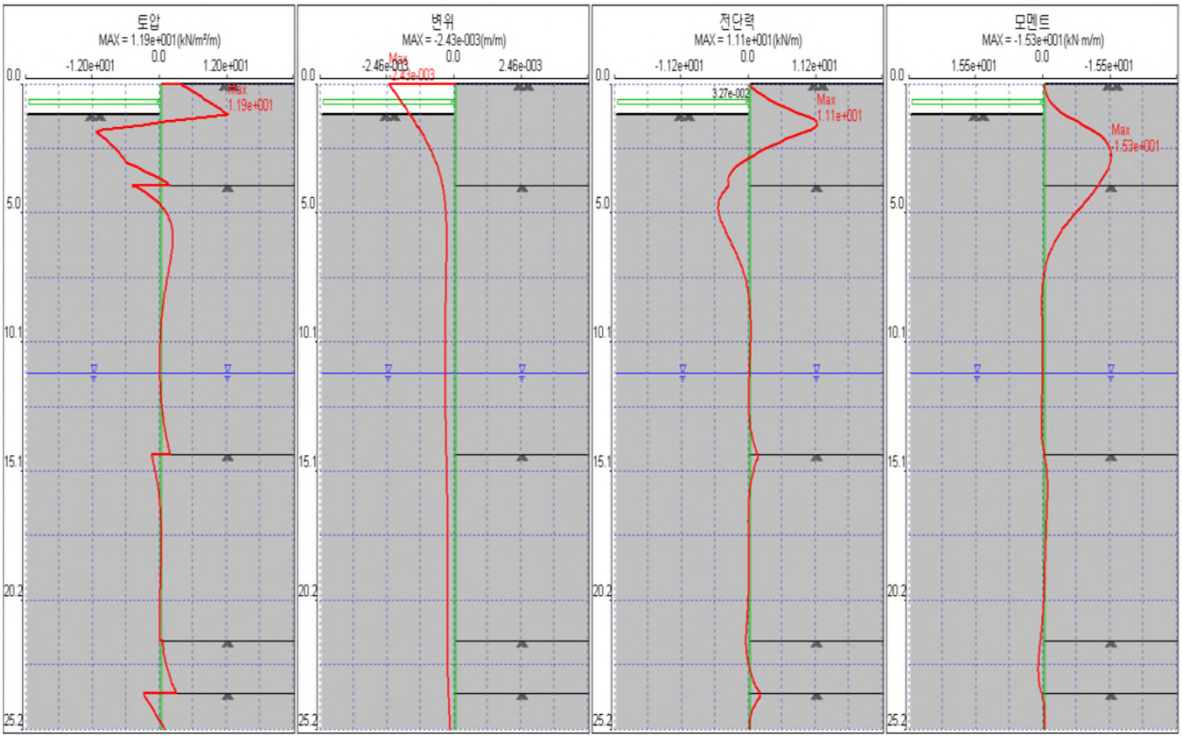
시공단계	굴착 깊이	Earth Anchor-1	Earth Anchor-2	Earth Anchor-3	Earth Anchor-4	
		10.882 (m)	12.682 (m)	14.482 (m)	16.282 (m)	
CS1 : 굴착 1.2 m	1.20	-	-	-	-	
CS2 : 생성 주형보-1	1.20	-	-	-	-	
CS3 : 굴착 2.682 m	2.68	-	-	-	-	
CS4 : 생성 강관-1	2.68	-	-	-	-	
CS5 : 굴착 4.982 m	4.98	-	-	-	-	
CS6 : 생성 강관-2	4.98	-	-	-	-	
CS7 : 굴착 7.282 m	7.28	-	-	-	-	
CS8 : 생성 강관-3	7.28	-	-	-	-	
CS9 : 굴착 9.582 m	9.58	-	-	-	-	
CS10 : 생성 강관-4	9.58	-	-	-	-	
CS11 : 굴착 11.382 m	11.38	-	-	-	-	
CS12 : 생성 Earth Anchor-1	11.38	166.67	-	-	-	
CS13 : 굴착 13.182 m	13.18	193.75	-	-	-	
CS14 : 생성 Earth Anchor-2	13.18	178.10	125.01	-	-	
CS15 : 굴착 14.982 m	14.98	205.20	183.58	-	-	
CS16 : 생성 Earth Anchor-3	14.98	186.97	146.14	166.69	-	
CS17 : 굴착 16.782 m	16.78	204.22	192.78	302.14	-	
CS18 : 생성 Earth Anchor-4	16.78	194.29	167.70	233.80	166.72	
CS19 : 굴착 17.508 m	17.51	196.16	175.91	265.73	240.25	
CS20 : Peck	18.29	176.75	142.37	204.50	218.77	
TOTAL		205.20	192.78	302.14	240.25	

12.2 시공단계별 단면력도

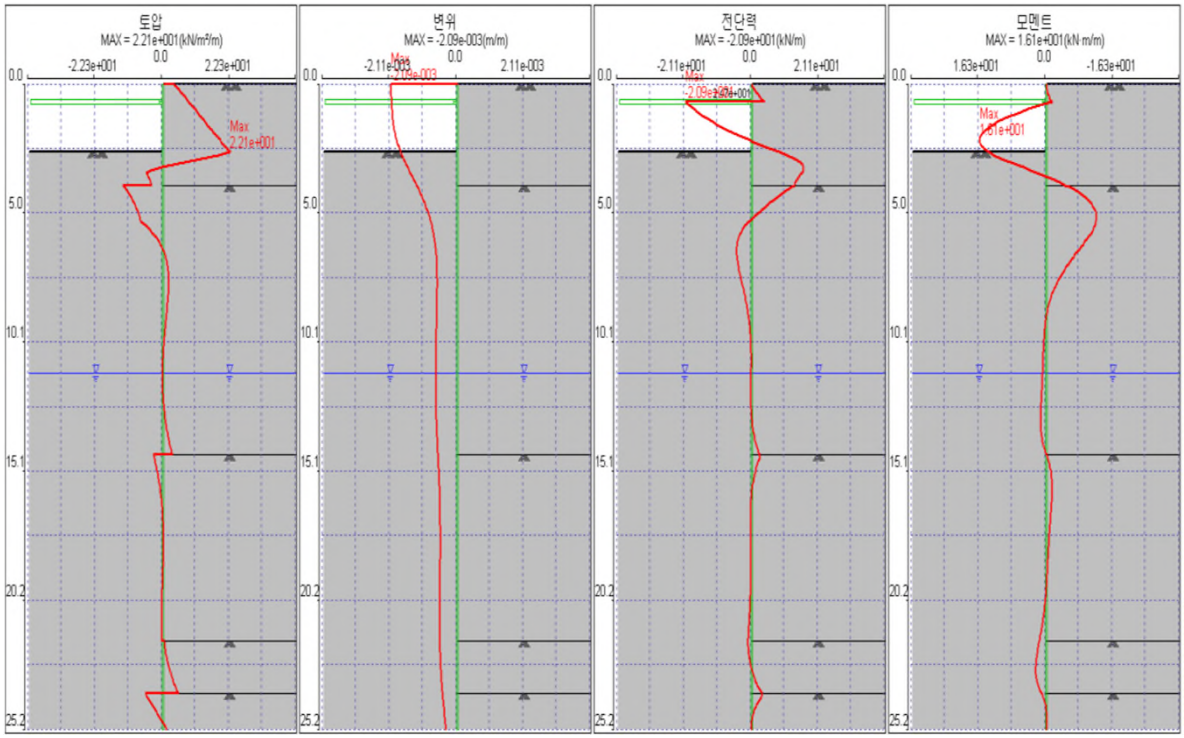
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 1.2 m]



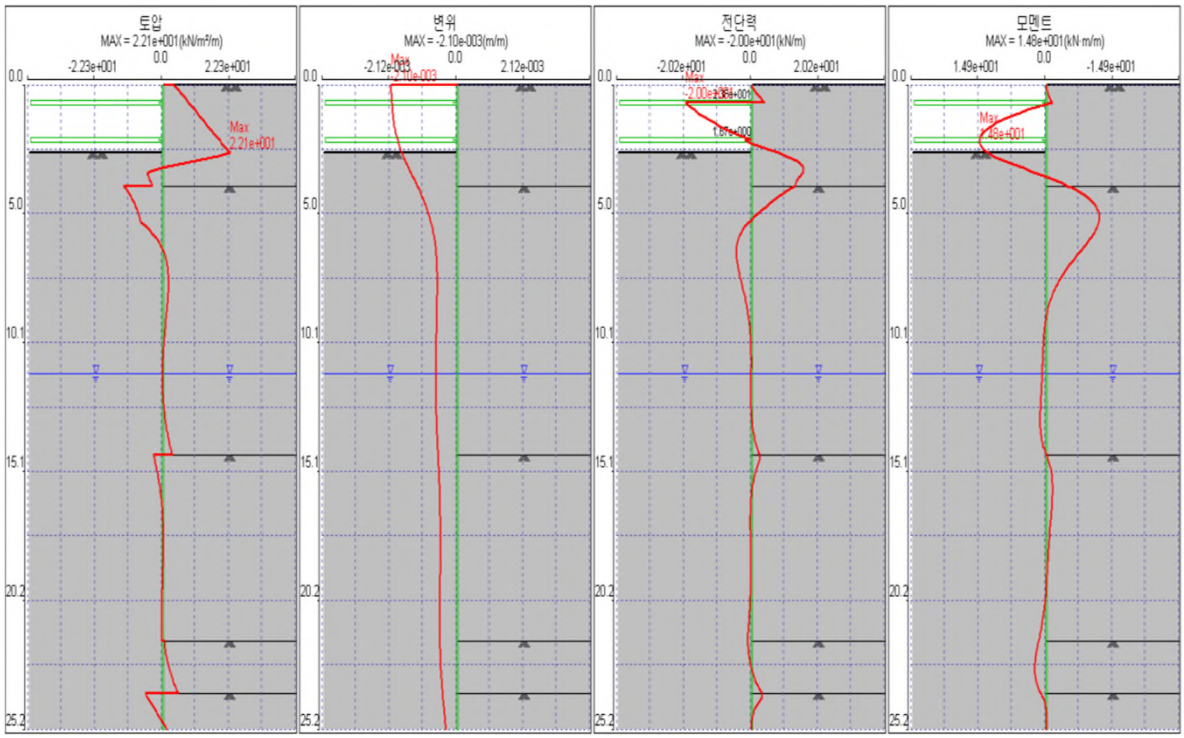
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 주형보-1]



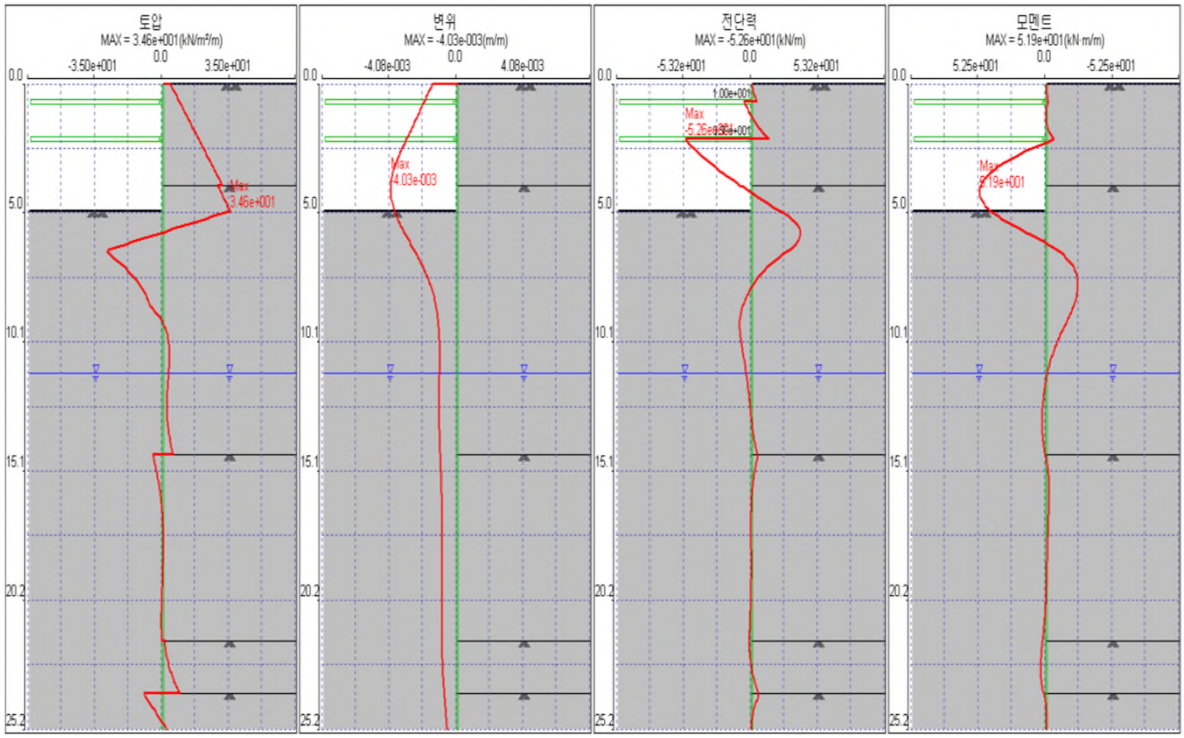
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 2.682 m]



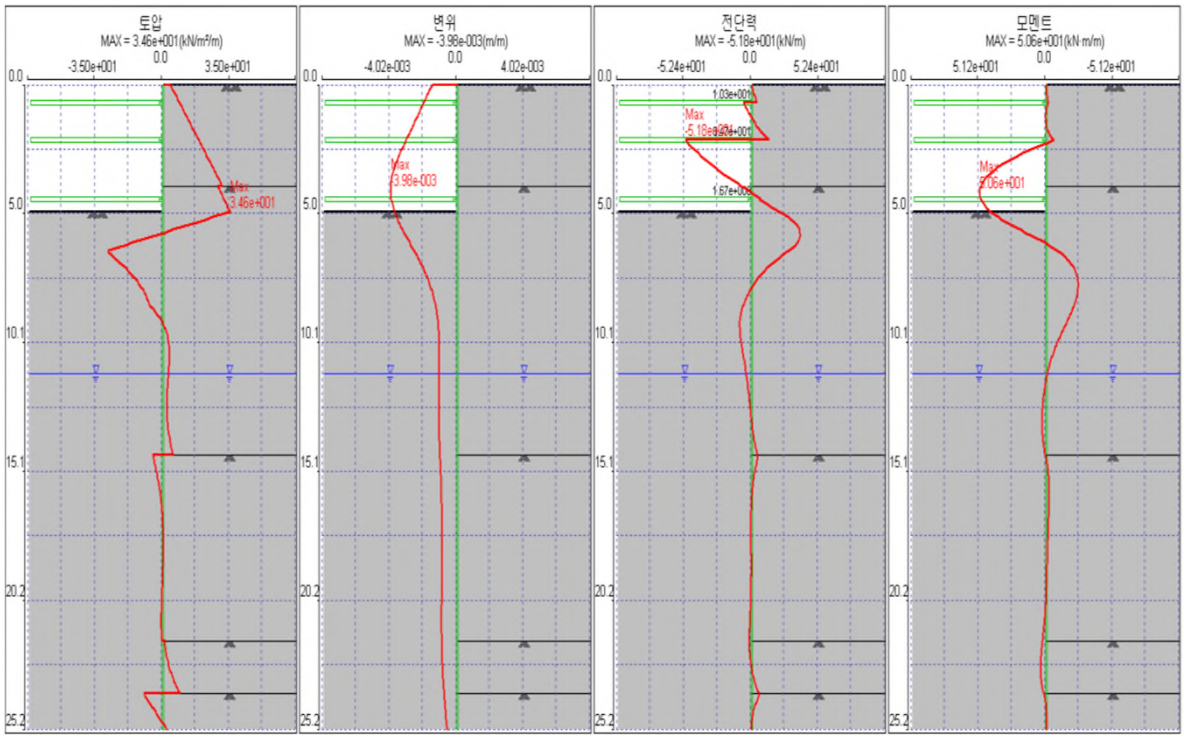
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 강관-1]



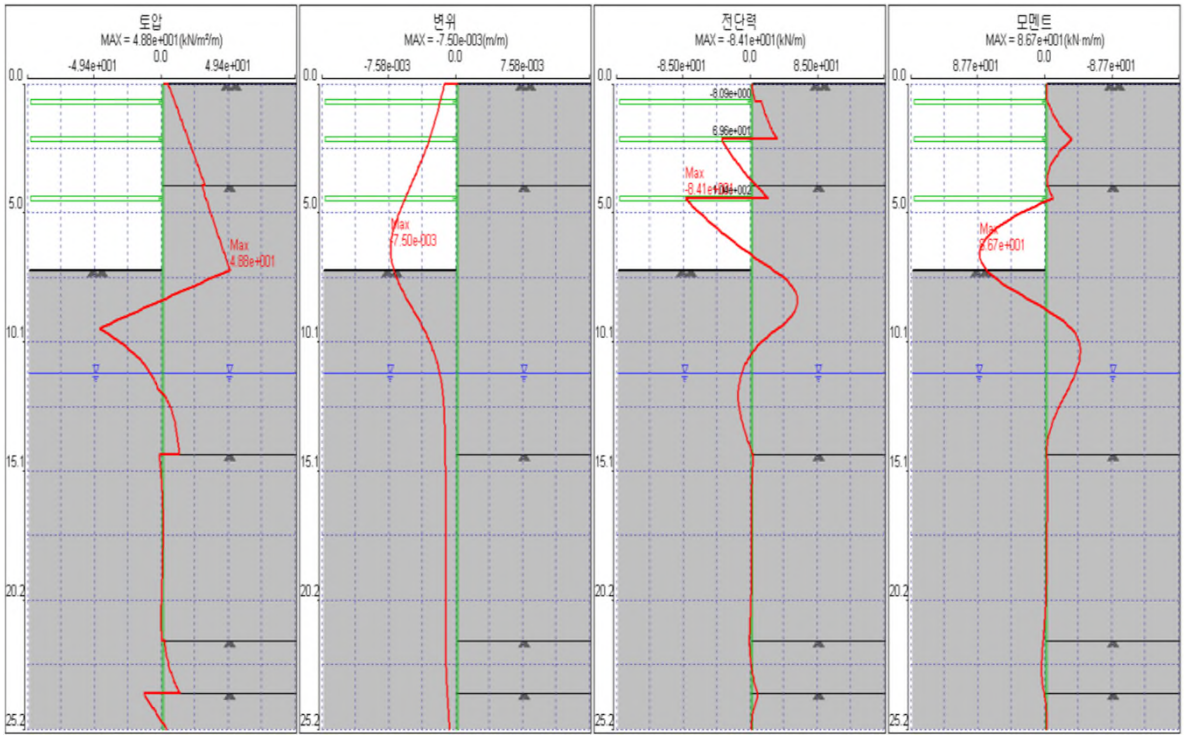
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 4.982 m]



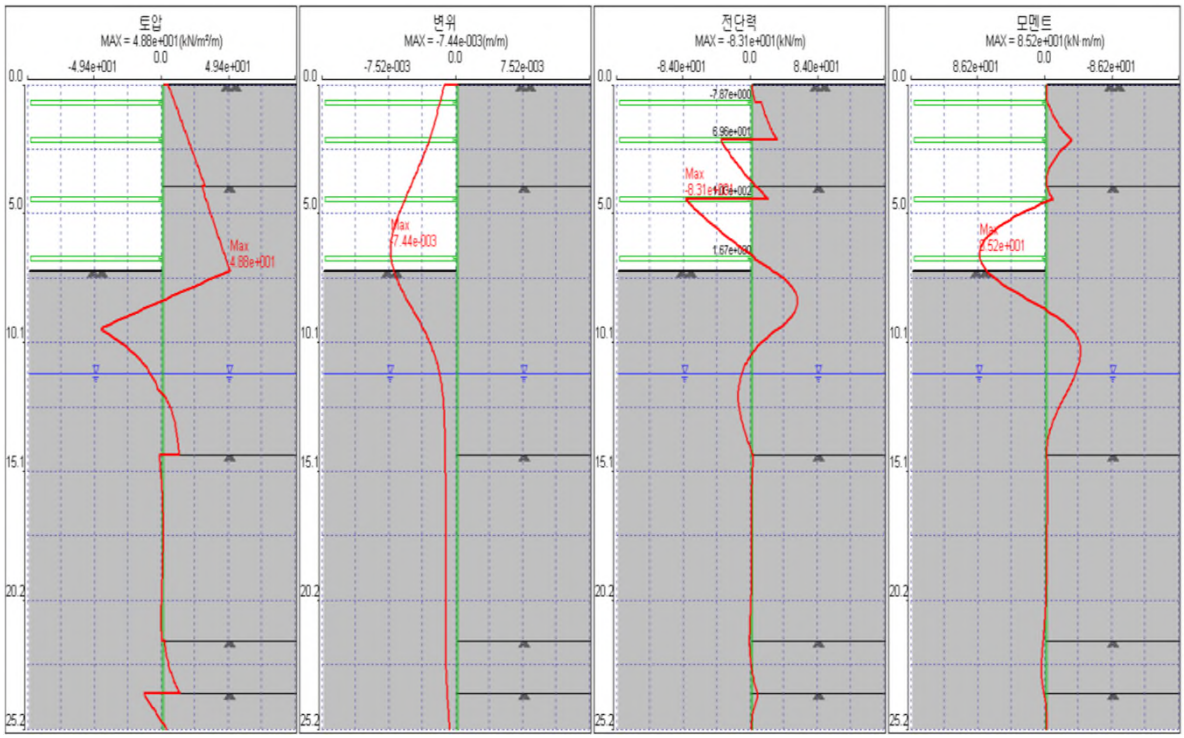
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 강관-2]



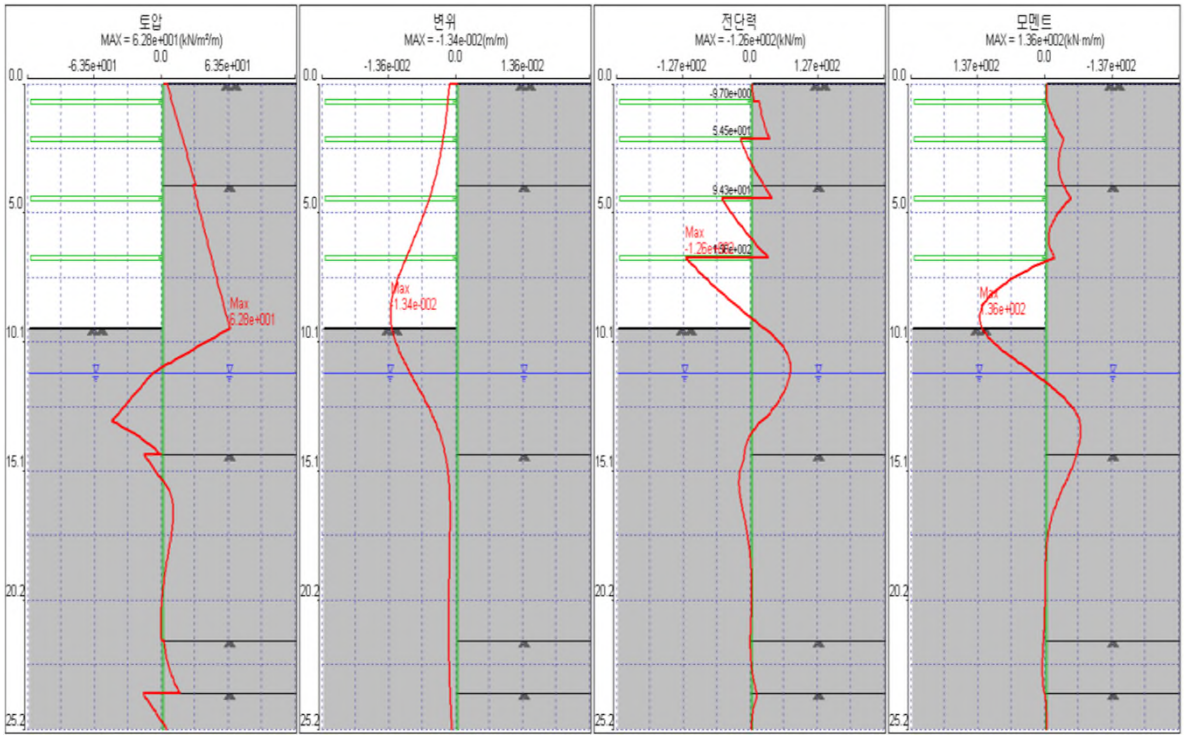
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 7.282 m]



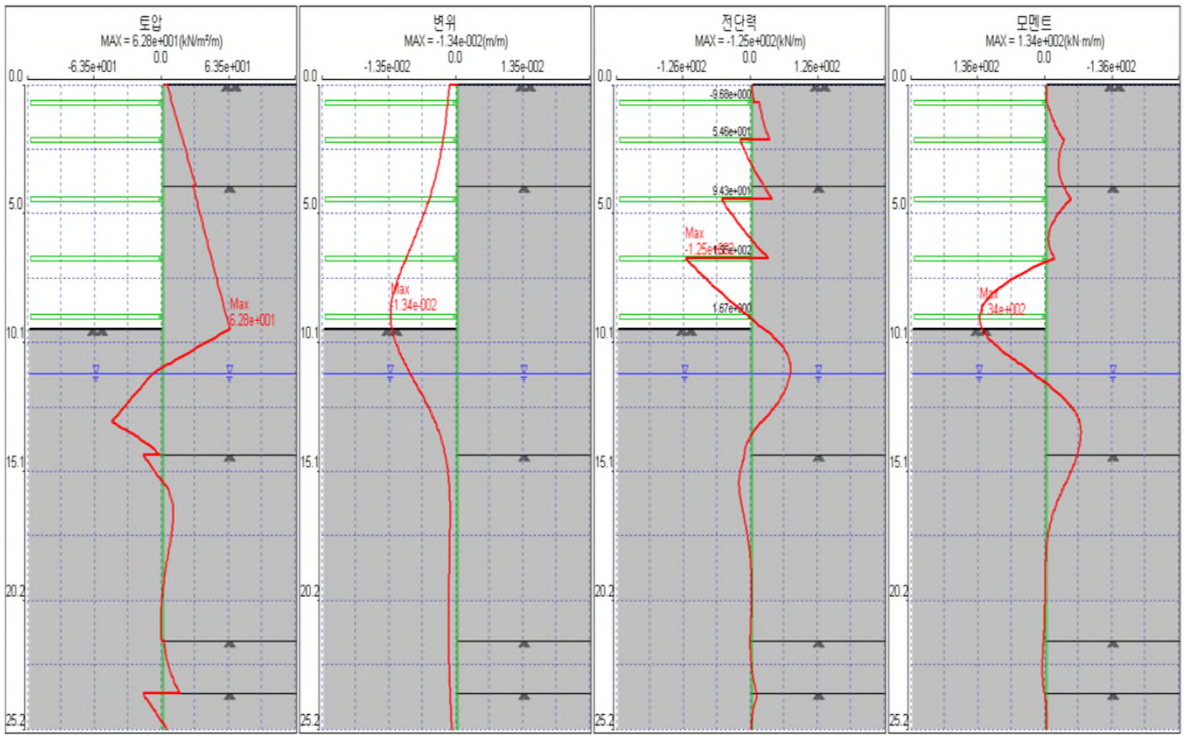
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 강관-3]



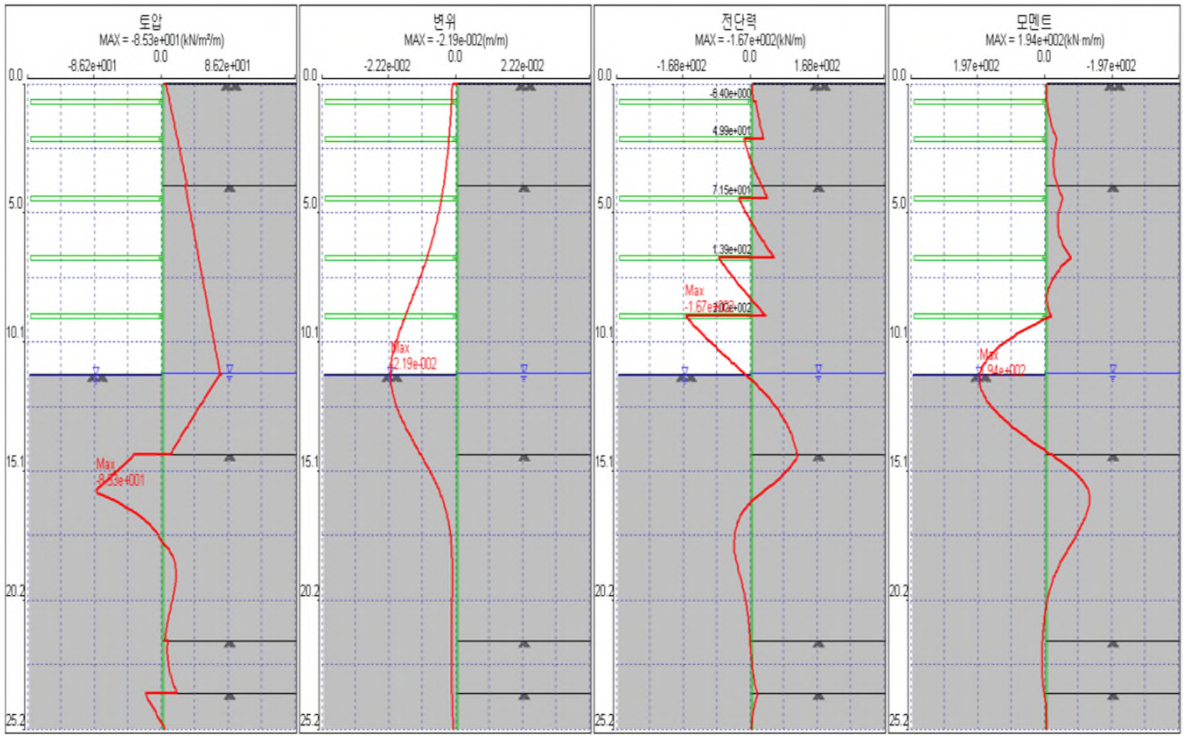
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 9.582 m]



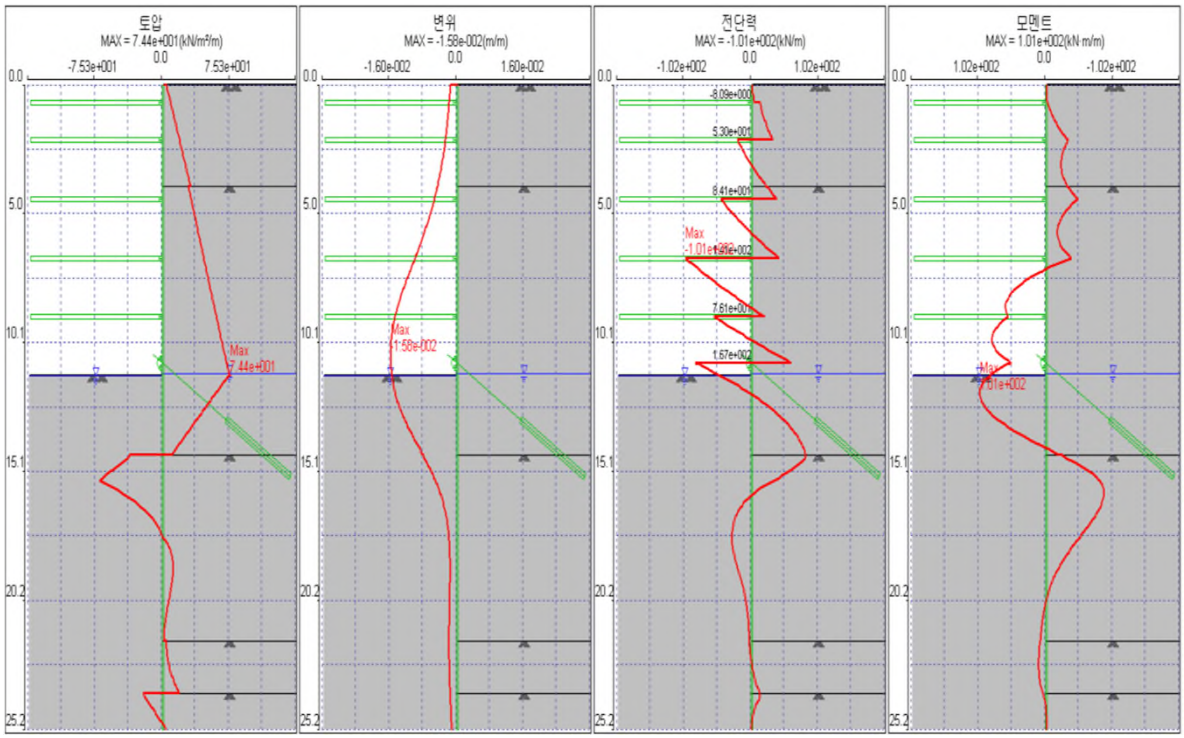
10) 시공 10 단계 [CS10 : 생성 강관-4]



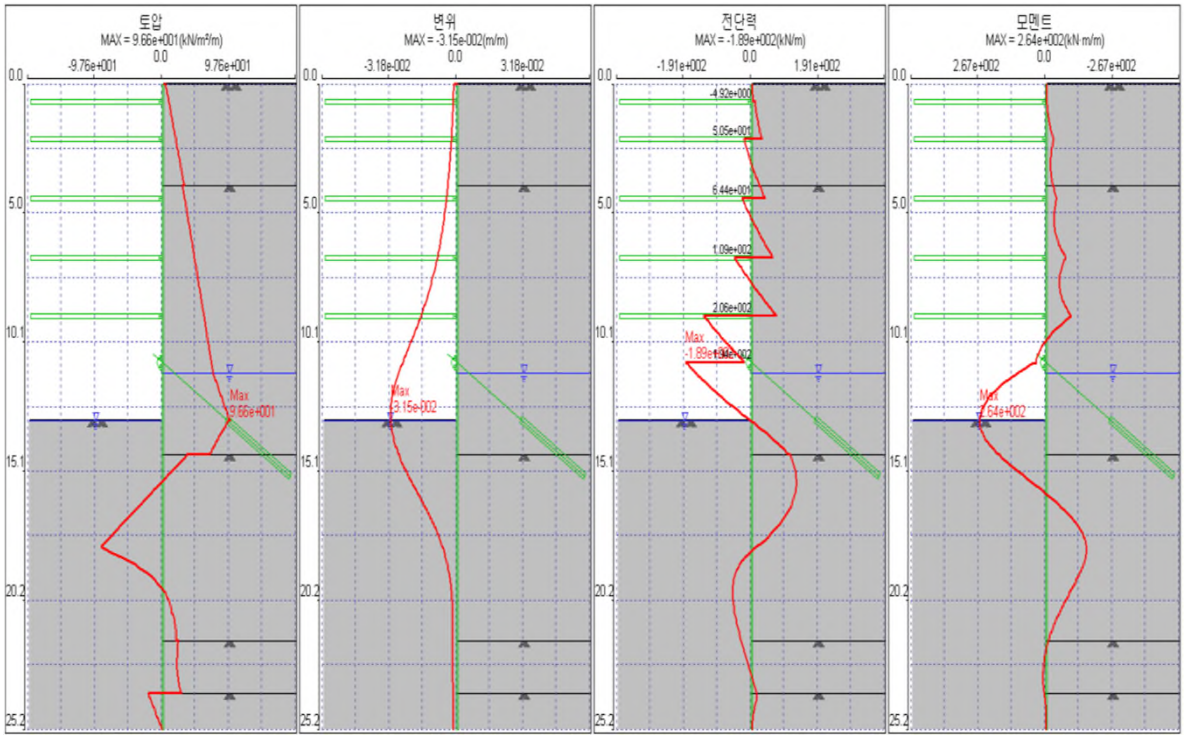
11) 시공 11 단계 [CS11 : 굴착 11.382 m]



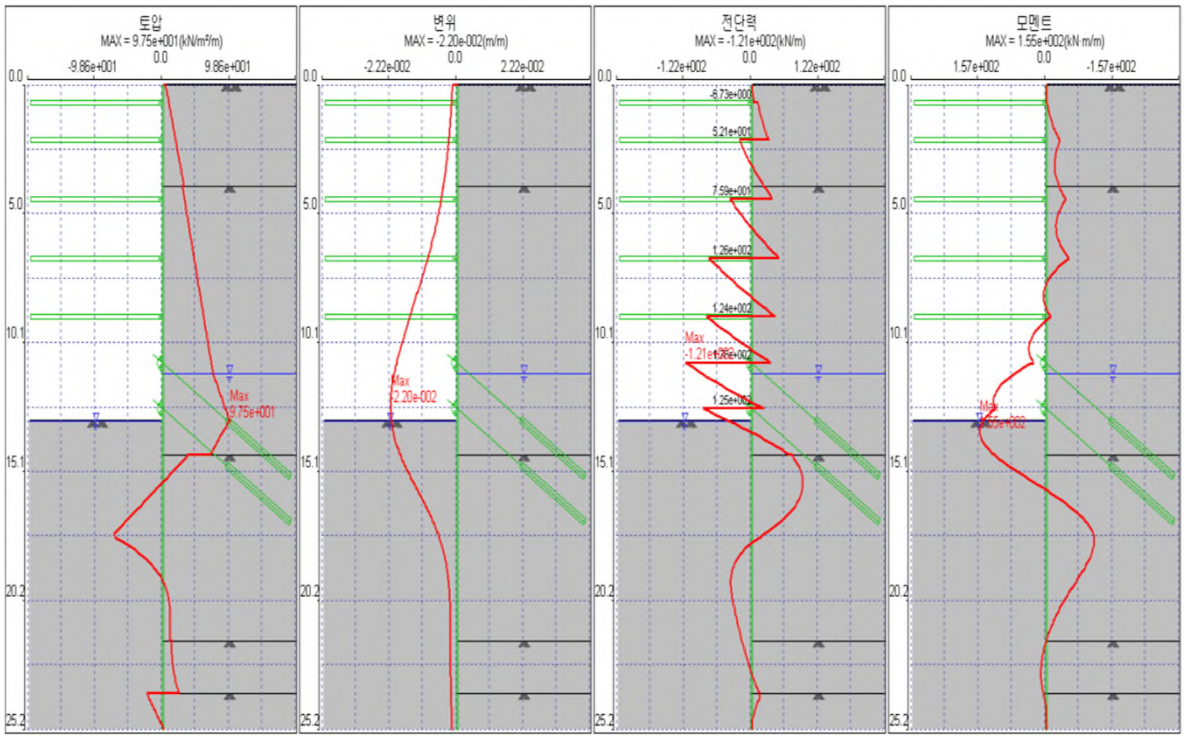
12) 시공 12 단계 [CS12 : 생성 Earth Anchor-1]



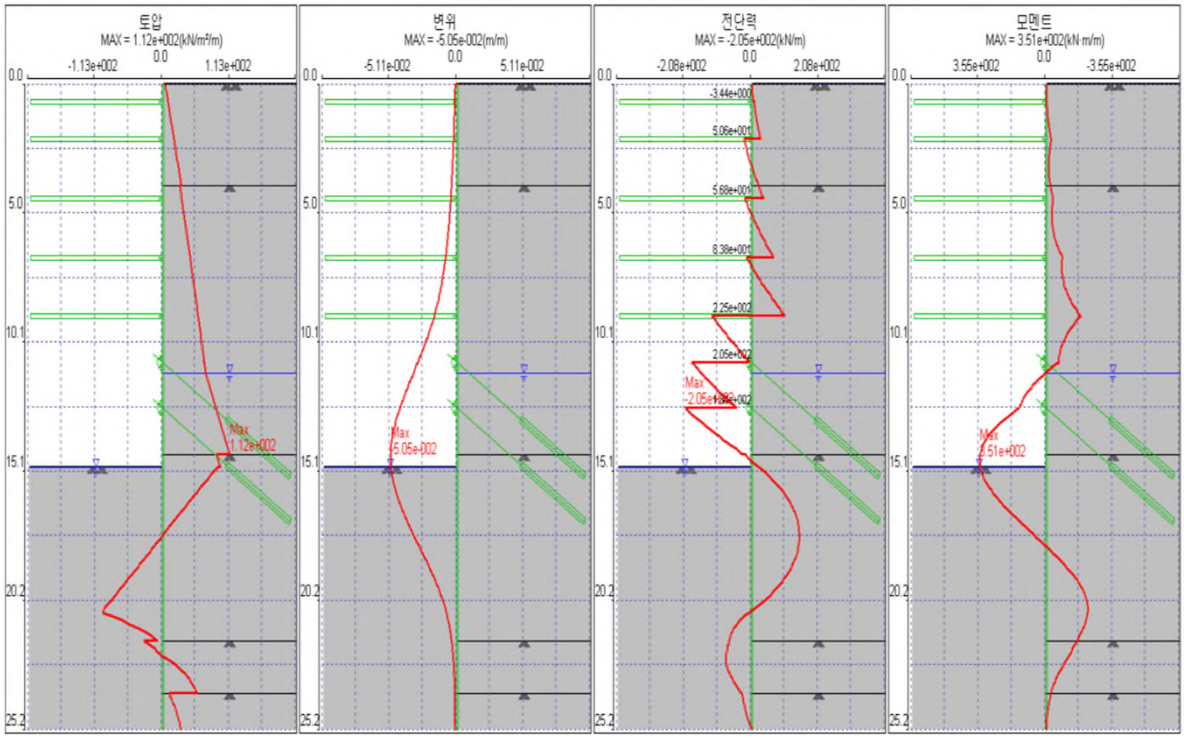
13) 시공 13 단계 [CS13 : 굴착 13.182 m]



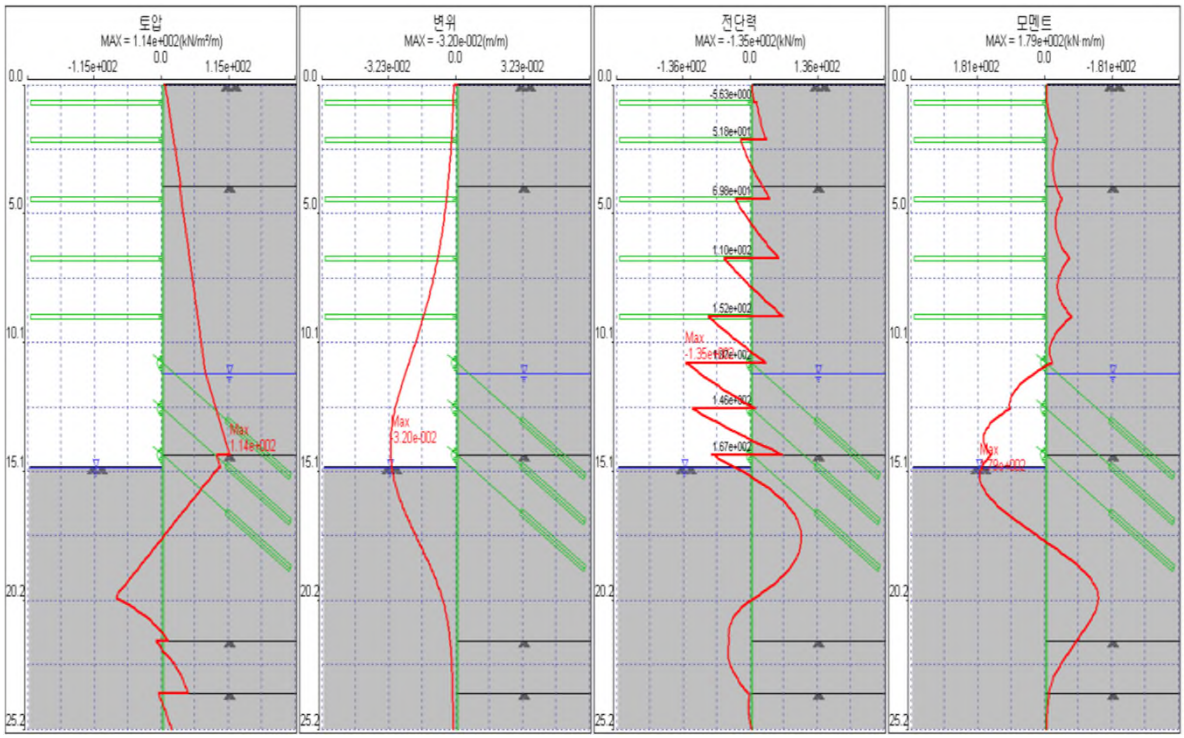
14) 시공 14 단계 [CS14 : 생성 Earth Anchor-2]



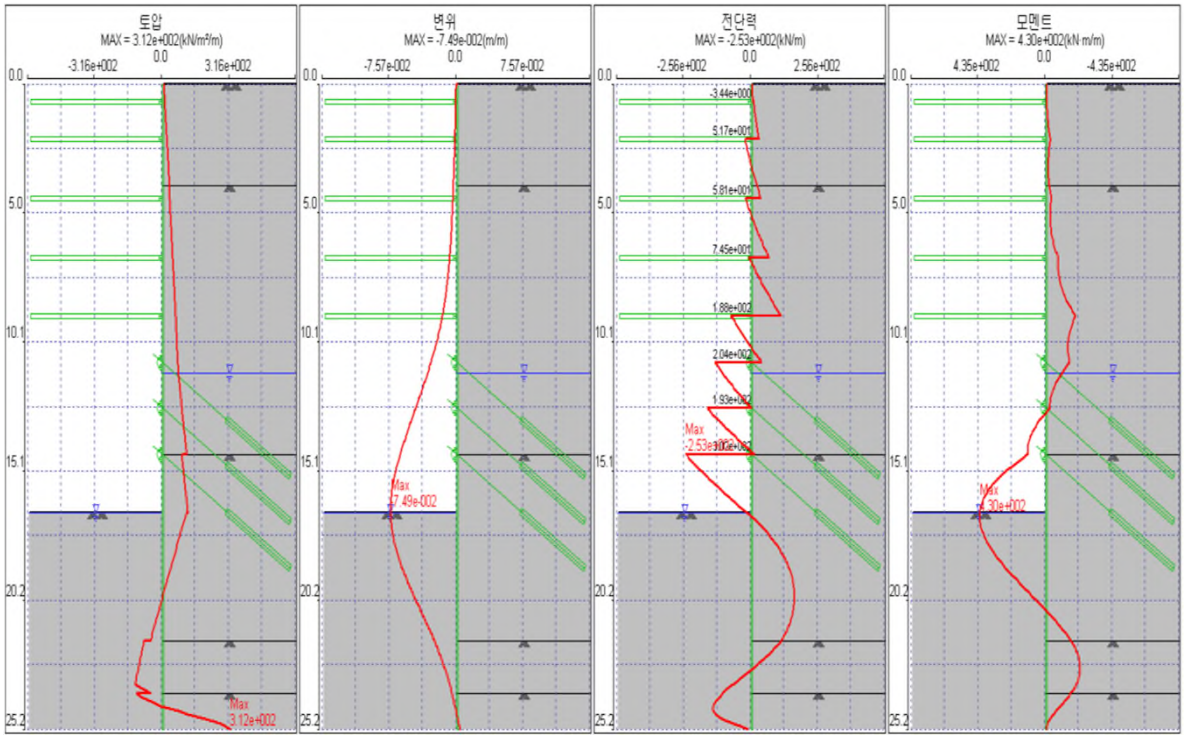
15) 시공 15 단계 [CS15 : 굴착 14.982 m]



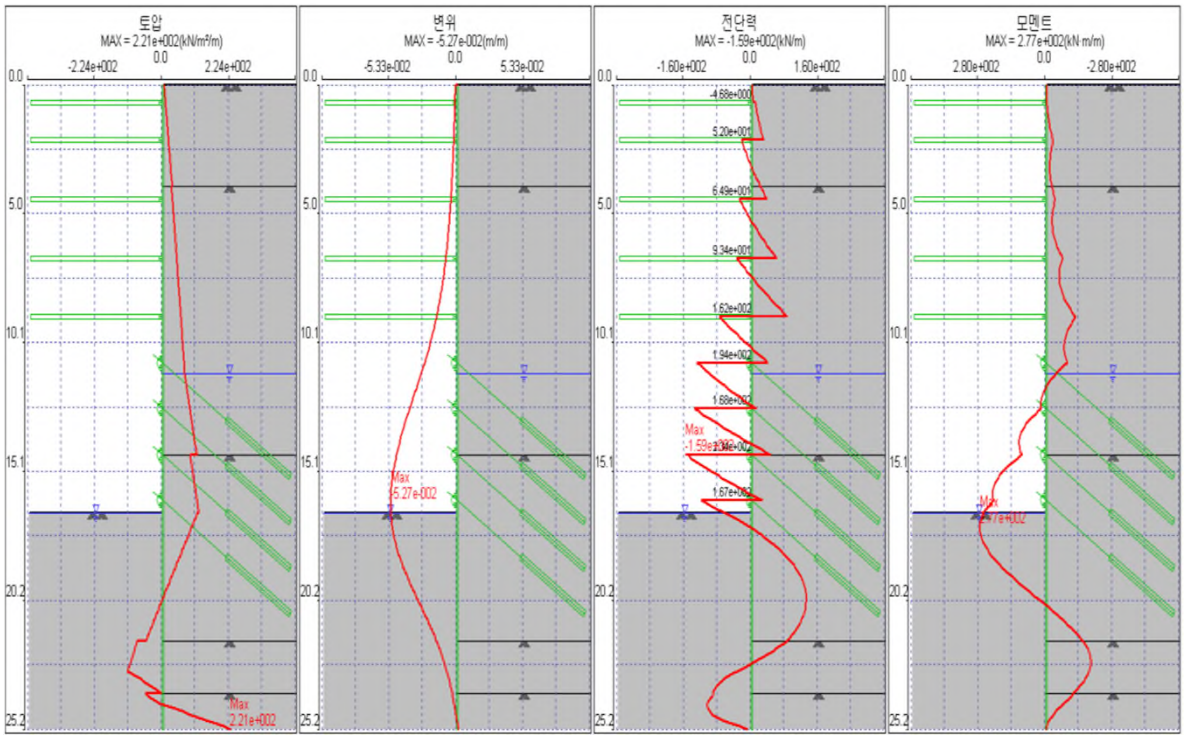
16) 시공 16 단계 [CS16 : 생성 Earth Anchor-3]



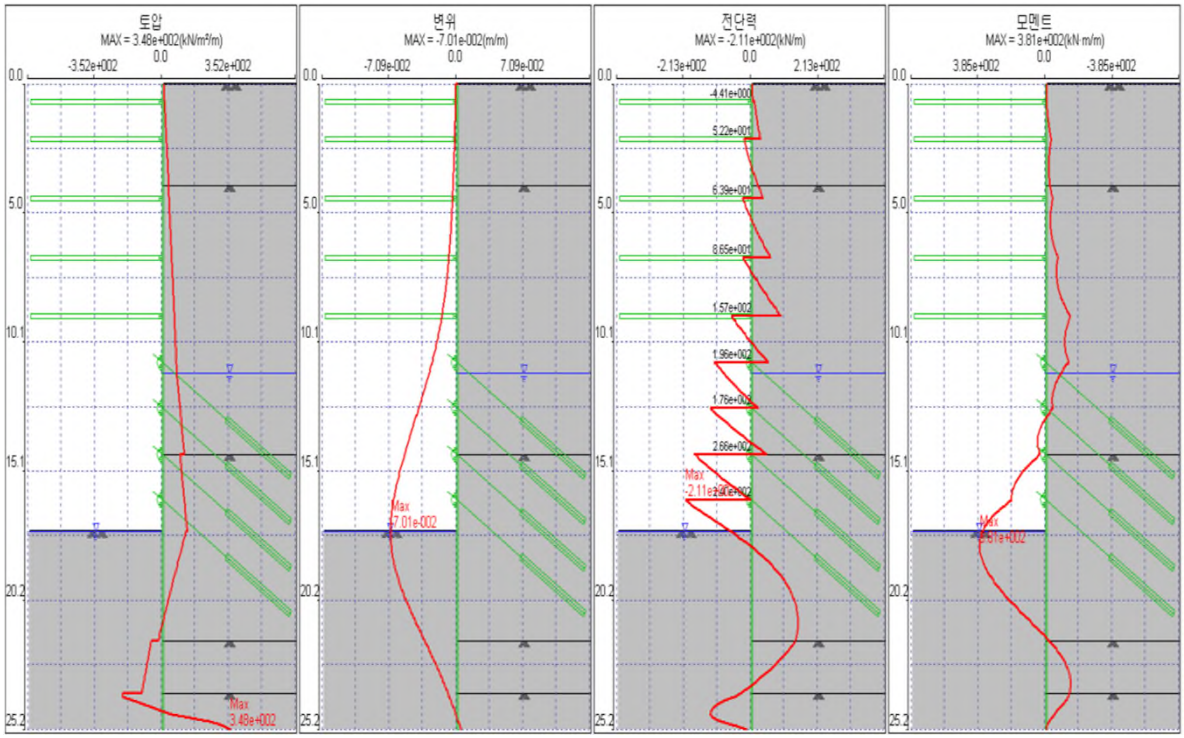
17) 시공 17 단계 [CS17 : 굴착 16.782 m]



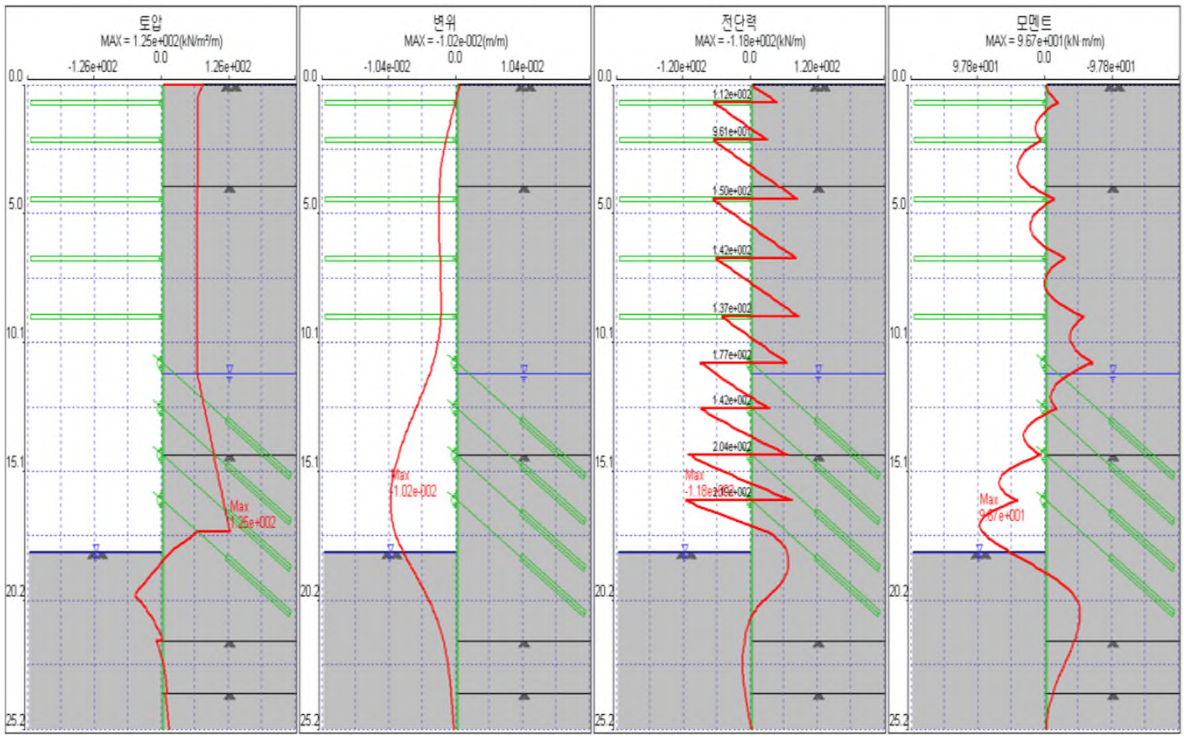
18) 시공 18 단계 [CS18 : 생성 Earth Anchor-4]



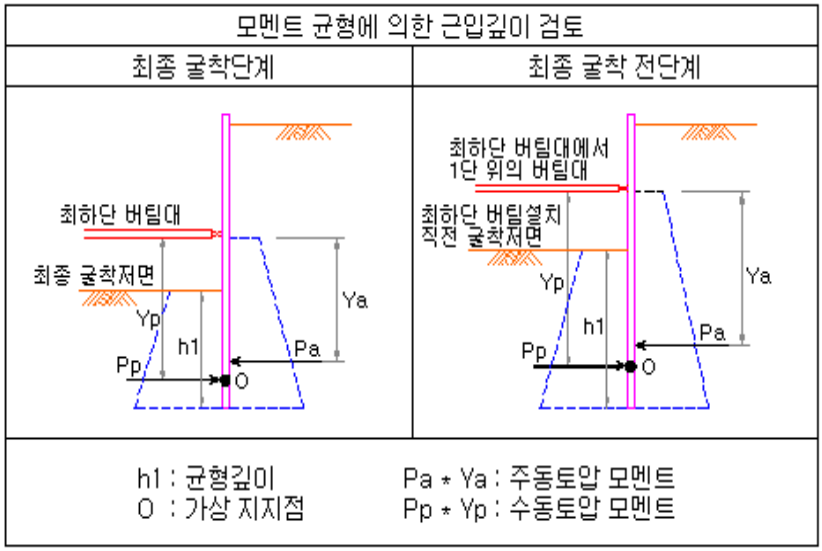
19) 시공 19 단계 [CS19 : 굴착 17.508 m]



20) 시공 20 단계 [CS20 : Peck]



12.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	5.708	7.703	7490.349	10575.004	1.412	1.200	OK
최종 굴착 전단계	5.974	8.429	10426.369	15280.257	1.466	1.200	OK

12.3.1 최종 굴착 단계의 경우

1) 토압의 작용폭

H-Pile

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1 m, 굴착면 하부 = 1 m
- 수동측 : 굴착면 하부 = 1 m

그 외 흙막이벽은 단위 폭당 작용함.

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -16.282 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 153.675 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 0.626 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1378.647 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 5.363 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (153.675 x 0.626) + (1378.647 x 5.363) = 7490.349 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 1625.478 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 6.506 m

Mp = (Pp x Yp) = (1625.478 x 6.506) = 10575.004 kN · m

* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 10575.004 / 7490.349 = 1.412

S.F. = 1.412 > 1.2 ... OK

12.3.2. 최종 굴착 전단계의 경우

1) 토압의 작용폭

H-Pile

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1 m, 굴착면 하부 = 1 m
- 수동측 : 굴착면 하부 = 1 m

그 외 흙막이벽은 단위 폭당 작용함.

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -14.482 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 251.746 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.198 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 1471.98 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 6.878 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (251.746 x 1.198) + (1471.98 x 6.878) = 10426.369 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 1895.73 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 8.06 m

Mp = (Pp x Yp) = (1895.73 x 8.06) = 15280.257 kN · m

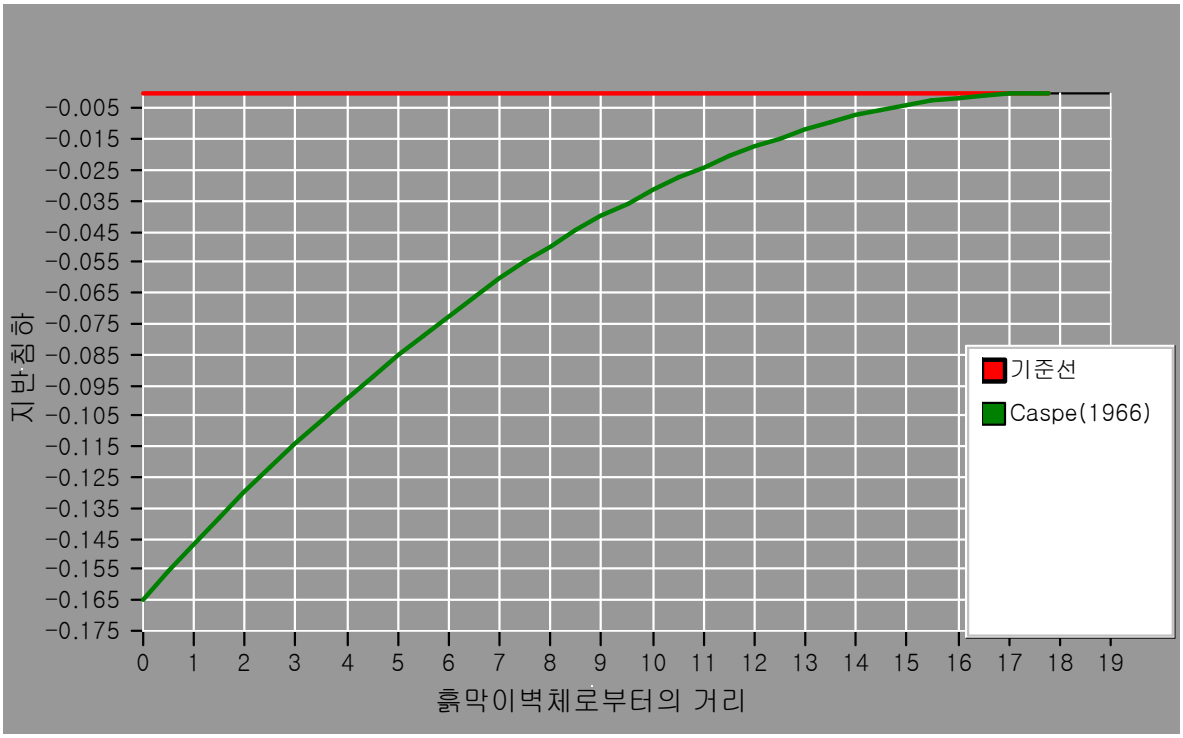
* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 15280.257 / 10426.369 = 1.466

S.F. = 1.466 > 1.2 ... OK

12.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



12.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.732 m^3 /m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 14.8 m, Hw = 17.508 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (ϕ) = 28.744 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + ϕ/2)

Hp = 0.5 x 14.8 x tan(45 + 28.744/2) = 12.499 m

Ht = Hp + Hw = 12.499 + 17.508 = 30.007 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-ϕ/2)

D = 30.007 x tan(45-28.744/2) = 17.766 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.732 / 17.766 = -0.165 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.165 x ((17.766 - Xi) / 17.766)^2

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

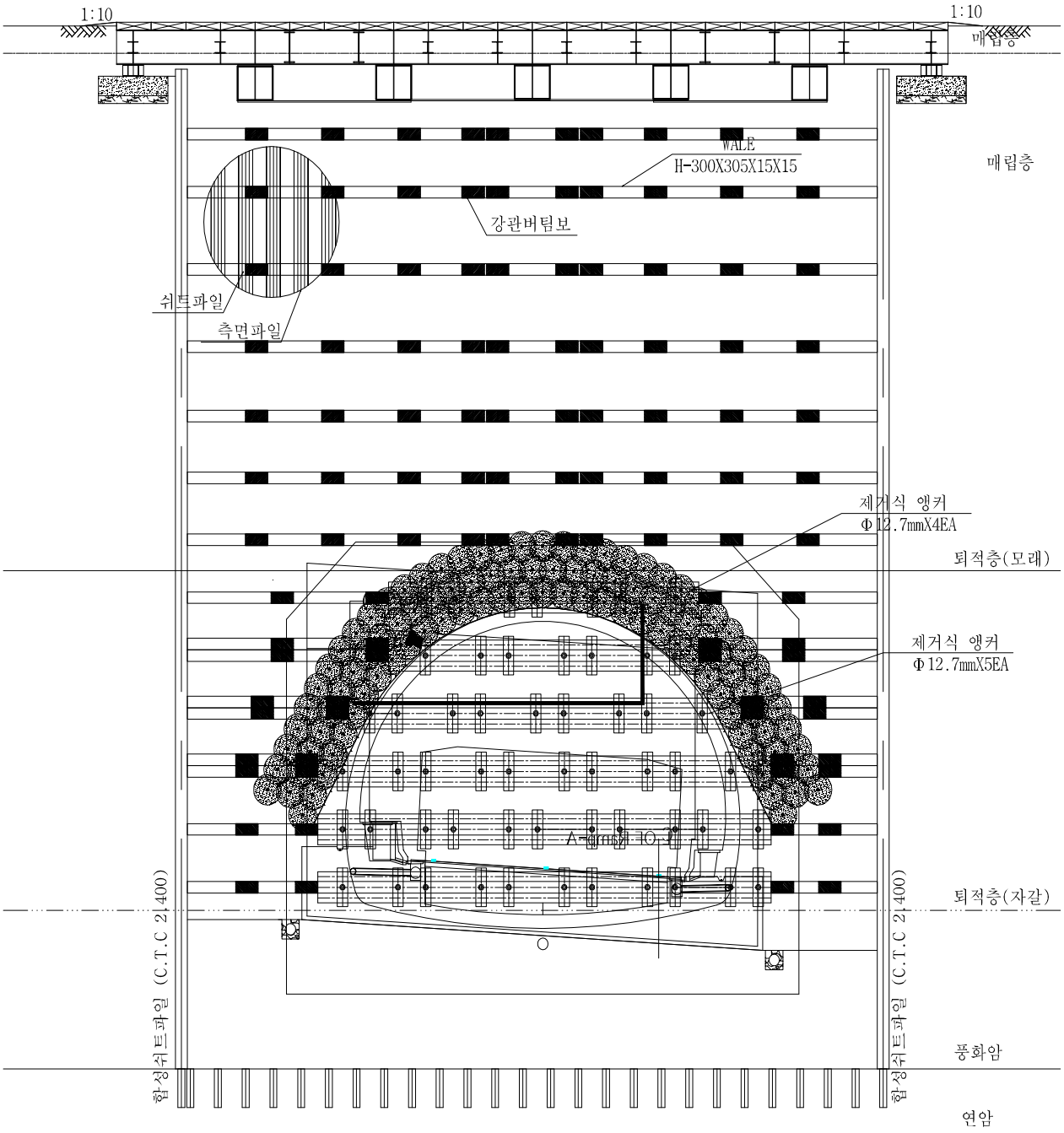
3. 노면복공 설계
   3.1 주형보 설계
   3.2 주형지지보 설계
   3.3 중앙말뚝 설계

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


1:10
1:10
매립층
WALE
H-300X305X15X15
매립층
강관버팀보
쉬트파일
측면파일
제거식 앵커
Φ12.7mmX4EA
퇴적층(모래)
제거식 앵커
Φ12.7mmX5EA
퇴적층(자갈)
합성쉬트파일 (C.T.C 2,400)
합성쉬트파일 (C.T.C 2,400)
풍화암
연암

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)		$\ell/r \leq 18.6$ 일 경우 175	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $175-1.23(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 92.8$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	175	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.6$ 일 경우 175	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.6 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $175-3.74(\ell/b-4.6)$	
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)		$\ell/r \leq 16$ 일 경우 238	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$16 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $238-1.94(\ell/r-16)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	238	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 238	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $238-5.87(\ell/b-4.0)$	
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	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	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

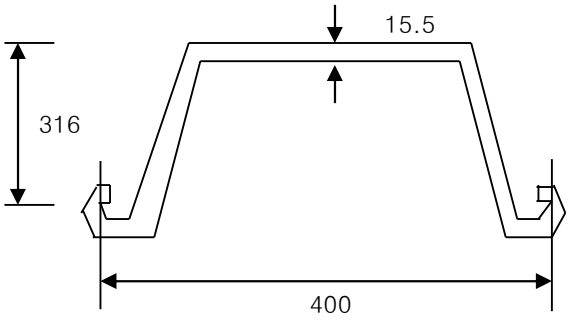
4.1 SHEET PILE 설계

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} = 397.35 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 402.73 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	=	397.350	x	1000000	/	3416000	×	0.6	MPa	
												=	193.867	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	402.730	x	100	/	2445.1	=	16.471	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 = 193.867 MPa ---> O.K

전단응력 ua = 112.500 MPa > f_u = 16.471 MPa ---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{5.107}{229.5} + \frac{193.867}{202.500 \times \left(1 - \left(5.107 / 3983.146\right)\right)}$$

= 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 : 26.880 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

28.958 × 0.2% = 57.916 mm

26.880 < 57.916 ---> O.K

8) 침하량 검토

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

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 15.61 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)	15.61	12.65	9.99	7.65	3.90	0.00

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.5m 지점의 침하량: 12.65 mm

토류벽 설치중심에서 12.7m 지점의 침하량: 3.90 mm

부등 침하량: 8.75 mm

변위(δ/L) = 8.75 / 10,200 = 1 / 1166 < 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) (자중, 자재적재 등에 의한 하중)	5.00	kN/m
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 (강재의 재사용과 장기사용등을 고려하여 보정계수 0.9를 적용)	0.9	

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

$f_c = N / A = 1120.56 / 112.3622 \times 1.0 = 9.973$ kN/cm^2

(3) 설계 휨모멘트 (M)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

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

(4) 휨 압축응력 : f_b

$f_b = M / Z = 23.41 / 1092 \times 100 = 2.143$ kN/cm^2

(5) 설계 전단력(S)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 전단력 (S) $= w \times L / 2 = 5.00 \times 6.12 / 2 = 15.30$ 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

$L / R = 6.12 / 14.05 \times 100 = 43.547 < 100$ ∴ O.K

$L / R = 6.12 / 14.05 \times 100 = 43.547$, $(18.6 < L/R \leq 92.8)$

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

$= 134.49$ 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 ≤ 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 ---------- 1089.00 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 = 1089.000 / 1 EA / cos (45.0 °) = 1540.079 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 1540.079 + 120.000 = 1660.079 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 1660.08 / 148.7 × 1.0 = 11.164 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 = 111.640 Mpa f_{bc} = 16.370 Mpa f_{bt} = 16.37 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -128.010$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -95.270$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-128.010) - (-95.270)}{-128.010} = 0.256$$

$0 \le \varnothing \le 2$

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

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

$f_{cal} = 0.9 \times 175 = 157.50$ 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

$\therefore f_c = 111.64$ 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

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

$$= \frac{111.64}{134.33} + \frac{16.37}{157.50 \times (1 - 111.64 / 847.76)}$$

$= 0.831 + 0.120 = 0.951 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 111.64 + \frac{16.37}{(1 - 111.64 / 847.76)}$$

$= 111.640 + 18.853 = 130.493 < f_{cal} = 157.5$ ∴ 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

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{128.010}{134.330} + \left\{\frac{2.060}{89.387}\right\}^2$$

= 0.953 + 0.023^2 = 0.954 ≤ 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
111.64	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
0.951	O.K	130.493	157.50	O.K	0.954	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) = 1,089.000 / 2.200 = 495.000 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 495.000 x 2.200 x 2.200 = 299.475 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 495.000 x 2.200 x 2.200 = 239.580 kN · m

∴ Mmax max (239.580 , 299.475) = 299.475 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 495.000 x 2.200 = 635.250 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 495.000 x 2.200 = 653.400 kN

∴ Smax max (635.250 , 653.400) = 653.400 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 299,475,000 / 2,550,000 = 117.441 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 653,400 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 147.030 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 =	117.441 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	90.000 MPa	<	v =	147.030 MPa	tiffner 필요

총소요 단면적 = Smax / va = 653400 / 90 = 7260.000 mm^2

추가필요 단면적 = 7260 - 4444 = 2816.000 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) = (2816 / 1093.493) + 1ea ≒ 4 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 635250 / (4444 + 1093.493 x 4ea)

= 72.040 MPa

전단응력	va =	90.0 MPa	>	v =	72.040 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	1.600	30.000	511.100	5	100.000	512.000
2	19.900	0.800	30.000	500.000	5	100.000	500.000
3	21.400	1.600	30.000	571.300	6	100.000	572.000
4	22.900	0.800	30.000	550.000	6	100.000	550.000
5	24.400	1.600	30.000	552.600	6	100.000	553.000
6	25.900	0.800	30.000	550.000	6	100.000	550.000

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

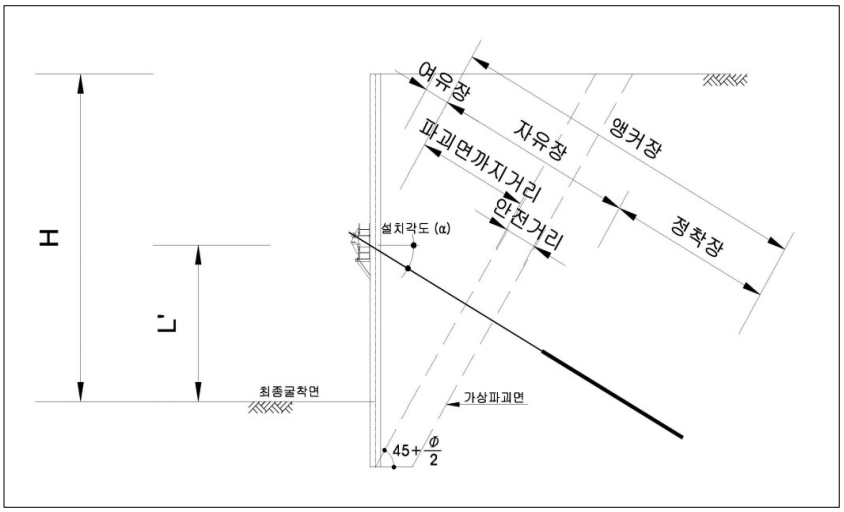
- N(1단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 554.593 / 121.907 = 4.55 ea
  ∴ N(1단 강선수) = 4.55 ea < 5.0 ea ∴ O.K !
- N(2단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 542.593 / 121.907 = 4.45 ea
  ∴ N(2단 강선수) = 4.45 ea < 5.0 ea ∴ O.K !
- N(3단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 624.001 / 121.907 = 5.12 ea
  ∴ N(3단 강선수) = 5.12 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) = 607.074 / 121.907 = 4.98 ea
  ∴ N(5단 강선수) = 4.98 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)

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

- 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)

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

- 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)

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

- 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)

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

- 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)

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

- 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)

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

- 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 (= 98.71mm^2 /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	512.000	14.461	28.132	554.593	20.500	115.177	
2	500.000	14.461	28.132	542.593	20.500	112.685	
3	572.000	18.242	33.759	624.001	19.500	102.725	
4	550.000	19.189	33.759	602.948	18.500	94.169	
5	553.000	20.315	33.759	607.074	17.500	89.689	
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 = 554.593 kN
- 토 층 : 연암 (τ ≒ 1.0 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 554.593 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 1.00)
  = 4413.31 mm = 4.413 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 554.593 x 1000 / (39.898 x 5 x 0.7)
  = 3971.51 mm = 3.972 m

∴ 설계정착길이 = 4.413 m < 4.500 m ∴ O.K !

(2) GROUND ANCHOR NO.2

- 설계축력(Jacking Force) : Tmax = 542.593 kN
- 토 층 : 연암 (τ ≒ 1.0 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 542.593 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 1.00)
  = 4317.82 mm = 4.318 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 542.593 x 1000 / (39.898 x 5 x 0.7)
  = 3885.57 mm = 3.886 m

∴ 설계정착길이 = 4.318 m < 4.500 m ∴ O.K !

(3) GROUND ANCHOR NO.3

- 설계축력(Jacking Force) : Tmax = 624.001 kN

- 토　　층 : 연암 (τ ≒ 1.0 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)

- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 624.001 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 1.00)

= 4965.64 mm = 4.966 m

- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 624.001 x 1000 / (39.898 x 5 x 0.7)

= 4468.55 mm = 4.469 m

∴ 설계정착길이 = 4.966 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 = 607.074 kN

- 토　　층 : 연암 (τ ≒ 1.0 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)

- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 607.074 x 1000 x 2.5 / (π x 100.00 x 1.00)

= 4830.94 mm = 4.831 m

- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 607.074 x 1000 / (39.898 x 6 x 0.7)

= 3622.77 mm = 3.623 m

∴ 설계정착길이 = 4.831 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	554.593
2	Φ12.7mm x 5ea	30.000	20.000	4.500	1.500	26.000	542.593
3	Φ12.7mm x 6ea	30.000	19.000	5.000	1.500	25.500	624.001
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	607.074
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 = 624.001 kN
- EARTH ANCHOR C.T.C = 1.600 m
- ANCHOR 작용하는 최대반력 (Tmax) = 624.001 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 = 624.001 x 0.2 x COS(30) / 0.550
  = 196.509 kN
- 작용하중(T2) = Tmax x COS(α) - 작용하중(T1) = 624.001 x COS(30) - 196.509
  = 343.892 kN

∴설계하중 (w) = MAX(196.509, 343.892) = 343.892 kN

2) 단면력 산정

Mmax = P ℓ / 4 = (343.892 x 1.600) / 4 = 137.557 kN·m

Smax = Tmax = 343.892 = 275.114 kN

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 137,557,000.0 / 919,000.0 = 149.7 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 275,114.0 / [(250.0 - 14.0 x 2) x 14)] = 88.5 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 1,600.0 / 255.0 = 6.275 (4.6 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 0.90 x 1.25 x [140 - 2.49 x (ℓ /b - 4.6)] = 152.8 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 0.90 x 100.0 = 90.0 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	152.8 MPa	>	fb =	149.7 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	90.0 MPa	>	v =	88.5 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	193.87	202.50	1.04	∴ O.K	합성파일 (SY30)
	압축응력	MPa	5.11	229.50	44.93	∴ O.K	
	전단응력	MPa	16.47	112.50	6.83	∴ 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	1660.08				Φ406.4mm, t=12mm (SS400)
	조합응력		0.95	1.00	1.05	∴ O.K	
G/A 1단	반 력	kN/ea	511.10				P.C strand Φ12.7 mm x 5ea
	J/F	kN/ea	554.59				

G/A 2단	반 력		kN/ea	500.00				P.C strand
	J/F		kN/ea	542.59				Φ12.7 mm x 5ea
G/A 3단	반 력		kN/ea	571.30				P.C strand
	J/F		kN/ea	624.00				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	552.60				P.C strand
	J/F		kN/ea	607.07				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	117.44	149.84	1.28	∴ O.K	H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	72.04	90.00	1.25	∴ O.K	(SS400)
	G/A	휨응력	MPa	149.68	152.81	1.02	∴ O.K	2H - 250x255x14x14
		전단응력	MPa	88.52	90.00	1.02	∴ O.K	(SS400)

5.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	4.80	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	26.88㎜	<	57.92㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/1166	<	1/300	∴ O.K

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

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

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     1.6       500     0    0
         2   19.9    0.0004936      30     20     0.8       500     0    0
         3   21.4    0.0005922      30     19     1.6       550     0    0
         4   22.9    0.0005922      30     18     0.8       550     0    0
         5   24.4    0.0005922      30     17     1.6       550     0    0
         6   25.9    0.0005922      30     15     0.8       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 : 2017-06-21
Project : 종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+110 NBB-5 GL-10M적용)Time : 15:56:59

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	308.21	18.40	-205.66	16.70	312.34	20.20	-245.35	16.70
12	21.90	373.07	19.90	-143.22	18.40	266.74	21.80	-104.52	26.20
13	23.40	355.62	21.40	-183.77	18.40	382.64	23.10	-215.25	19.90
14	24.90	402.73	22.90	-243.45	19.90	320.20	24.70	-246.38	19.90
15	26.40	362.32	22.90	-256.75	19.90	397.35	25.80	-257.35	19.90
16	27.60	310.56	25.90	-230.55	19.90	187.42	27.20	-161.62	19.90
17	27.60	310.56	25.90	-230.55	19.90	187.42	27.20	-161.62	19.90
18	25.42	318.05	22.90	-254.56	27.60	261.72	25.50	-207.15	19.90
19	25.42	296.54	23.00	-253.44	27.50	261.72	25.50	-207.15	19.90
20	25.42	314.55	23.00	-240.70	27.50	258.16	25.30	-207.57	19.90

21	25.42	183.37	15.10	-243.24	19.80	232.41	25.40	-223.90	19.90
22	25.42	183.33	15.10	-236.30	19.80	230.00	25.40	-238.76	19.90
23	20.16	175.21	15.10	-210.31	18.30	181.95	25.60	-111.68	20.80
24	20.16	175.21	15.10	-210.40	18.30	181.95	25.60	-111.70	20.80
25	17.98	174.70	15.10	-173.60	27.70	179.51	25.60	-119.47	20.40
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	269.8	324.6	326.1	374.4	384.8	324.9

12	21.9	270.4	270.8	270.0	324.6	323.4	371.6	442.8	450.7
13	23.4	270.4	270.8	270.0	324.5	323.1	371.8	450.9	454.0
14	24.9	270.4	270.8	270.1	324.7	321.2	367.3	489.7	595.0
15	26.4	270.4	270.8	270.1	324.7	320.8	366.5	497.0	620.1
16	27.6	270.4	270.8	270.1	324.7	321.0	366.1	491.9	623.9
17	27.6	270.4	270.8	270.1	324.7	321.0	366.1	491.9	623.9
18	25.4	270.4	270.8	270.1	324.7	320.9	366.2	494.9	624.4
19	25.4	270.4	270.8	270.1	324.7	320.9	366.2	494.9	624.4
20	25.4	270.4	270.8	270.1	324.7	320.9	366.2	494.9	624.6
21	25.4	270.4	270.8	270.1	324.7	320.9	366.2	495.4	625.6
22	25.4	270.4	270.8	270.1	324.7	320.8	366.3	496.2	624.6
23	20.2	270.4	270.8	270.1	324.7	321.0	366.8	492.8	609.3
24	20.2	270.4	270.8	270.1	324.7	321.0	366.8	492.8	609.3
25	18.0	270.4	270.8	270.1	324.7	321.0	366.8	492.4	608.5
26	18.0	327.6	296.4	279.5	289.7	265.7	317.8	371.3	418.1

------- S T R U T N o. a n d D E P T H --------

Step No	Exca Depth	9 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	1089.0
12	21.9	528.4
13	23.4	428.1
14	24.9	142.3
15	26.4	87.0
16	27.6	158.5
17	27.6	158.5
18	25.4	120.5
19	25.4	120.5
20	25.4	121.1
21	25.4	116.2
22	25.4	103.8
23	20.2	124.3
24	20.2	124.4
25	18.0	128.4
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 No	Exca Depth	1 18.4	2 19.9	3 21.4	4 22.9	5 24.4	6 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	511.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	21.9	487.9	472.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13	23.4	485.8	474.0	571.3	0.0	0.0	0.0
14	24.9	465.7	431.8	495.2	471.6	0.0	0.0
15	26.4	462.0	424.4	482.8	460.6	552.6	0.0
16	27.6	462.8	420.8	461.9	411.5	472.9	454.8
17	27.6	462.8	420.8	461.9	411.5	472.9	454.8
18	25.4	462.1	421.8	470.6	433.5	506.9	0.0
19	25.4	462.1	421.8	470.6	433.5	506.9	0.0
20	25.4	462.1	421.7	470.6	434.7	0.0	0.0
21	25.4	461.9	421.6	472.6	0.0	0.0	0.0
22	25.4	461.8	422.4	0.0	0.0	0.0	0.0
23	20.2	463.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24	20.2	463.8	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	190.1	0.0
19	25.4	190.1	0.0
20	25.4	180.1	0.0
21	25.4	169.1	0.0
22	25.4	168.8	0.0
23	20.2	-84.9	0.0
24	20.2	-84.9	2.3
25	18.0	-138.7	107.8
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)	-96.47(11)	8.00(8)	126.49(8)
160	15.90	176.53(9)	-96.89(11)	149.77(8)	-124.88(11)	8.15(8)	131.52(9)
168	16.70	337.30(10)	-205.66(11)	162.25(9)	-245.35(11)	9.15(9)	141.67(9)
173	17.20	265.27(10)	-83.71(8)	178.40(9)	-118.59(11)	9.79(9)	148.07(9)
181	18.00	143.51(10)	-182.77(15)	154.40(10)	-83.01(13)	12.92(11)	158.41(10)
185	18.40	308.21(11)	-247.01(15)	199.10(10)	-143.63(13)	14.74(11)	163.62(24)
190	18.90	225.55(11)	-87.44(9)	218.37(10)	-124.68(13)	16.89(11)	170.18(24)
193	19.20	174.43(11)	-132.56(22)	226.22(11)	-133.51(13)	18.01(11)	174.13(11)
200	19.90	373.07(12)	-256.75(15)	305.37(11)	-257.35(15)	19.84(11)	203.12(16)
203	20.20	317.86(12)	-90.19(10)	312.34(11)	-204.84(15)	20.22(11)	212.84(16)
209	20.80	203.90(12)	-105.36(10)	284.96(11)	-150.72(15)	20.21(11)	224.93(17)
215	21.40	355.62(13)	-116.52(11)	248.43(12)	-166.69(15)	21.53(13)	226.09(16)
220	21.90	254.95(13)	-137.09(11)	266.32(12)	-104.47(15)	23.84(13)	222.00(16)
223	22.20	193.47(13)	-143.13(11)	293.17(13)	-91.70(15)	24.99(13)	217.87(17)
230	22.90	402.73(14)	-196.69(16)	377.54(13)	-135.08(15)	26.67(13)	215.38(22)
235	23.40	294.60(14)	-120.70(12)	374.24(13)	-78.88(10)	26.84(13)	220.06(13)
238	23.70	228.64(14)	-128.07(12)	352.55(13)	-77.15(11)	26.53(13)	222.86(22)
245	24.40	329.95(15)	-143.15(13)	309.01(14)	-125.50(11)	24.70(13)	229.37(22)
250	24.90	215.08(15)	-165.84(13)	316.24(14)	-130.22(11)	22.63(13)	234.00(22)
255	25.40	97.96(15)	-173.92(13)	377.17(15)	-117.94(11)	21.31(15)	238.62(15)
260	25.90	310.56(17)	-181.64(16)	396.41(15)	-101.44(12)	21.45(15)	243.22(15)
265	26.40	188.23(17)	-151.25(14)	355.46(15)	-103.24(12)	20.68(15)	247.81(15)
277	27.60	29.01(12)	-254.56(18)	162.18(16)	-203.66(26)	15.88(15)	258.76(16)
278	27.70	245.45(26)	-243.08(15)	150.67(16)	-178.22(26)	15.36(15)	0.00(0)
282	28.10	176.64(26)	-228.08(15)	97.13(17)	-171.94(13)	13.21(15)	0.00(0)
287	28.60	101.75(26)	-127.94(15)	36.62(16)	-157.13(13)	10.53(15)	0.00(0)

292	29.10	76.64(13)	-57.55(17)	10.35(26)	-128.41(15)	8.05(15)	0.00(0)
297	29.60	84.12(13)	-17.38(17)	21.16(26)	-119.77(15)	5.86(15)	0.00(0)
302	30.10	89.51(15)	-16.16(26)	17.07(26)	-82.99(15)	4.33(16)	0.00(0)
307	30.60	70.79(15)	-14.84(26)	8.35(26)	-39.63(15)	4.16(26)	0.00(0)
312	31.10	42.60(15)	-8.89(26)	2.47(26)	-11.28(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		402.73	-256.75	397.35	-257.35	26.88	258.76

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

Max Disp / Max Exdepth = 26.88mm/27.60m = 0.10%

변 경

2. Ramp-B

(STA.8+ 120.000～STA.8+ 135.000)

목 차

1. 표준단면

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

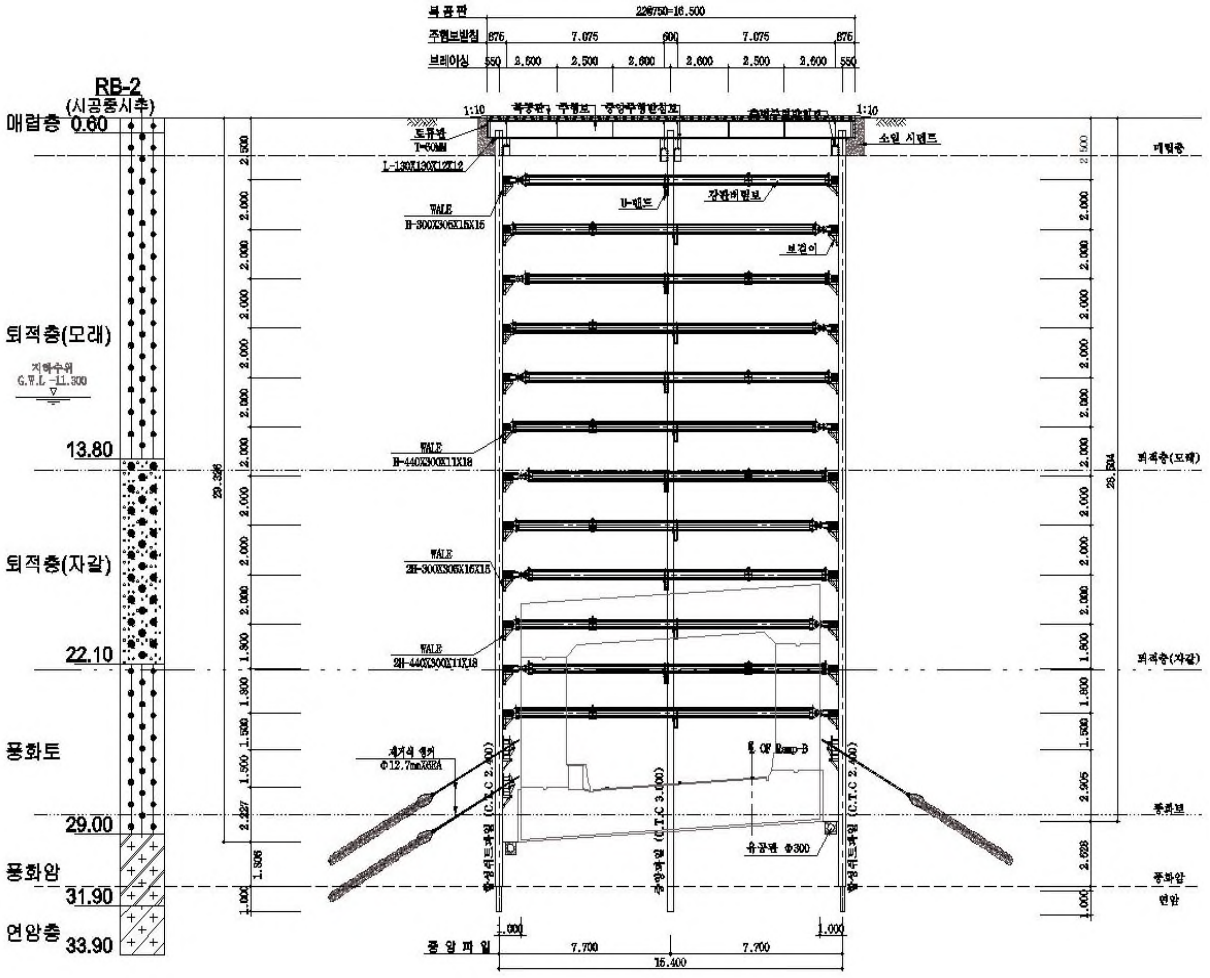
3. 노면복공 설계
   3.1 주형보 설계
   3.2 주형지지보 설계
   3.3 중앙말뚝 설계

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)
13.80
퇴적층(자갈)
22.10
풍화토
29.00
풍화암
31.90
연암층
33.90
지하수위
G.W.L -11.300
복공판
주행브랜칭
브레이싱
22@750=16.500
876
7.075
600
550
3.500
2.500
2.800
2.600
1:10
소일 시멘트
H-빔
장섬비림보
브길이
WALE
H-300X300X15X15
H-440X300X11X18
2H-300X305X15X15
2H-440X300X11X18
유공관 Φ300
중앙파일
7.700
16.400
1.000

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3.노면복공설계

3.1 주형보 설계

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	I - 700 x	300 x	13.0 x	24	(SS400)		
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 7.700 m ∴ 최대 주형보 2.5 차로 재하

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	4.000	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(4 + 1.85) x 0.100	=	0.585	kN/m
합 계		∑ W =	6.435	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 7.700) = 0.314 > 0.300

∴ I = 0.300

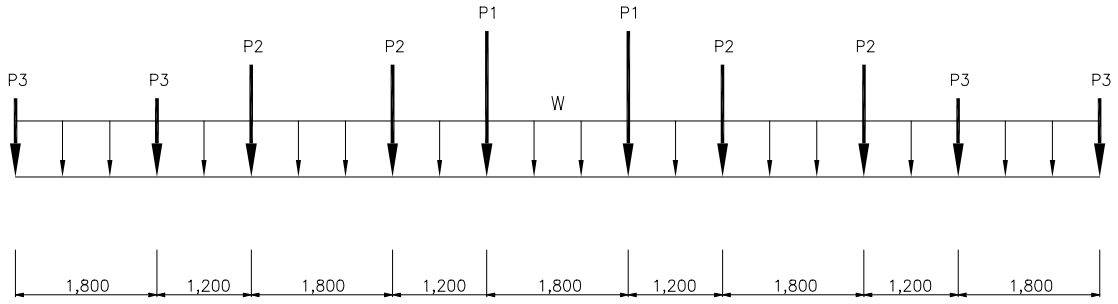
P1 = 240.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 124.800 kN (DB-24 후륜하중)

P2 = 180.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 93.600 kN (DB-18 후륜하중)

P3 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

P4 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

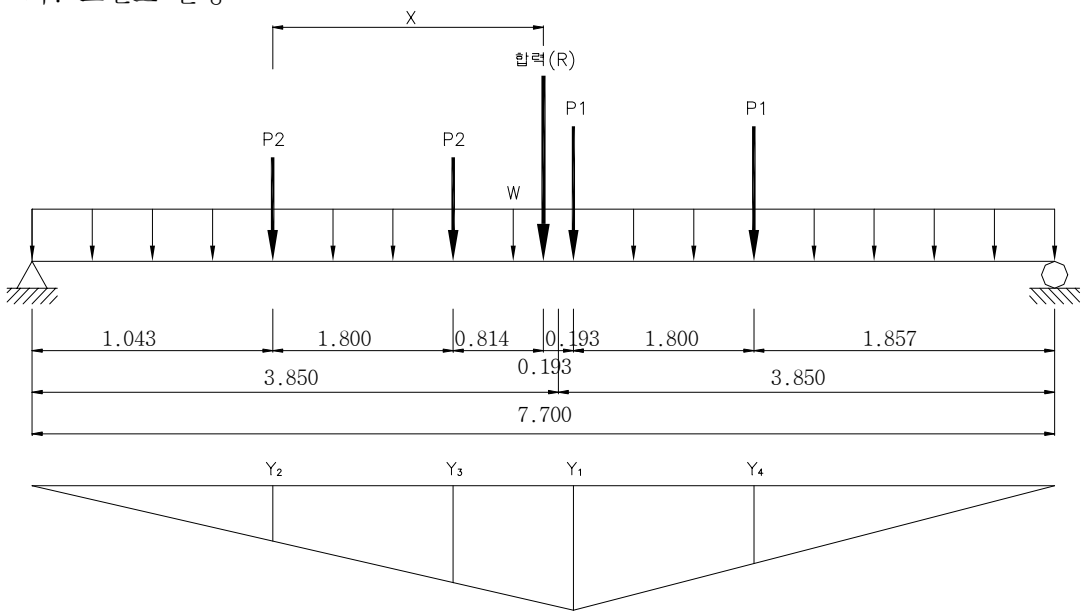
(3) 보가 차량 진행방향과 직각인 경우의 연행이동 하중



3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 2) = 436.800 kN

합력작용점(X) = [{P1 x (3.0 + 4.8)} + (P2 x 1.8)] / R

= [(124.8 x 7.80) + (93.6 x 1.8)] / 436.800 = 2.614 m

Y_1 =	1.920
Y_2 =	0.495
Y_3 =	1.350
Y_4 =	0.975

∑Yp1 = 1.920 + 0.975 = 2.895 m

∑Yp2 = 0.495 + 1.350 = 1.845 m

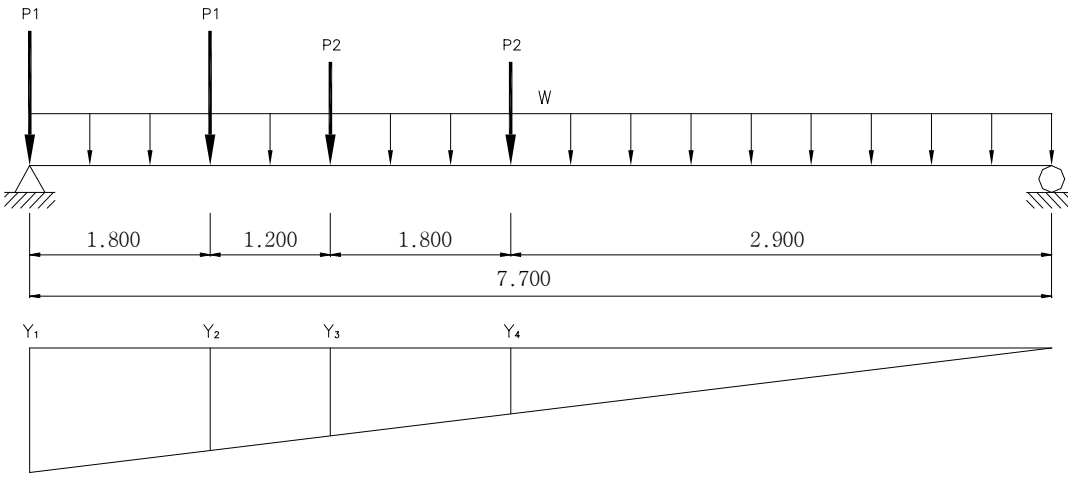
A = 7.700 x (1.920 / 2) = 7.392 m^2

Md = 7.392 x 6.435 = 47.568 kN·m

ML = 124.800 x 2.895 + 93.600 x 1.845 = 533.988 kN·m

M1 = Md + ML = 47.568 + 533.988 = 581.556 kN·m

나. 전단력 산정

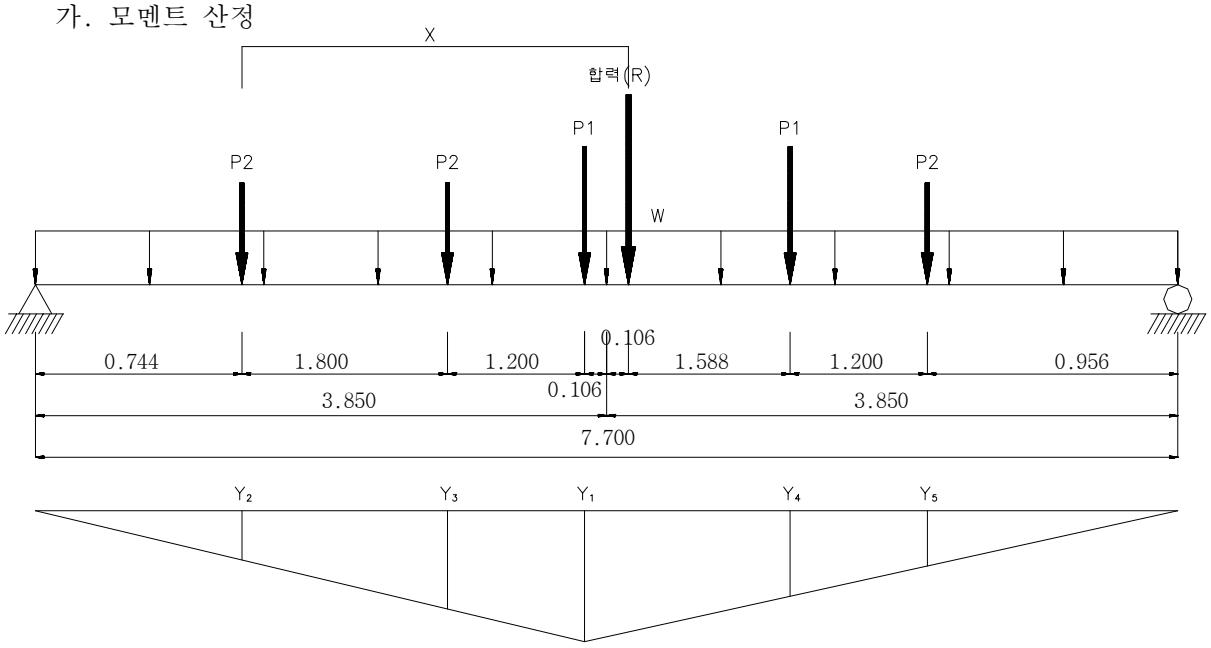


∑Yp1 = 1.000 + 0.766 =	1.766	m	
∑Yp2 = 0.610 + 0.377 =	0.987	m	
A = 7.700 x (1.000 / 2) =	3.850	㎡	
Sd = 3.850 x 6.435 =	24.775	kN	
SL = 124.800 x 1.766 + 93.600 x 0.987 =	312.780	kN	
S1 = Sd + SL = 24.775 + 312.780 =	337.555	kN	

Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.766
Y_3 =	0.610
Y_4 =	0.377

(2) 2.5차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 3) = 530.400 kN

합력작용점(X) = {P1 x (3.0 + 4.8) + P2 x (6.0 + 1.8)} / R

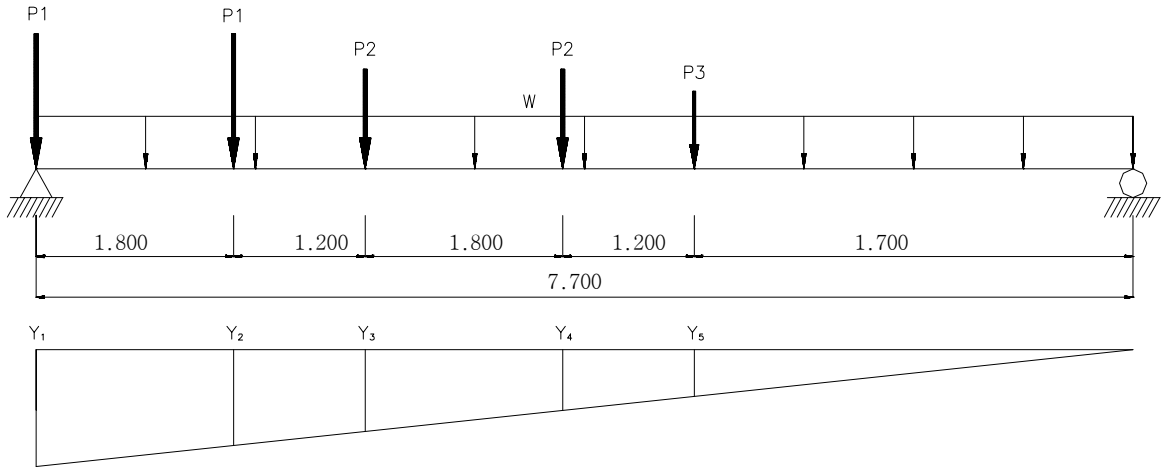
= [(124.800 x (3 + 4.80) + {93.600 x (6.0 + 1.8)}] / 530.400

= 3.212 m

∑Yp1 = 1.924 + 1.049 =	2.973	m	
∑Yp2 = 0.465 + 1.307 + 0.382 =	2.154	m	
A = 1/2 x 7.700 x 1.924 =	7.407	㎡	
Md = 7.407 x 6.435 =	47.667	kN·m	
ML = 0.9 x (124.800 x 2.973 + 93.600 x 2.154)			
=	515.380	kN·m	
M2 = Md + ML = 47.667 + 515.380 =	563.05	kN·m	

Y_1 =	1.924
Y_2 =	0.382
Y_3 =	1.307
Y_4 =	1.049
Y_5 =	0.465

나. 전단력 산정



Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.766
Y_3 =	0.610
Y_4 =	0.377
Y_5 =	0.221

∑Yp1 = 1.000 + 0.766 = 1.766 m

∑Yp2 = 0.610 + 0.377 = 0.987 m

∑Yp3 = 0.221 = 0.221 m

A = 7.700 x (1.000 / 2) = 3.850 m²

Sd = 3.850 x 6.435 = 24.775 kN

SL = 0.9 x (124.8 x 1.766 + 93.6 x 0.987 + 70.2 x 0.221)

= 295.465 kN

S2 = Sd + SL = 24.775 + 295.465 = 320.240 kN

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1, M2 중 큰값 581.556 kN·m

Smax = S1, S2 중 큰값 337.555 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 581556000 / 5760000 = 101.0 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 337555 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 39.8 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.60 m

ℓ /b = 2600 / 300.0 = 8.667 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 195.0 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 101.0 MPa < fba = 195.0 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 39.8 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 533.988 / (1 + 0.300) = 410.760 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 6.435 x 7.700^2 / 8 = 47.691 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 410760000 \times 7700^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 4.808 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = $w\ell^2$ / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 47691000 \times 7700^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.698 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 4.808 + 0.698 = 5.506 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 7700 / 400 = 19.3 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 19.3 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 5.506 mm < δa = 19.250 mm ∴ O.K !

3.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

3.2.1 외측 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.00	mm
W =	1.060	kN/m		ry =	72.60	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

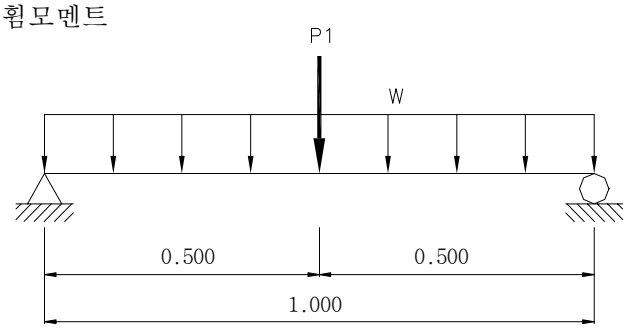
설계경간(L) = 1.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 24.775 + 312.780 = 337.555 kN (후륜재하시)

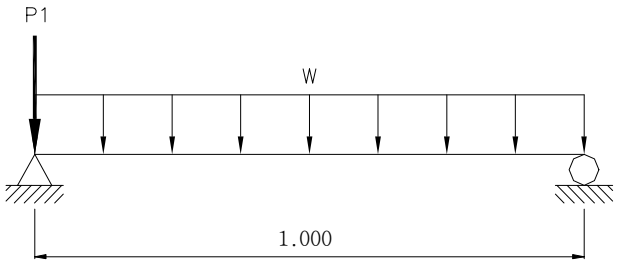
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.060 x 1.000) / 8 + (337.555 x 1.000) / 4

= 84.521 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 337.555 + (1.060 x 1.000) / 2

= 338.085 kN

Smin = 337.555 + 1.060 - 338.085 = 0.530 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 84521000 / 1440000 = 58.7 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 338,085 / [(300.0 - 15.0x2)x15.0)] = 83.48 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 1,000 / 305 = 3.279 (ℓ/b ≤ 4.5)

fba = 1.00 x 210 210.0 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 58.7 MPa < fba = 210.0 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 83.5 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((338.085+0.530) x 1000) / 61,072.6 = 5.544 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.2.2 내측 주형지지보

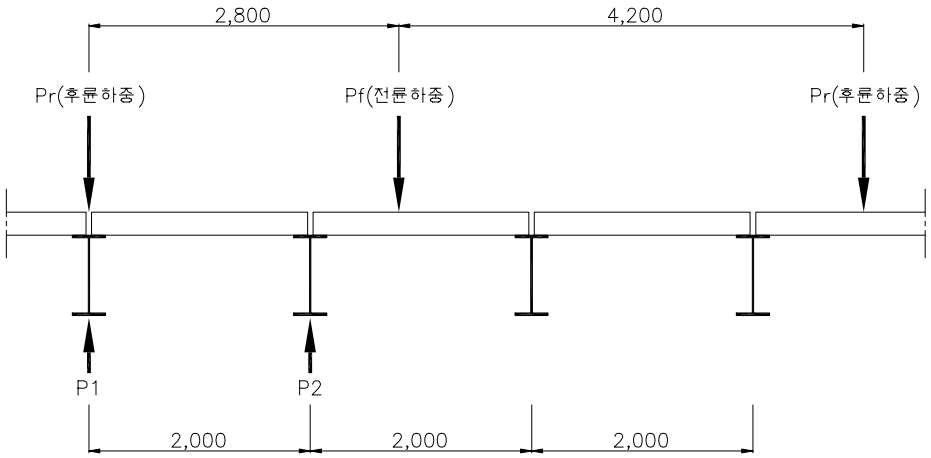
1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	15740.0	mm^2	rx =	189.00	mm
w =	1.240	kN/m	ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4	Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4	Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = 3.000 m (중간 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)



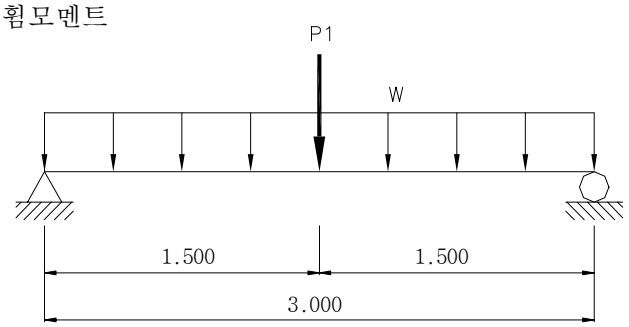
P1 = Sd + SLmax = 24.775 + 312.780

= 337.555 kN (후륜재하시)

P2 = Sd + (SLmax / 4) x (1.2 / 2) = 24.775 + (312.780 / 4) x (1.2 / 2)

= 61.782 kN (전륜재하시)

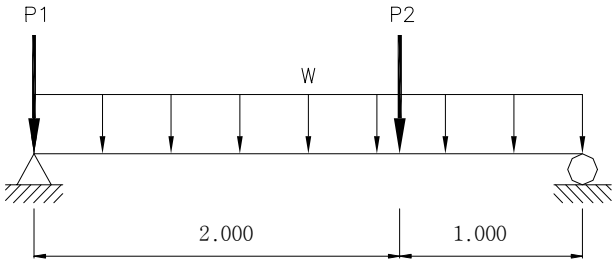
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = P1 x L / 4 + W x L^2 / 8 = (337.555 x 3.000) / 4 + (1.240 x 3.000^2) / 8

= 254.561 kN · m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + P2 x (1.000 / 3.000) + W x L / 2

= 337.555 + 61.782 x (1.000 / 3.000) + (1.240 x 3.000) / 2

= 360.009 kN

Smin = 337.555 + 61.782 + 3.720 - 360.009 = 43.048 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 254,561,000 / 2,550,000 = 99.8 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 360,009/[(440.0-18.0x2)x11.0] = 81.0 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 300.0 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 99.8 MPa < fba = 190.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 81.0 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = v x (πD^2 /4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((360.009+43.048) x 1000) / 61,072.6 = 6.600 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m) (L = 32.54 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 : H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)

▣ 단면 제원 :

A =	13480.0	mm^2	rx =	126.0	mm
Y =	1.060	kN/m	ry =	72.6	mm
Ix =	215000000.0	mm^4	Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4	Zy =	466000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 7.700 + 7.700 = 15.400 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

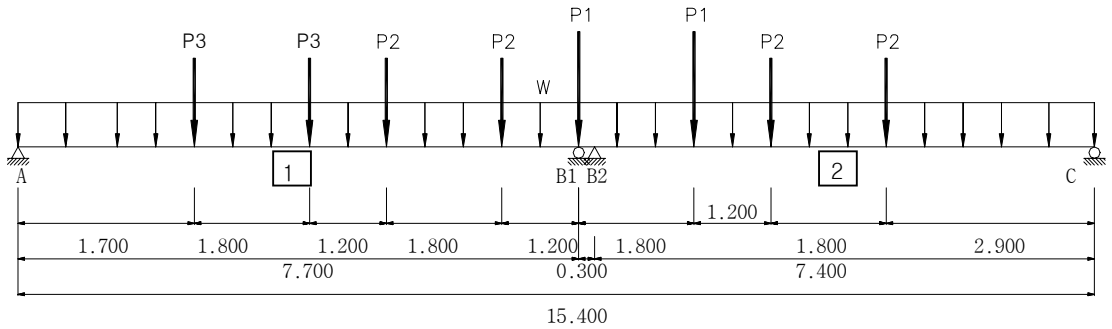
구 분	계 산 식	
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 3.00	= 7.440 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	= 1.060 kN
중앙Pile의 자중	1.060 x 32.543	= 34.496 kN
버팀보의 자중	(0.882 x 7.700 / 2 x 6단) / 2.50 x 3.00	= 97.801 kN
	(1.167 x 7.700 / 2 x 12단) / 2.50 x 3.00	= 258.834 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 8단) x 3.00	= 13.080 kN
합 계		Ps = 412.711 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 6.435 x 7.700 x 1/2 = 24.775 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 6.435 x 7.700 x 1/2 = 24.775 kN

(3) 활 하 중

가. 2차선 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.200 \times (1.700 + 3.500) + 93.600 \times (4.700 + 6.500) + 124.800 \times 7.700}{7.700}$$

$$= 308.353 \text{ kN}$$

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.900 + 4.700) + 124.800 \times 5.900}{7.400}$$

$$= 195.632 \text{ kN}$$

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

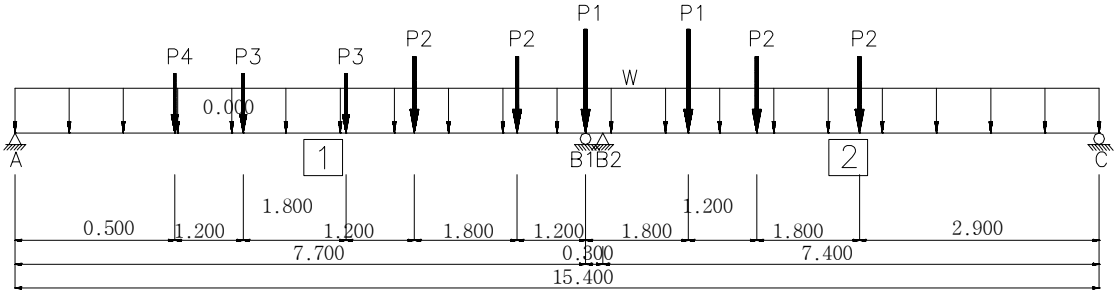
RB1 = 308.353 x 0.25 = 77.088 kN

RB2 = 195.632 x 0.25 = 48.908 kN

③ 2차로 활하중 재하시 반력을 100%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	308.353	77.088	
P2	195.632	48.908	

나. 2.5차선 이상 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.20x0.50 + 70.20x(1.70+3.50) + 93.60x(4.70+6.50) + 124.80x7.70}{7.700}$$

= 312.912 kN

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.900 + 4.700) + 124.800 \times 5.900}{7.400}$$

= 195.632 kN

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

RB1 = 312.912 x 0.25 = 78.228 kN

RB2 = 195.632 x 0.25 = 48.908 kN

③ 2.5차로 이상 활하중 재하시 반력을 90%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	281.621	70.405	
P2	195.632	48.908	

라. 편재하시

① 후륜하중 재하시 B점의 반력

RB1 = MAX(2차선재하시,3차선재하시x90%)

= MAX(308.353 , 281.621) = 308.353 kN (2차선재하시)

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

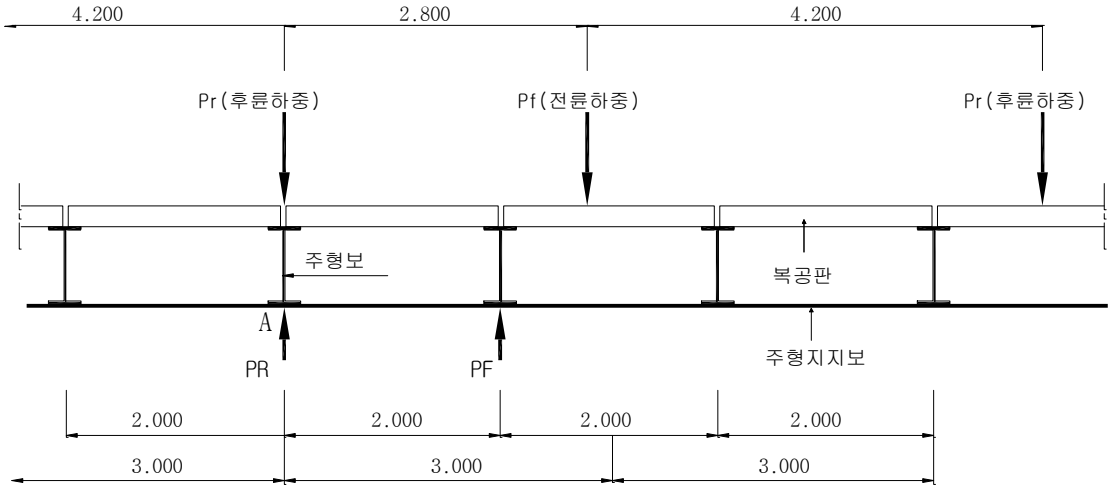
RB1 = 308.353 x 0.25 = 77.088 kN (2차선재하시)

마. 설계적용 활하중

구 분		후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
연직력 최 대	P1	308.353	77.088	(2차선재하시)
	P2	195.632	48.908	(2.5차선이상재하시)
편재하시	P1	308.353	77.088	(2차선재하시)

(4) 단면력 산정

가. 주형보의 반력



① 연직력 최대인경우

PR1 = Pr1 + Sd1 = 308.353 + 24.775 = 333.128 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (77.088 x 1.200 / 2.000) + 24.775 = 71.028 kN

PR2 = Pr2 + Sd2 = 195.632 + 24.775 = 220.407 kN

PF2 = (Pf2 x 1.200 / 2.000) + Sd2 = (48.908 x 1.200 / 2.000) + 24.775 = 54.120 kN

② 편재하시

PR1 = Pr1 + Sd1 = 308.353 + 24.775 = 333.128 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (77.088 x 1.200 / 2.000) + 24.775 = 71.028 kN

PR2 = Sd1 = 24.775 kN

PF2 = Sd2 = 24.775 kN

나. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 333.128 + 71.028 x (1.00 / 3.00)
+ 24.775 = 381.579 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 220.407 + 54.120 x (1.00 / 3.00)
+ 24.775 = 263.222 kN

② 편재하시 (A점 기준)

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 333.128 + 71.028 x (1.00 / 3.00)
+ 24.775 = 381.579 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 24.775 + 24.775 x (1.00 / 3.00)
+ 24.775 = 57.808 kN

다. 단면력 집계

구 분		계 산 식	
압축응력 및 지지력검토		(381.579 + 263.222 + 412.711)/2 + 0.000 =	528.756 kN
편재하시	압축응력 검토	(381.579 + 57.808 + 412.711)/2 + 0.000 =	426.049 kN
	휨압축응력 검토	(381.579 - 57.808) /2 + 0.000 =	161.886 kN

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 528,756.0 / 13,480.00 = 39.2 MPa

(2) fc : 압축응력 - 조합응력검토시

fc = Pp/A = 426,049.0 / 13,480.00 = 31.6 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 161.886 x 0.300 = 48.566 kN.m

여기서, e(편심) = 0.3 m

fb = Mmax/Zx = 48,566,000 / 1,440,000 = 33.7 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 2,500.0 / 126.0 = 19.841 ($\ell/r \leq 20$)

fca = 1.00 x 210 = 210.0 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 2,500.0 / 72.6 = 34.435 (20 < $\ell/r \leq 93$)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 191.2 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 2,500.0 / 305.0 = 8.333 (4.5 < $\ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 196.2 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 2,500.0 / 126.0 = 19.841

fcax = 1.00 x [1200000 / (ℓ/r)^2 x 1.5] = 4572.4 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력	fba =	196.2 MPa	>	fb =	33.7 MPa	∴ O.K !
압축응력	fca =	210.0 MPa	>	fc =	39.2 MPa	∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{31.6}{210.0} + \frac{33.7}{196.2 \times (1 - 31.6 / 4{,}572.4)} = 0.320$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력	fca =	191.2 MPa	>	fc =	39.2 MPa	∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = Pu + α x β x Rt (파일 지지선단이 암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

Pu : 암반에 근입된 말뚝의 선단지지력(tonf)(140 x qu^(1/2) x At^(2/5) x Ai^(1/3))

qu : 암반의 일축압축강도(tonf/㎡)(qu≤1000tonf/㎡)

At : 말뚝의 선단부 순단면적(㎡), Ai : 말뚝의 선단부 심부면적(㎡)

α : 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β : 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 = (1.210m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ : 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/㎡)= 0.1N 적용

- Pu = 140 x qu^(1/2) x At^(2/5) x Ai^(1/3) = 359 tonf = 3591.52 kN
: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 3,591.5 / 2 = 1795.761 kN
- R(최대반력) = 528.756 kN
: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

∴ R(최대반력) = 528.756 kN < Qa(허용지지력) = 1,795.761 kN ∴ O.K !

4. 흙막이벽 설계

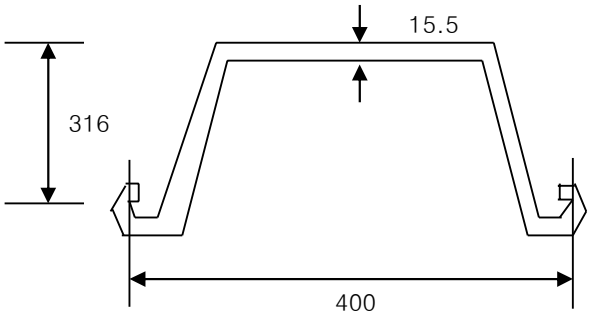
4.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : 합성-V 400×316×15.5 (SY30)

w (kN/m)	1.034
A (mm^2)	27625
I_x (mm^4/m)	420438161
Z_x (mm^3/m)	2712504
R_x (mm/m)	123.4
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	×	5			=	5.3	kN		
	1.24	×	1.000	×	1	×	3			=	3.72	kN		
	1.06	×	1.000	×	2	×	1			=	2.12	kN		
	1.24	×	1.000	×	2	×	3			=	7.44	kN		
	0.82	×	1.000	×	2	×	2			=	3.288	kN		
버팀보의 자중 :	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/						
	0.882	×	15.400	×	1	×	5	/	3	=	27.167	kN		
	1.167	×	15.400	×	1	×	5	/	3	=	35.949	kN		
SHEETPILE 자중 :	1.034	×	32.132							=	33.21	kN		
주형보의 반력 :	312.78									=	312.780	kN		
주형지지보의 자중:	1.06	×	1.000							=	1.060	kN		
기타 자중 :	5									=	5.000	kN		
최대축력 :										=	437.03	kN		

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 318.52 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 389.65 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	437.033	x	1000	/	27624.6	=	15.820	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	318.520	x	1000000	/	2712504	×	0.6	MPa	
												=	195.711	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	389.650	x	100	/	2445.1	=	15.936	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (20.260)^2

= 4385.243 MPa

5) 응력검토결과

압축응력 f_{ca} = 255.000 MPa > f_c = 15.820 MPa ---> O.K

휨응력 , f_{ba} = 270.000 MPa > f_b = 195.711 MPa ---> O.K

전단응력 ua = 150.000 MPa > f_u = 15.936 MPa ---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{15.820}{255.0} + \frac{195.711}{270.000 \times (1 - (15.820 / 4385.243))}$$

= 0.790 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 163.731 kN

Total Passive Moment

Mp = 594.993 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 594.993 ÷ 163.731

= 3.634 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 27.400 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

29.326 × ### = 58.652 mm

27.400 < 58.652 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 24.12 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 41.54 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.40	4.80	7.20	12.10	24.10
침하량(Si) (mm)	41.54	33.65	26.59	20.35	10.34	0.00

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.4m 지점의 침하량: 33.65 mm

토류벽 설치중심에서 12.1m 지점의 침하량: 10.34 mm

부등 침하량: 23.31 mm

변위(δ/L) = 23.31 / 9,700 = 1 / 416 < 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 ---------- 2.5 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 728.30 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 7.700 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 7.700 m

강재의 허용응력 보정계수 ---------- 0.9

(강재의 재사용과 장기사용등을 고려하여 보정계수 0.9를 적용)

2) 버팀보의 제원 (C.T.C = 2.5 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 = 728.300 / 1 EA / cos (0.0 °) = 728.300 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 728.300 + 120.000 = 848.300 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

$f_c = N / A = 848.30 / 112.3622 \times 1.0 = 7.550$ kN/cm^2

(3) 설계 휨모멘트 (M)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 휨모멘트 (M) $= w \times L^2 / 8 = 5.00 \times 7.70^{\,2} / 8 = 37.06$ kN · m

(4) 휨 압축응력 : f_b

$f_b = M / Z = 37.06 / 1092 \times 100 = 3.393$ kN/cm^2

(5) 설계 전단력(S)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 전단력 (S) $= w \times L / 2 = 5.00 \times 7.70 / 2 = 19.25$ kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^{\,2} + r_2 \times r_1 + r_1^{\,2})}{3 \times (r_2^{\,2} + r_1^{\,2})} = 0.343 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

$L / R = 7.70 / 14.05 \times 100 = 54.789 < 100$ ∴ O.K

$L / R = 7.70 / 14.05 \times 100 = 54.789$, $(20 < L/R \leq 93)$

$f_{cag} = 0.9 \times (210 - 1.3 \times (L/R - 20)) = 148.30$ Mpa

f_c = 75.500 Mpa f_{bc} = 33.930 Mpa f_{bt} = 33.93 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -109.430$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -41.570$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-109.430) - (-41.570)}{-109.430} = 0.620$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.620 / 10 = 1.062$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.062 \times 0.90) = 21.260$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 148.300 \times 189.0 / 189.0 = 148.3$ Mpa

$\therefore f_c = 75.50$ Mpa $< f_{ca} = 148.30$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 33.93$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 539.67$ Mpa

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

$$= \frac{75.50}{148.30} + \frac{33.93}{189.00 \times (1 - 75.50 / 539.67)}$$

$= 0.509 + 0.209 = 0.718 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 75.50 + \frac{33.93}{(1 - 75.50 / 539.67)}$$

$= 75.500 + 39.449 = 114.949 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 3.430 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{109.430}{148.300} + \left\{\frac{3.430}{106.692}\right\}^2$$

= 0.738 + 0.032^2 = 0.739 ≤ 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
75.50	148.30	O.K	33.93	189.000	O.K	3.430	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.718	O.K	114.949	189.00	O.K	0.739	O.K

4.2.2 버팀보 (Φ406.4mm, t=12mm) : 7 단 ~ 12 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 ---------- 2.5 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 1383.00 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 7.700 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 7.700 m

강재의 허용응력 보정계수 ---------- 0.9

(강재의 재사용과 장기사용등을 고려하여 보정계수 0.9를 적용)

2) 버팀보의 제원 (C.T.C = 2.5 M)

◈ 사용강관 제원 : Ø 406.4㎜, t=12㎜(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 = 1383.000 / 1 EA / cos (0.0 °) = 1383.000 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 1383.000 + 120.000 = 1503.000 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 1503.00 / 148.7 × 1.0 = 10.108 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 × 7.70^2 / 8 = 37.06 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 37.06 / 1430 × 100 = 2.591 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 × 7.70 / 2 = 19.25 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.259 \ kN/cm^2$$

3) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.70 / 14.00 × 100 = 55.000 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.70 / 14.00 × 100 = 55.000 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 148.05 Mpa

f_c = 101.080 Mpa f_{bc} = 25.910 Mpa f_{bt} = 25.91 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -126.990$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -75.170$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-126.990) - (-75.170)}{-126.990} = 0.408$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.408 / 10 = 1.041$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.041 \times 1.20) = 16.266$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 148.050 \times 189.0 / 189.0 = 148.05$ Mpa

$\therefore f_c = 101.08$ Mpa $< f_{ca} = 148.05$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 25.91$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 535.54$ Mpa

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

$$= \frac{101.08}{148.05} + \frac{25.91}{189.00 \times (1 - 101.08 / 535.54)}$$

$= 0.683 + 0.169 = 0.852 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 101.08 + \frac{25.91}{(1 - 101.08 / 535.54)}$$

$= 101.080 + 31.938 = 133.018 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 107.265 Mpa

τ = 2.590 Mpa < τ_a = 107.265 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{126.990}{148.050} + \left\{\frac{2.590}{107.265}\right\}^2$$

= 0.858 + 0.024^2 = 0.859 ≤ 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
101.08	148.05	O.K	25.91	189.000	O.K	2.590	107.27	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.852	O.K	133.018	189.00	O.K	0.859	O.K

4.3 버팀보 띠장 설계

4.3.1 버팀보 띠장 (1 ~ 5) 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 = 2.500 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) = 593.300 / 2.500 = 237.320 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 237.320 x 2.500 x 2.500 = 185.406 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 237.320 x 2.500 x 2.500 = 148.325 kN · m

∴ Mmax max (148.325 , 185.406) = 185.406 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

$S_1 = 7/12\ WL$ 7/12 x 237.320 x 2.500 = 346.092 kN

- 연속보로 적용시

$S_2 = 6/10\ WL$ 6/10 x 237.320 x 2.500 = 355.980 kN

∴ Smax max (346.092 , 355.980) = 355.980 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 185,406,250 / 1,440,000 = 128.754 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 355,980 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 87.896 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 2,500 / 305 = 8.197 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 196.691 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	196.691 MPa	>	fb =	128.754 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	87.896 MPa	∴ O.K !

4.3.2 버팀보 띠장 (6 ~ 8) 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 = 2.500 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) = 1,091.100 / 2.500 = 436.440 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 436.440 x 2.500 x 2.500 = 340.969 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 436.440 x 2.500 x 2.500 = 272.775 kN · m

∴ Mmax max (272.775 , 340.969) = 340.969 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

$S_1 = 7/12\ WL$ 7/12 x 436.440 x 2.500 = 636.475 kN

- 연속보로 적용시

$S_2 = 6/10\ WL$ 6/10 x 436.440 x 2.500 = 654.660 kN

∴ Smax max (636.475 , 654.660) = 654.660 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 340,968,750 / 2,550,000 = 133.713 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 654,660 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 147.313 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 2,500 / 300 = 8.333 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 196.201 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba = 196.201 MPa	>	fb = 133.713 MPa	∴ O.K !		
전단응력	va = 120.000 MPa	<	v = 147.313 MPa	Stiffner 필요		
총소요 단면적 = Smax / va = 654660 / 120 =				5455.500	mm^2	
추가필요 단면적 = 5455.5 - 4444 =				1011.500	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) = (1011.5 / 1093.493) + 1ea ≒				2	ea	

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 636475 / (4444 + 1093.493 x 2ea)

= 95.985 MPa

전단응력	va = 120.0 MPa	>	v = 95.985 MPa	∴ O.K !

4.3.3 버팀보 띠장 (9) 단 (2H - 300 x 305)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :		2H - 300 x	305 x	15 x	15		
▣ 단면 제원 :							
A =	13,480	mm^2		rx =	126	mm	
w =	1.060	kN/m		ry =	72.600	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 = 2.500 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) = 1,278.600 / 2.500 / 2 = 255.720 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 255.720 x 2.500 x 2.500 = 199.781 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 255.720 x 2.500 x 2.500 = 159.825 kN · m

∴ Mmax max (159.825 , 199.781) = 199.781 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 255.720 x 2.500 = 372.925 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 255.720 x 2.500 = 383.580 kN

∴ Smax max (372.925 , 383.580) = 383.580 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 199,781,250 / 1,440,000 = 138.737 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 383,580 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 94.711 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 2,500 / 305 = 8.197 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 196.691 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	196.691 MPa	>	fb =	138.737 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	94.711 MPa	∴ O.K !

4.3.4 버팀보 띠장 (10 ~ 12) 단 (2H - 440 x 300)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :		2H - 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 = 2.500 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) = 1,383.000 / 2.500 / 2 = 276.600 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 276.600 x 2.500 x 2.500 = 216.094 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 276.600 x 2.500 x 2.500 = 172.875 kN · m

∴ Mmax max (172.875 , 216.094) = 216.094 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 276.600 x 2.500 = 403.375 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 276.600 x 2.500 = 414.900 kN

∴ Smax max (403.375 , 414.900) = 414.900 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 216,093,750 / 2,550,000 = 84.743 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 414,900 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 93.362 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 2,500 / 300 = 8.333 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 196.201 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	196.201 MPa	>	fb =	84.743 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	93.362 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 = 0.65 x 1900 x 98.71 x 1/1000 = 121.907 kN/ea

Pa2 = 0.80 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	1.503	26.0	13	0.40	매립층	
2	14.260	28.0	50	0.45	모래층	
3	22.375	35.0	50	0.45	자갈층	
4	28.213	29.0	50	0.40	풍화토	
5	31.132	33.0	50	0.60	풍화암	
6	50.000	36.0	50	0.60	연암	
7	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	25.620	1.200	30.000	606.000	6	100.000	606.000
2	27.120	1.200	30.000	747.000	8	100.000	747.000

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

- N(1단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 689.953 / 121.907 = 5.66 ea

∴ N(1단 강선수) = 5.66 ea < 6.0 ea ∴ O.K !

- N(2단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 868.650 / 121.907 = 7.13 ea

∴ N(2단 강선수) = 7.13 ea < 8.0 ea ∴ O.K !

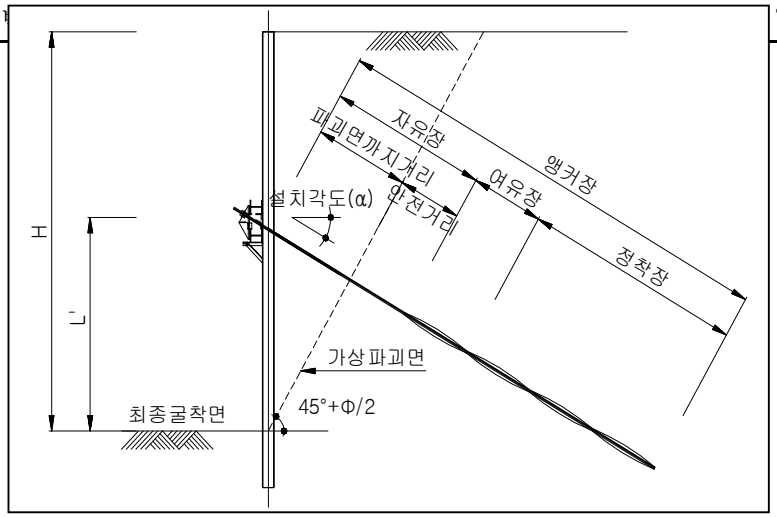
2) GROUND ANCHOR의 자유장 산정

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 ° + 26 ° / 2 58.00 °
- 지층번호 2의 가상파괴면 각도(β1) = 45 ° + 28 ° / 2 59.00 °
- 지층번호 3의 가상파괴면 각도(β1) = 45 ° + 35 ° / 2 62.50 °
- 지층번호 4의 가상파괴면 각도(β1) = 45 ° + 29 ° / 2 59.50 °
- 지층번호 5의 가상파괴면 각도(β1) = 45 ° + 33 ° / 2 61.50 °
- 지층번호 6의 가상파괴면 각도(β1) = 45 ° + 36 ° / 2 63.00 °
- 지층[illegible] °



(1) GROUND ANCHOR NO.1(설치심도:25.620m, 적용토층:풍화암)

- 앵커지점에서 가상파괴면 까지의 거리(Lf)

$$Lf = \frac{\sin(90 - \beta 1) \times L'}{\sin(\alpha + \beta 1)} = \frac{\sin(90.0 - 61.50) \times 3.71}{\sin(30.00 + 61.50)} = 1.769 \text{ m}$$

- 앵커의 안전거리(Lu)

Lu = MAX(0.15 x H , 1.50m) = MAX(0.15 x 29.326 , 1.500m) = 4.399 m

(2) GROUND ANCHOR NO.2(설치심도:27.120m, 적용토층:풍화암)

- 앵커지점에서 가상파괴면 까지의 거리(Lf)

$$Lf = \frac{\sin(90 - \beta 1) \times L'}{\sin(\alpha + \beta 1)} = \frac{\sin(90.0 - 61.50) \times 2.21}{\sin(30.00 + 61.50)} = 1.053 \text{ m}$$

- 앵커의 안전거리(Lu)

Lu = MAX(0.15 x H , 1.50m) = MAX(0.15 x 29.326 , 1.500m) = 4.399 m

앵커 NO	파괴면 까지 거리 (m)	안전거리 (m)	소요 자유장 (m)	설계 자유장 (m)	비 고
1	1.769	4.399	6.168	7.000	∴ O.K !
2	1.053	4.399	5.452	6.000	∴ O.K !

3) JACKING FORCE 계산

(1) 정착장치의 활동에 의한 Prestress의 감소

Δfps = Ep x ΔL / 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 (mm^2)	Δfps (MPa)	ΔPp (kN)	비 고
1	7.500	592.260	80.0	47.381	
2	6.500	789.680	92.3	72.887	

(2) RELAXATION에 의한 Prestress의 감소

ΔPpr1 = K x fpt x A x N = 0.050 x 1.235 x 98.71 x 6 ea = 36.572 kN

ΔPpr2 = K x fpt x A x N = 0.050 x 1.235 x 98.71 x 6 ea = 48.763 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)

(0.65fpu 와 0.80fpy 중 작은값 적용)

0.65fpu = 0.65 x 1900 = 1235.00 MPa

0.80fpy = 0.80 x 1600 = 1280.00 MPa

∴ fpt = MIN(1,235.00 , 1,280.00) = 1235.00 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	606.000	47.381	36.572	689.953	7.500	43.686	
2	747.000	72.887	48.763	868.650	6.500	35.750	

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 τ : 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (MPa)

Fs : 안전율 = 1.5 U : 인장재의 주변장 (mm)

D : 앵커체의 지름 = 100 mm N : 인장재의 개수 (EA)

τa : 인장재의 허용부착응력 (MPa)

- 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 = 689.953 kN
- 토　　층 : 연암 (τ ≒ 1.0 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 689.953 x 1000 x 1.5 / (π x 100.00 x 1.00)
  = 3294.28 mm = 3.294 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 689.953 x 1000 / (39.898 x 6 x 0.7)
  = 4117.36 mm = 4.117 m

∴ 설계정착길이 = 4.117 m < 4.500 m ∴ O.K !

(2) GROUND ANCHOR NO.2

- 설계축력(Jacking Force) : Tmax = 868.650 kN
- 토　　층 : 연암 (τ ≒ 1.0 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 868.650 x 1000 x 1.5 / (π x 100.00 x 1.00)
  = 4147.50 mm = 4.147 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 868.650 x 1000 / (39.898 x 6 x 0.7)
  = 5183.75 mm = 5.184 m

∴ 설계정착길이 = 5.184 m < 5.500 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	7.000	4.500	1.500	13.000	
2	6.000	5.500	1.500	13.000	

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 6ea	30.000	7.000	4.500	1.500	13.000	689.953
2	Φ12.7mm x 8ea	30.000	6.000	5.500	1.500	13.000	868.650

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 = 868.650 kN
- EARTH ANCHOR C.T.C = 1.000 m
- ANCHOR 작용하는 최대반력 (Tmax) = 868.650 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 = 868.650 x 0.2 x COS(30) / 0.550
  = 273.554 kN
- 작용하중(T2) = Tmax x COS(α) - 작용하중(T1) = 868.650 x COS(30) - 273.554
  = 478.719 kN

∴설계하중 (w) = MAX(273.554, 478.719) = 478.719 kN

2) 단면력 산정

Mmax = P ℓ / 4 = (478.719 x 1.000) / 4 = 119.680 kN·m

Smax = Tmax = 478.719 = 239.360 kN

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 119,680,000.0 / 919,000.0 = 130.2 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 239,360.0 / [(250.0 - 14.0 x 2) x 14)] = 77.0 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 1,000.0 / 255.0 = 3.922 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x 210.0 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	210.0 MPa	>	fb =	130.2 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	77.0 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
주형보	휨 응 력		MPa	100.97	195.00	1.93	∴ O.K	I - 700x300x13x24
	전단응력		MPa	39.83	120.00	3.01	∴ O.K	
	처 짐		mm	5.51	19.25	3.50	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(측면)	휨 응 력		MPa	58.70	210.00	3.58	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	전단응력		MPa	83.48	120.00	1.44	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(중앙)	휨 응 력		MPa	99.83	190.20	1.91	∴ O.K	H - 440x300x11x18
	전단응력		MPa	81.01	120.00	1.48	∴ O.K	(SS400)
중앙파일	휨응력		MPa	33.73	196.20	5.82	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	압축응력		MPa	39.23	210.00	5.35	∴ O.K	
	조합응력			0.32	1.00	3.13	∴ O.K	(SS400)
	지지력		kN	528.76	1795.76	3.40	∴ O.K	
쉬트파일	휨응력		MPa	195.71	270.00	1.38	∴ O.K	합성-V 400×316×15.5
	압축응력		MPa	15.82	255.00	16.12	∴ O.K	
	전단응력		MPa	15.94	150.00	9.41	∴ O.K	(SY30)
	조합응력			0.790	1.000	1.27	∴ O.K	
버팀보(9t)	작용력		kN/ea	848.30				Φ406.4mm, t=9mm
	조합응력			0.74	1.00	1.35	∴ O.K	(SS400)
버팀보(12t)	작용력		kN/ea	1503.00				Φ406.4mm, t=12mm
	조합응력			0.86	1.00	1.16	∴ O.K	(SS400)
G/A 1단	반 력		kN/ea	606.00				P.C strand
	J/F		kN/ea	689.95				Φ12.7 mm x 6ea
G/A 2단	반 력		kN/ea	747.00				P.C strand
	J/F		kN/ea	868.65				Φ12.7 mm x 8ea
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	128.75	196.69	1.53	∴ O.K	H - 300x305x15x15
		전단응력	MPa	77.11	120.00	1.56	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 H440	휨응력	MPa	133.71	196.20	1.47	∴ O.K	H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	95.99	120.00	1.25	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 2H-300	휨응력	MPa	138.74	196.69	1.42	∴ O.K	2H - 300x305x15x15
		전단응력	MPa	94.71	120.00	1.27	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 2H-440	휨응력	MPa	84.74	196.20	2.32	∴ O.K	2H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	93.36	120.00	1.29	∴ O.K	(SS400)
	G/A	휨응력	MPa	130.23	210.00	1.61	∴ O.K	2H - 250x255x14x14
		전단응력	MPa	77.01	120.00	1.56	∴ O.K	(SS400)

5.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	3.63	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	27.40㎜	<	58.65㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/416	<	1/300	∴ O.K

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+112.000~STA.8+135.000 RB-2 GL-11.30M적용)

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

PROFILE   1    1.503     1      1
          2    14.26     3      3
          3    22.375    4      4
          4    28.213    5      5
          5    31.132    6      6
          6    50        7      7
          7    60        8      8

VWALL     1     31.132     .02762     4.2044E-04     2.1E+08     1     1     1     0     0
          2     32.132     .008336    .000133        2.1E+08     2.4   .594  .201  0     0

STRUT   1    0.7     0.02355     7.7     2     0     0     0     0
        2    2.5     0.01124     7.7     2.5   300   0     0     0
        3    4.5     0.01124     7.7     2.5   350   0     0     0
        4    6.5     0.01124     7.7     2.5   350   0     0     0
        5    8.5     0.01124     7.7     2.5   350   0     0     0
        6    10.5    0.01124     7.7     2.5   350   0     0     0
        7    12.5    0.01124     7.7     2.5   400   0     0     0
        8    14.5    0.01487     7.7     2.5   400   0     0     0
        9    16.5    0.01487     7.7     2.5   350   0     0     0
        10   18.5    0.01487     7.7     2.5   350   0     0     0
        11   20.5    0.01487     7.7     2.5   350   0     0     0
        12   22.3    0.01487     7.7     2.5   350   0     0     0
        13   24.1    0.01487     7.7     2.5   350   0     0     0

ANCHOR   1   25.6    0.0005922     30     7     1.2     600     0    0
         2   27.1    0.0005922     30     6     1.2     700     0    0
```

```
Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.2
      gwl 11.3 11.3 10
      rankine 1.0 0.0 30
      surcharge 10
      excavation 1.2

STEP  2  const strut 1 and excavation to 3.00
      const strut 1
      excavation 3.000

STEP  3  const strut 2 and excavation to 5.00
      const strut 2
      excavation 5.00

STEP  4  const strut 3 and excavation to 7.00
      const strut 3
      excavation 7.00

STEP  5  const strut 4 and excavation to 9.00
      const strut 4
      excavation 9.00

STEP  6  const strut 5 and excavation to 11.00
      const strut 5
      excavation 11.00

STEP  7  const strut 6 and excavation to 13.00
      const strut 6
      excavation 13.00

STEP  8  const strut 7 and excavation to 15.00
      const strut 7
      excavation 15.00

STEP  9  const strut 8 and excavation to 17.00
      const strut 8
      excavation 17.00
```

```
STEP  10  const strut 9 and excavation to 19.00
      const strut 9
      excavation 19.00

STEP  11  const strut 10 and excavation to 21.00
      const strut 10
      excavation 21.00

STEP  12  const strut 11 and excavation to 22.80
      const strut 11
      excavation 22.800

STEP  13  const strut 12 and excavation to 24.600
      const strut 12
      excavation 24.600

STEP  14  const strut 13 and excavation to 26.10
      const strut 13
      excavation 26.100

STEP  15  const anchor 1 and excavation to 27.60
      const anchor 1
      excavation 27.60

STEP  16  const anchor 2 and excavation to 29.326
      const anchor 2
      excavation 29.326
      ground settlement
      depth check

STEP  17  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+120~8+135) .datDate : 2016-12-23
Project : 종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+120.000~STA.8+135.000 RB-2 GL-11.30M적용)Time : 11:29

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	1.20	2.29	4.00	-5.09	1.40	0.57	27.90	-6.11	2.60
2	3.00	18.70	0.70	-14.60	3.30	18.90	2.40	-5.56	5.60
-3	3.00	66.14	2.50	-53.86	2.50	11.41	5.20	-61.47	2.50
3	5.00	74.24	2.50	-57.88	2.50	21.23	5.00	-70.26	2.50
-4	5.00	85.41	4.50	-54.59	4.50	21.72	6.60	-52.32	4.50
4	7.00	97.25	4.50	-58.51	4.50	38.21	6.80	-64.82	4.50
-5	7.00	78.18	6.50	-61.82	6.50	22.27	8.40	-40.82	2.50
5	9.00	100.71	6.50	-67.00	6.50	49.79	8.70	-54.70	6.50
-6	9.00	71.53	8.50	-68.47	8.50	18.52	10.30	-41.26	2.50
6	11.00	110.58	8.50	-75.89	8.50	61.93	10.70	-60.21	8.50
-7	11.00	68.85	4.50	-71.46	10.50	13.80	12.20	-41.41	2.50
7	13.00	148.73	10.50	-88.58	10.50	96.87	12.90	-93.81	10.50
-8	13.00	86.09	12.50	-73.91	12.50	20.59	14.00	-41.41	2.50
8	15.00	191.81	12.50	-99.48	12.50	121.58	14.80	-114.93	12.50
-9	15.00	89.73	12.50	-76.75	12.50	30.08	15.60	-41.69	12.50
9	17.00	245.27	14.50	-121.42	14.50	157.91	16.80	-141.38	14.50
-10	17.00	148.43	14.50	-89.94	14.50	66.00	17.30	-62.63	14.50
10	19.00	301.45	16.50	-134.90	16.50	212.72	18.80	-151.53	16.50
-11	19.00	198.89	16.50	-100.84	14.50	114.10	19.20	-80.33	14.50
11	21.00	355.41	18.50	-155.89	18.50	270.00	20.80	-152.76	18.50
-12	21.00	250.91	18.50	-117.36	18.50	168.18	21.10	-88.02	16.50
12	22.80	367.01	20.50	-151.71	20.50	294.53	22.60	-134.69	26.90
-13	22.80	259.55	20.50	-134.39	18.50	198.12	22.70	-104.95	26.70
13	24.60	389.65	22.30	-163.33	22.30	318.52	24.30	-160.38	28.70
-14	24.60	283.00	22.30	-141.65	20.50	219.73	23.70	-131.03	28.60
14	26.10	333.90	24.10	-180.41	27.80	297.48	25.70	-153.66	29.30
15	27.60	284.90	25.60	-221.26	28.40	260.63	26.90	-118.77	29.60
16	29.30	279.24	27.10	-235.94	25.60	155.89	28.30	-77.55	16.50
17	29.30	387.24	27.10	-251.47	25.60	179.74	28.70	-166.95	25.60

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

>> Strut Force <<

		------- STRUT No. and DEPTH --------							
Step	Exca	1	2	3	4	5	6	7	8
No	Depth	0.7	2.5	4.5	6.5	8.5	10.5	12.5	14.5
1	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3.0	42.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-3	3.0	-37.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	5.0	-47.3	330.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-4	5.0	-18.1	219.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.0	-20.6	212.4	387.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-5	7.0	-13.5	226.1	284.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	9.0	-12.5	220.3	274.2	420.5	0.0	0.0	0.0	0.0
-6	9.0	-14.1	229.7	291.0	305.4	0.0	0.0	0.0	0.0
6	11.0	-13.4	229.8	282.1	289.1	471.8	0.0	0.0	0.0
-7	11.0	-14.2	229.5	293.2	311.1	323.7	0.0	0.0	0.0
7	13.0	-14.3	230.7	293.9	293.3	288.8	593.3	0.0	0.0
-8	13.0	-14.2	229.4	293.1	311.9	325.6	339.3	0.0	0.0
8	15.0	-14.3	229.6	294.6	312.4	302.9	302.5	728.3	0.0
-9	15.0	-14.2	229.4	293.2	312.1	324.3	334.3	416.2	0.0
9	17.0	-14.2	229.3	293.3	314.0	326.1	307.2	351.7	916.8
-10	17.0	-14.2	229.4	293.2	312.8	324.8	325.0	395.4	596.0
10	19.0	-14.2	229.4	293.1	312.9	327.9	327.2	346.8	455.1
-11	19.0	-14.2	229.4	293.1	312.8	326.5	326.0	369.4	522.5
11	21.0	-14.2	229.4	293.1	312.6	326.6	329.7	372.5	446.1
-12	21.0	-14.2	229.4	293.1	312.7	326.5	328.3	371.3	475.5
12	22.8	-14.2	229.4	293.1	312.7	326.3	328.4	375.6	479.8
-13	22.8	-14.2	229.4	293.1	312.7	326.4	328.4	374.0	478.5
13	24.6	-14.2	229.4	293.1	312.7	326.3	328.1	374.5	485.1
-14	24.6	-14.2	229.4	293.1	312.7	326.3	328.2	374.3	482.9
14	26.1	-14.2	229.4	293.1	312.7	326.3	328.2	374.1	483.6
15	27.6	-14.2	229.4	293.1	312.7	326.3	328.2	374.1	483.1
16	29.3	-14.2	229.4	293.1	312.7	326.3	328.2	374.2	482.8
17	29.3	351.5	422.4	416.7	387.6	369.1	349.6	402.5	494.7

------- STRUT No. and DEPTH --------

Step	Exca	9	10	11	12	13
No	Depth	16.5	18.5	20.5	22.3	24.1
1	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-3	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-4	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-5	7.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	9.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-6	9.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	11.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-7	11.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	13.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-8	13.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	15.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-9	15.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	17.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-10	17.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	19.0	1091.1	0.0	0.0	0.0	0.0
-11	19.0	742.7	0.0	0.0	0.0	0.0
11	21.0	560.1	1278.6	0.0	0.0	0.0
-12	21.0	630.7	920.9	0.0	0.0	0.0
12	22.8	553.6	744.2	1297.2	0.0	0.0
-13	22.8	582.2	806.1	941.3	0.0	0.0
13	24.6	583.4	704.2	773.0	1383.0	0.0
-14	24.6	583.1	738.7	828.0	1029.5	0.0
14	26.1	588.0	735.1	746.4	936.6	1185.9
15	27.6	587.2	741.4	769.2	893.7	816.6
16	29.3	585.0	742.0	803.9	945.4	484.9
17	29.3	599.1	738.8	832.3	845.1	627.3

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 No	Exca Depth	1 25.6	2 27.1
1	1.2	0.0	0.0
2	3.0	0.0	0.0
-3	3.0	0.0	0.0
3	5.0	0.0	0.0
-4	5.0	0.0	0.0
4	7.0	0.0	0.0
-5	7.0	0.0	0.0
5	9.0	0.0	0.0
-6	9.0	0.0	0.0
6	11.0	0.0	0.0
-7	11.0	0.0	0.0
7	13.0	0.0	0.0
-8	13.0	0.0	0.0
8	15.0	0.0	0.0
-9	15.0	0.0	0.0
9	17.0	0.0	0.0
-10	17.0	0.0	0.0
10	19.0	0.0	0.0
-11	19.0	0.0	0.0
11	21.0	0.0	0.0
-12	21.0	0.0	0.0
12	22.8	0.0	0.0
-13	22.8	0.0	0.0
13	24.6	0.0	0.0
-14	24.6	0.0	0.0
14	26.1	0.0	0.0
15	27.6	584.8	0.0
16	29.3	539.3	642.7
17	29.3	606.0	747.0

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

>> 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	0.00(4)	0.00(0)	0.16(17)	0.00(0)	1.36(4)	94.89(17)
6	0.50	0.00(0)	-51.13(17)	0.00(0)	-12.28(17)	0.98(5)	110.05(17)
8	0.70	101.95(17)	-73.79(17)	0.00(0)	-24.74(17)	0.91(2)	116.68(17)
13	1.20	39.19(17)	-30.92(3)	10.96(17)	-14.39(3)	1.04(2)	134.86(17)
16	1.50	13.03(2)	-36.25(3)	16.52(17)	-24.47(3)	1.11(2)	87.39(17)
26	2.50	82.51(17)	-86.43(17)	18.80(2)	-70.26(3)	1.21(2)	85.43(17)
31	3.00	59.37(3)	-11.38(2)	15.54(2)	-36.79(3)	1.19(2)	84.46(17)
36	3.50	43.92(3)	-13.82(2)	13.21(17)	-32.36(4)	1.13(2)	83.50(17)
46	4.50	97.25(4)	-84.44(17)	17.85(3)	-64.82(4)	0.94(2)	81.61(17)
51	5.00	71.93(4)	-3.50(2)	21.23(3)	-22.60(4)	0.90(3)	80.68(17)
56	5.50	48.99(4)	-7.94(3)	18.44(3)	-17.58(5)	1.01(3)	79.75(17)
66	6.50	100.71(5)	-77.23(17)	36.74(4)	-54.70(5)	1.17(4)	77.93(17)
71	7.00	73.83(5)	-8.62(4)	37.27(4)	-14.25(6)	1.38(4)	77.03(17)
76	7.50	50.98(5)	-19.02(4)	29.55(4)	-13.75(6)	1.49(4)	76.14(17)
86	8.50	110.58(6)	-77.81(7)	49.25(5)	-60.21(6)	1.83(5)	74.39(17)
91	9.00	85.46(6)	-16.05(5)	47.10(5)	-25.42(7)	2.00(5)	73.52(17)
96	9.50	61.13(6)	-31.18(7)	34.75(5)	-32.77(7)	2.05(5)	72.66(17)
106	10.50	148.73(7)	-88.58(7)	61.05(6)	-93.81(7)	2.66(6)	71.75(8)
111	11.00	121.66(7)	-17.28(6)	59.20(6)	-38.60(8)	2.81(6)	72.03(9)
116	11.50	93.61(7)	-35.36(8)	45.42(6)	-48.27(8)	3.19(7)	73.30(9)
126	12.50	191.81(8)	-99.48(8)	90.47(7)	-114.93(8)	4.50(7)	79.67(17)
131	13.00	155.88(8)	-19.77(6)	96.66(7)	-55.44(9)	4.81(7)	83.87(17)
136	13.50	117.27(8)	-36.74(7)	85.50(7)	-63.61(9)	4.86(7)	88.07(17)
144	14.30	49.97(8)	-103.46(9)	107.89(8)	-118.91(9)	5.76(8)	94.81(17)
146	14.50	245.27(9)	-121.42(9)	116.10(8)	-141.38(9)	5.99(8)	97.24(17)
151	15.00	198.28(9)	-50.96(7)	120.54(8)	-71.98(10)	6.35(8)	103.31(17)
156	15.50	148.32(9)	-49.75(8)	103.74(8)	-72.21(10)	6.39(9)	109.39(17)
166	16.50	301.45(10)	-134.90(10)	151.31(9)	-151.53(10)	8.52(9)	121.60(17)
171	17.00	242.37(10)	-60.30(8)	156.41(9)	-69.26(11)	9.00(9)	127.73(17)
176	17.50	180.27(10)	-55.03(9)	137.45(9)	-64.71(11)	10.67(10)	133.87(17)
186	18.50	355.41(11)	-155.89(11)	204.98(10)	-152.76(11)	13.43(10)	146.19(17)
191	19.00	284.00(11)	-80.06(9)	210.76(10)	-43.76(12)	14.12(11)	152.38(17)
196	19.50	209.51(11)	-62.00(9)	189.27(10)	-29.98(8)	16.33(11)	158.58(17)
206	20.50	367.01(12)	-163.69(17)	262.13(11)	-92.84(12)	19.43(11)	171.02(17)
211	21.00	282.96(12)	-103.05(10)	266.88(11)	-48.80(9)	19.95(11)	177.26(17)
215	21.40	213.42(12)	-96.01(10)	247.68(11)	-44.32(9)	21.44(12)	182.27(17)
224	22.30	389.65(13)	-163.33(13)	288.23(12)	-71.86(13)	23.66(12)	193.57(17)
225	22.40	370.76(13)	-120.97(11)	292.23(12)	-63.88(10)	23.76(12)	194.83(17)
229	22.80	294.24(13)	-130.06(11)	289.23(12)	-77.21(10)	24.60(13)	197.87(17)
242	24.10	333.90(14)	-182.06(17)	315.44(13)	-64.77(10)	27.40(13)	207.81(17)

247	24.60	230.51(14)	-144.79(12)	307.72(13)	-99.32(11)	27.03(13)	211.65(17)
257	25.60	284.90(15)	-251.47(17)	296.86(14)	-166.95(17)	26.77(14)	220.51(16)
262	26.10	174.83(15)	-157.47(13)	278.09(14)	-101.60(17)	25.55(14)	224.91(14)
272	27.10	387.24(17)	-184.39(16)	254.84(15)	-139.25(17)	22.83(15)	233.67(15)
277	27.60	270.88(17)	-178.95(14)	199.79(15)	-120.79(12)	20.49(15)	238.03(16)
283	28.20	128.74(17)	-215.25(15)	155.20(16)	-147.83(13)	16.98(15)	243.24(16)
294	29.30	57.11(13)	-194.74(16)	140.83(17)	-153.66(14)	11.49(16)	247.31(17)
299	29.80	88.87(13)	-114.83(17)	80.51(17)	-132.33(14)	8.90(16)	0.00(0)
304	30.30	107.89(14)	-72.95(17)	32.79(17)	-85.03(14)	6.36(16)	0.00(0)
309	30.80	85.92(15)	-30.39(17)	7.15(17)	-37.54(15)	5.41(17)	0.00(0)
312	31.10	40.87(15)	-7.24(17)	1.57(17)	-17.61(15)	5.09(17)	0.00(0)
314	31.30	26.99(15)	-2.73(17)	0.91(17)	-11.56(15)	4.88(17)	0.00(0)
319	31.80	11.45(15)	-0.68(17)	0.11(17)	-1.71(15)	4.33(17)	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		389.65	-251.47	318.52	-166.95	27.40	247.31

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

Max Disp / Max Exdepth = 27.40mm/29.30m = 0.09%

*INPUT

*OUTPUT

제 목	
2. Ramp-B	
8K	120.000
8K	135.000

표준단면

굴착깊이	29.326	m
근입깊이 측면	2.806	m
근입깊이 중앙	3.217	m
굴착폭 :	15.400	m
주형보계산지간	7.700	
L1(큰지간입력)=	7.700	m
L2(작은지간입력)=	7.700	m
지하수위	11.30	
지장물지지파일	7.50	
C.T.C(m)	0.000	m
측벽Pile	1.000	m
중앙Pile	3.000	m
주형보	2.000	m
버팀보	2.500	m
주형보 BRACING	2.600	m
버팀보 층수	12층	
띠장 단수	0	
띠장(300)	5 단	
띠장(440)	3 단	
띠장(2*300)	1 단	
띠장(2*440)	3 단	
띠장(250)	2 단	
좌굴장	0	
측벽Pile 좌굴장	2.500	m
중앙Pile 좌굴장 강축	2.500	m
중앙Pile 좌굴장 약축	2.500	m
버팀보강축 좌굴장	7.700	m
버팀보약축 좌굴장	7.700	m
증가계수	1.5	
사보강버팀보간격	5.000	m

***목차, 설계기준 및 어스앵커는 본 시트** 0

0

0

버팀보 0

최대 Strut Force(9t)	728.300
최대 Strut Force(12t)	1383.000

최대축력위치	6단
띠장검토시	0
띠장(305) Strut F	593.300
띠장(440) Strut F	1091.100
띠장(2*300) Strut F	1278.600
띠장(2*440) Strut F	1383.000
버팀보 축력	랭킨
주형보	351.500
1 단	422.400
2 단	416.700
3 단	420.500
4 단	471.800
5 단	593.300
6 단	728.300
7 단	916.800
8 단	1091.100
9 단	1278.600
10 단	1297.200
11 단	1383.000
12 단	1185.900
13 단	0.000
14 단	0.000
측면파일	0
최대전단력	389.650
최대모멘트	318.520
최대변위	27.400
토압(w) MAX1(상부)	247.310
토압(w) MAX2(중간)	247.310
토압(w) MAX2(하부)	247.310
주동Ma:	1637.310
수동Mp:	5949.930
Distance of Influnce D	24.12
Settlement at Wall	41.54
어스앵커 축력	0
1 단	606.000
2 단	747.000
3 단	0.000
4 단	0.000
5 단	0.000
6 단	0.000
7 단	0.000
8 단	0.000
9 단	0.000
10 단	0.000

0

		단수정리	층수
9t	시작단	1	

	끝단	6	5.000
12t	시작단	7	
	끝단	12	5.000
H300	시작단	1	
	끝단	5	4.000
H440	시작단	6	
	끝단	8	2.000
2H300	시작단	9	
	끝단	9	0.000
2H400	시작단	10	
	끝단	12	2.000
H250		2	2.000

	신강재/구강재	1
용하	사하중	5
	온도하중	120
	쉬트파일 사용강재	3
	N값	40
	토사/암반	2
	사질토/점성토	1
락볼.	직경	29

구강재 : 0.9

신강재 : 1

kN/m
kN

1 SP - III		
2 SP - IV		
3 합성		V
4 SP-		V

파일 지지선단이 토사인 경우 "1"입력
파일 지지선단이 암인 경우 "2"입력

7. 사질토 = 1 , 점성토=2

변 경

3. Ramp-B

(STA.8+ 135.000～STA.8+ 145.000)

목 차

1. 표준단면

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

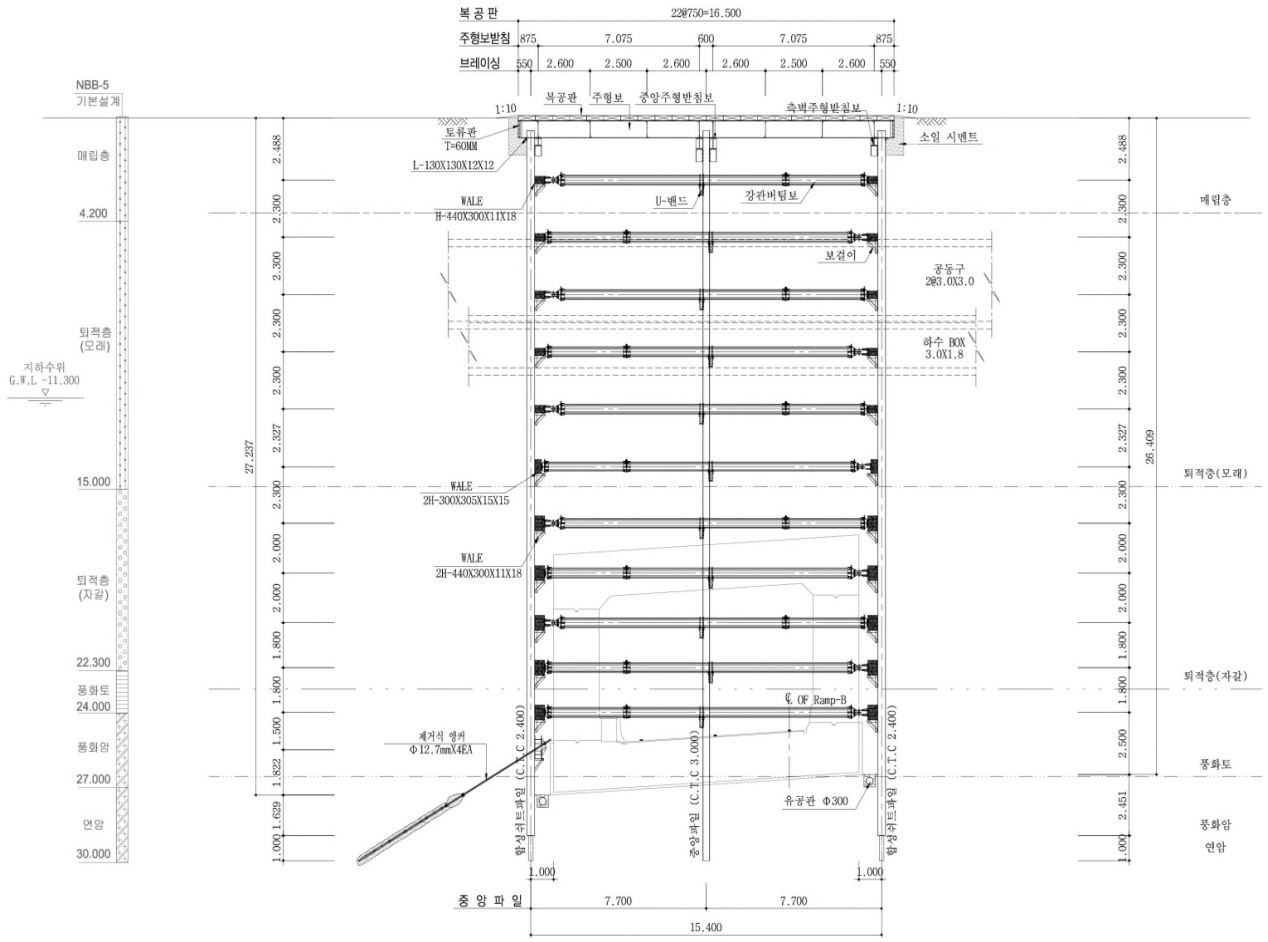
3. 노면복공 설계
   3.1 주형보 설계
   3.2 주형지지보 설계
   3.3 중앙말뚝 설계

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


복공판
주형보받침
브레이싱
22@750=16.500
875
7.075
600
7.075
875
550
2.600
2.500
2.600
2.600
2.500
2.600
550
NBB-5
기본설계
1:10
복공판
주형보
중앙주형받침보
측벽주형받침보
1:10
토류판
T=60MM
L-130X130X12X12
소일 시멘트
WALE
H-440X300X11X18
U-밴드
강관버팀보
보강이
공동구
2@3.0X3.0
하수 BOX
3.0X1.8
WALE
2H-300X305X15X15
WALE
2H-440X300X11X18
℄ OF Ramp-B
제거식 앵커
Φ12.7mmX4EA
유공관 Φ300
매립층
퇴적층
(모래)
지하수위
G.W.L -11.300
퇴적층
(자갈)
풍화토
풍화암
연암
4.200
15.000
22.300
24.000
27.000
30.000
27.237
26.409
2.488
2.300
2.327
2.000
1.800
1.500
1.822
1.629
2.500
2.451
1.000
합성선트파일 (C.T.C 2.400)
중앙파일 (C.T.C 3.000)
합성선트파일 (C.T.C 2.400)
중 앙 파 일
7.700
7.700
15.400

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 20 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		20 < ℓ/r ≤ 93 일 경우 210-1.3(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 93 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.5 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.5 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 210-3.6(ℓ/b-4.5)	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 15 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		15 < ℓ/r ≤ 80 일 경우 285-1.95(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 80 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.0 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.0 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 285-5.7(ℓ/b-4.0)	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3.노면복공설계

3.1 주형보 설계

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	I - 700 x	300 x	13.0 x	24	(SS400)		
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 7.700 m ∴ 최대 주형보 2.5 차로 재하

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	4.000	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(4 + 1.85) x 0.100	=	0.585	kN/m
합 계		∑ W =	6.435	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 7.700) = 0.314 > 0.300

∴ I = 0.300

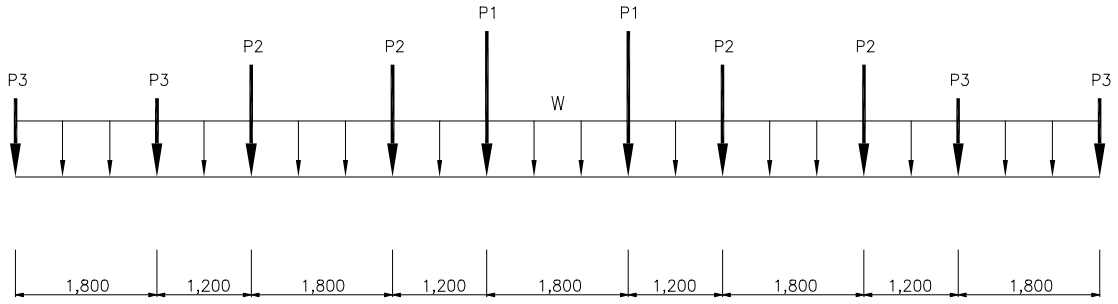
P1 = 240.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 124.800 kN (DB-24 후륜하중)

P2 = 180.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 93.600 kN (DB-18 후륜하중)

P3 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

P4 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

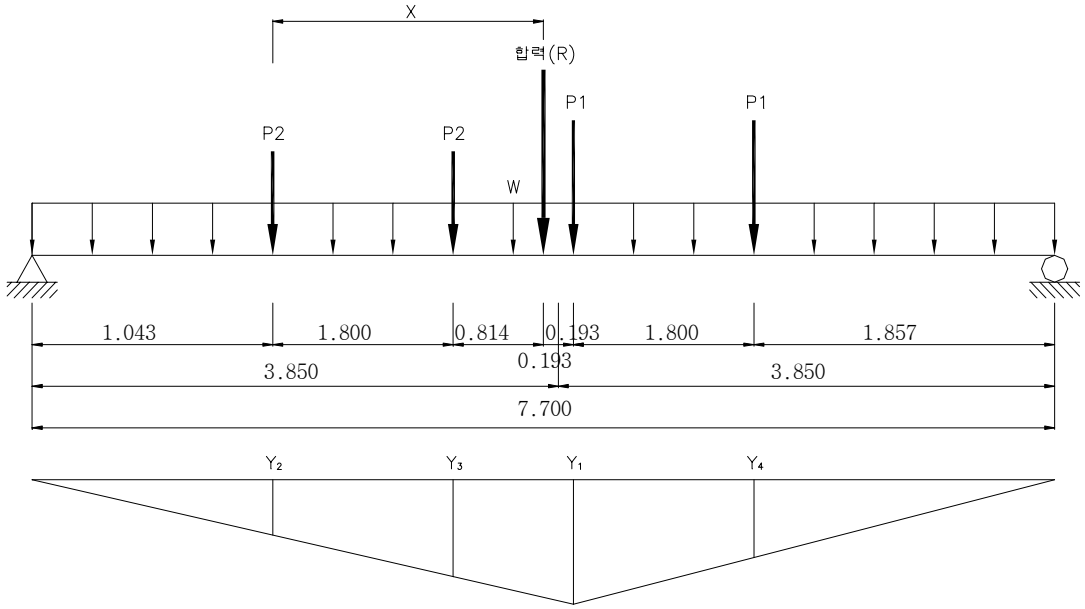
(3) 보가 차량 진행방향과 직각인 경우의 연행이동 하중



3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 2) = 436.800 kN

합력작용점(X) = [{P1 x (3.0 + 4.8)} + (P2 x 1.8)] / R

= [(124.8 x 7.80) + (93.6 x 1.8)] / 436.800 = 2.614 m

Y_1 =	1.920
Y_2 =	0.495
Y_3 =	1.350
Y_4 =	0.975

∑Yp1 = 1.920 + 0.975 = 2.895 m

∑Yp2 = 0.495 + 1.350 = 1.845 m

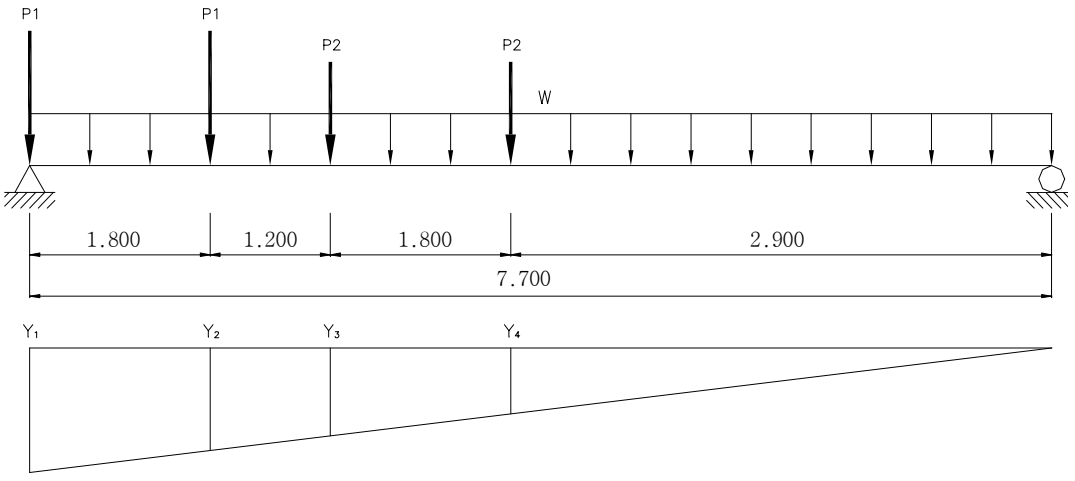
A = 7.700 x (1.920 / 2) = 7.392 m^2

Md = 7.392 x 6.435 = 47.568 kN·m

ML = 124.800 x 2.895 + 93.600 x 1.845 = 533.988 kN·m

M1 = Md + ML = 47.568 + 533.988 = 581.556 kN·m

나. 전단력 산정

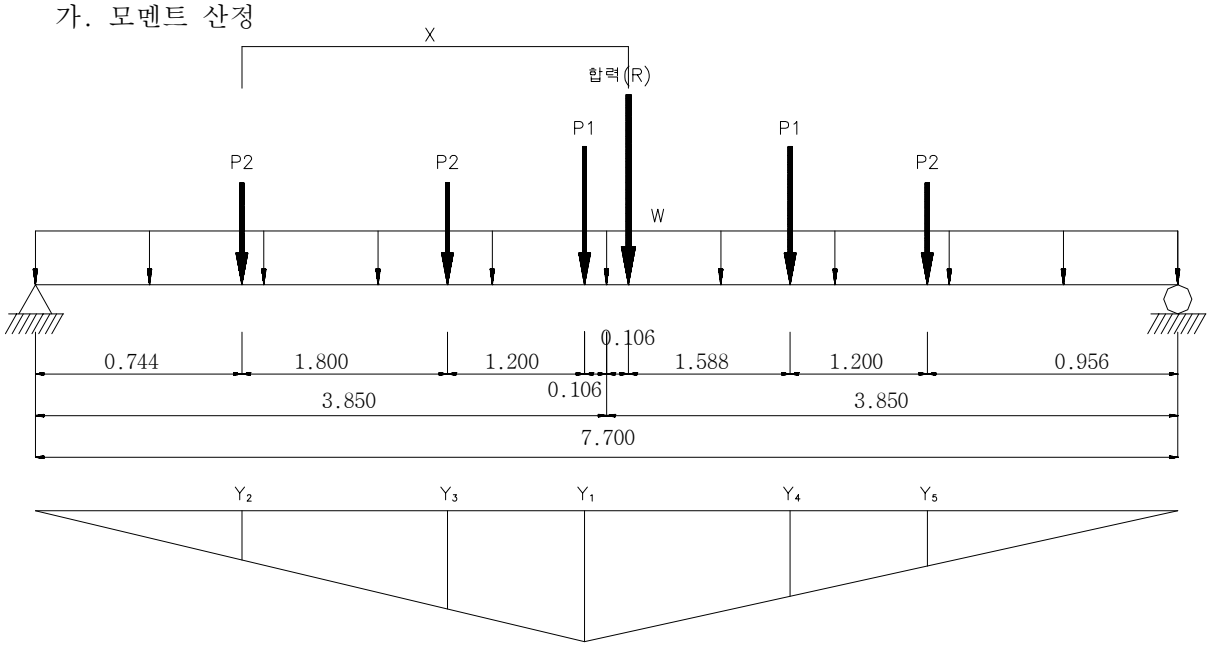


∑Yp1 = 1.000 + 0.766 =	1.766	m	
∑Yp2 = 0.610 + 0.377 =	0.987	m	
A = 7.700 x (1.000 / 2) =	3.850	㎡	
Sd = 3.850 x 6.435 =	24.775	kN	
SL = 124.800 x 1.766 + 93.600 x 0.987 =	312.780	kN	
S1 = Sd + SL = 24.775 + 312.780 =	337.555	kN	

Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.766
Y_3 =	0.610
Y_4 =	0.377

(2) 2.5차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 3) = 530.400 kN

합력작용점(X) = {P1 x (3.0 + 4.8) + P2 x (6.0 + 1.8)} / R

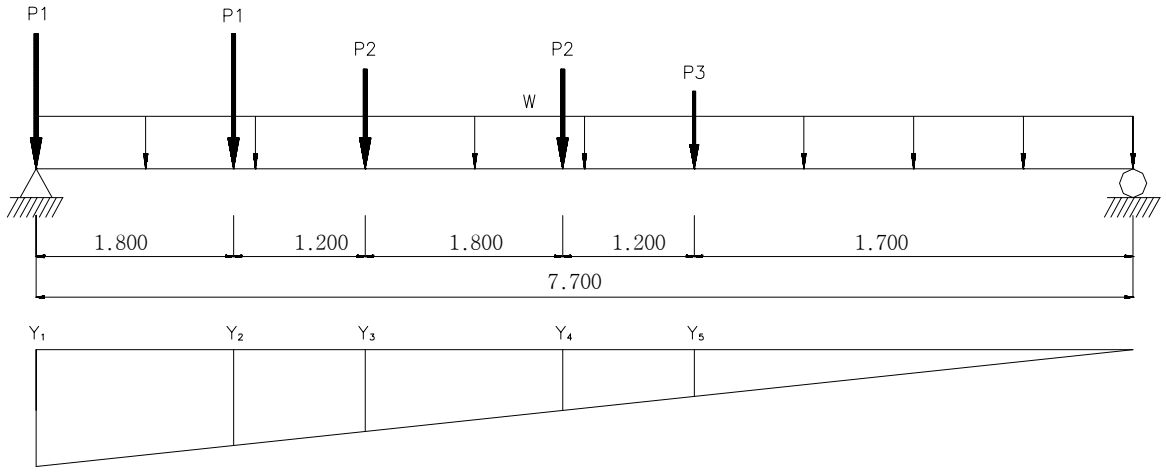
= [(124.800 x (3 + 4.80) + {93.600 x (6.0 + 1.8)}] / 530.400

= 3.212 m

∑Yp1 = 1.924 + 1.049 =	2.973	m	
∑Yp2 = 0.465 + 1.307 + 0.382 =	2.154	m	
A = 1/2 x 7.700 x 1.924 =	7.407	㎡	
Md = 7.407 x 6.435 =	47.667	kN·m	
ML = 0.9 x (124.800 x 2.973 + 93.600 x 2.154)			
=	515.380	kN·m	
M2 = Md + ML = 47.667 + 515.380 =	563.05	kN·m	

Y_1 =	1.924
Y_2 =	0.382
Y_3 =	1.307
Y_4 =	1.049
Y_5 =	0.465

나. 전단력 산정



Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.766
Y_3 =	0.610
Y_4 =	0.377
Y_5 =	0.221

∑Yp1 = 1.000 + 0.766 = 1.766 m

∑Yp2 = 0.610 + 0.377 = 0.987 m

∑Yp3 = 0.221 = 0.221 m

A = 7.700 x (1.000 / 2) = 3.850 m²

Sd = 3.850 x 6.435 = 24.775 kN

SL = 0.9 x (124.8 x 1.766 + 93.6 x 0.987 + 70.2 x 0.221)

= 295.465 kN

S2 = Sd + SL = 24.775 + 295.465 = 320.240 kN

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1, M2 중 큰값 581.556 kN·m

Smax = S1, S2 중 큰값 337.555 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 581556000 / 5760000 = 101.0 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 337555 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 39.8 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.60 m

ℓ /b = 2600 / 300.0 = 8.667 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 195.0 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 101.0 MPa < fba = 195.0 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 39.8 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 533.988 / (1 + 0.300) = 410.760 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 6.435 x 7.700^2 / 8 = 47.691 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 410760000 \times 7700^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 4.808 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = $w\ell^2$ / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 47691000 \times 7700^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.698 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 4.808 + 0.698 = 5.506 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 7700 / 400 = 19.3 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 19.3 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 5.506 mm < δa = 19.250 mm ∴ O.K !

3.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

3.2.1 외측 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.00	mm
W =	1.060	kN/m		ry =	72.60	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

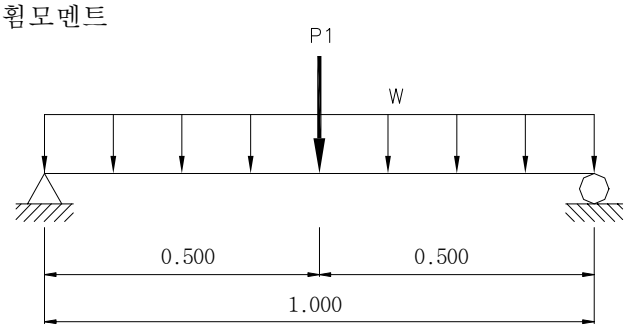
설계경간(L) = 1.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 24.775 + 312.780 = 337.555 kN (후륜재하시)

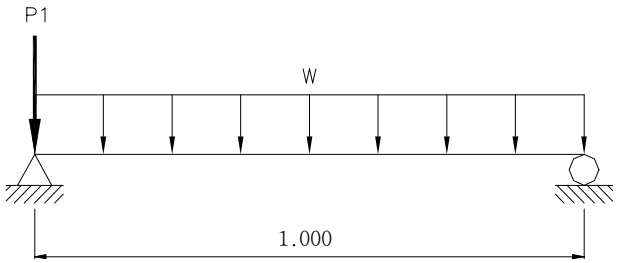
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.060 x 1.000) / 8 + (337.555 x 1.000) / 4

= 84.521 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 337.555 + (1.060 x 1.000) / 2

= 338.085 kN

Smin = 337.555 + 1.060 - 338.085 = 0.530 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 84521000 / 1440000 = 58.7 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 338,085 / [(300.0 - 15.0x2)x15.0)] = 83.48 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 1,000 / 305 = 3.279 (ℓ/b ≤ 4.5)

fba = 1.00 x 210 210.0 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 58.7 MPa < fba = 210.0 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 83.5 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((338.085+0.530) x 1000) / 61,072.6 = 5.544 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.2.2 내측 주형지지보

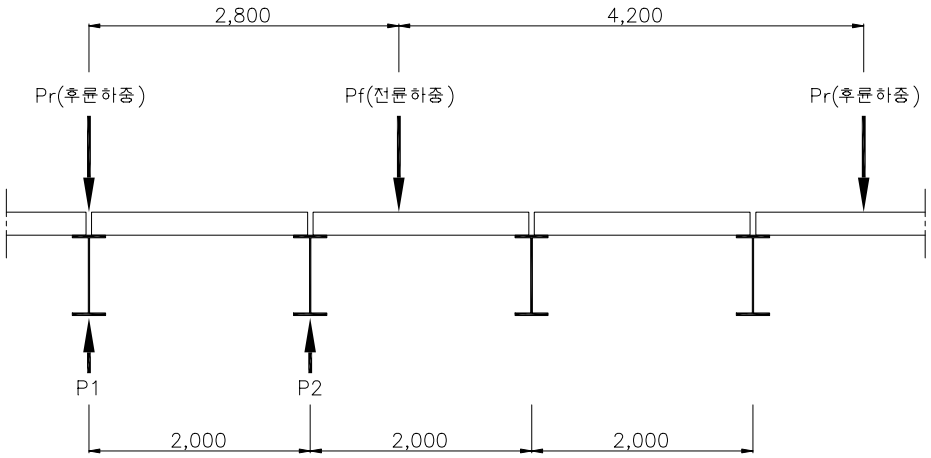
1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	15740.0	mm^2		rx =	189.00	mm
w =	1.240	kN/m		ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4		Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4		Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = 3.000 m (중간 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)



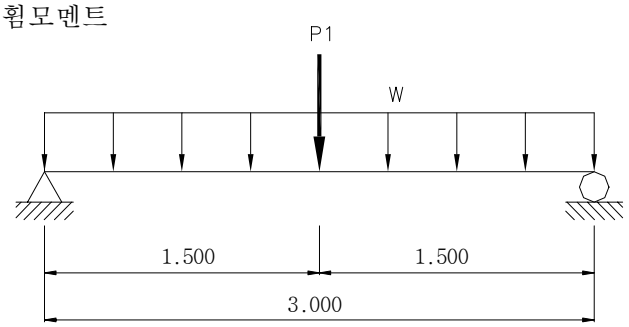
P1 = Sd + SLmax = 24.775 + 312.780

= 337.555 kN (후륜재하시)

P2 = Sd + (SLmax / 4) x (1.2 / 2) = 24.775 + (312.780 / 4) x (1.2 / 2)

= 61.782 kN (전륜재하시)

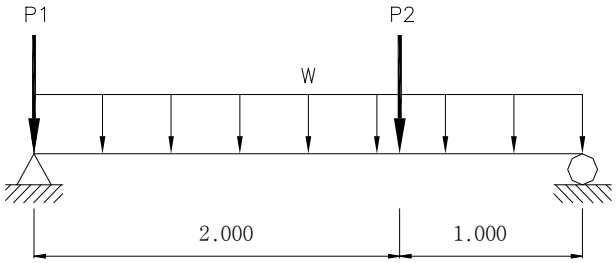
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = P1 x L / 4 + W x L^2 / 8 = (337.555 x 3.000) / 4 + (1.240 x 3.000^2) / 8

= 254.561 kN · m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + P2 x (1.000 / 3.000) + W x L / 2

= 337.555 + 61.782 x (1.000 / 3.000) + (1.240 x 3.000) / 2

= 360.009 kN

Smin = 337.555 + 61.782 + 3.720 - 360.009 = 43.048 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 254,561,000 / 2,550,000 = 99.8 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 360,009/[(440.0-18.0x2)x11.0] = 81.0 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 300.0 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 99.8 MPa < fba = 190.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 81.0 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = v x (πD^2 /4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((360.009+43.048) x 1000) / 61,072.6 = 6.600 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m) (L = 29.55 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.0	mm
Y =	1.060	kN/m		ry =	72.6	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 7.700 + 7.700 = 15.400 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

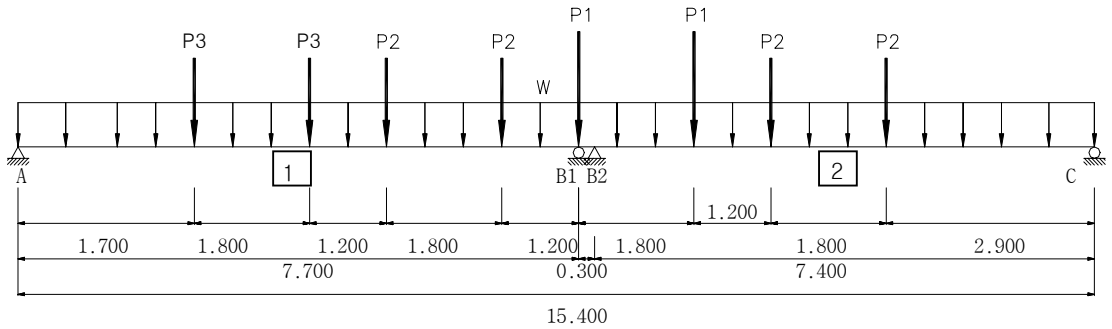
구 분	계 산 식	
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 3.00	= 7.440 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	= 1.060 kN
중앙Pile의 자중	1.060 x 29.546	= 31.319 kN
버팀보의 자중	(0.882 x 7.700 / 2 x 5단) / 3.00 x 3.00	= 67.917 kN
	(1.167 x 7.700 / 2 x 11단) / 3.00 x 3.00	= 197.720 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 5단) x 3.00	= 8.175 kN
합 계		Ps = 313.631 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 6.435 x 7.700 x 1/2 = 24.775 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 6.435 x 7.700 x 1/2 = 24.775 kN

(3) 활 하 중

가. 2차선 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.200 \times (1.700 + 3.500) + 93.600 \times (4.700 + 6.500) + 124.800 \times 7.700}{7.700}$$

$$= 308.353 \text{ kN}$$

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.900 + 4.700) + 124.800 \times 5.900}{7.400}$$

$$= 195.632 \text{ kN}$$

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

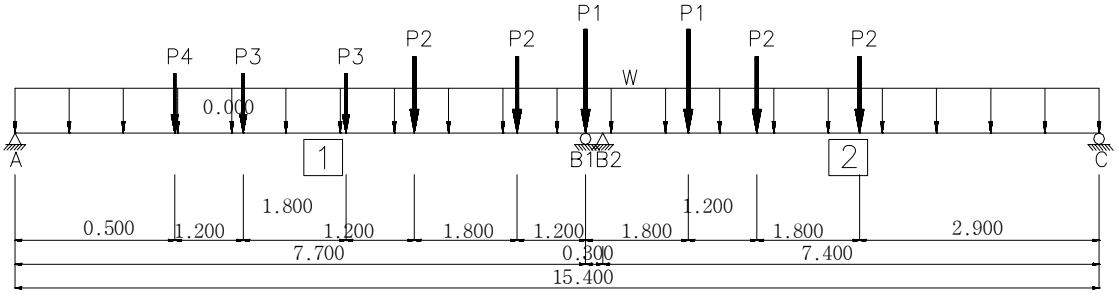
RB1 = 308.353 x 0.25 = 77.088 kN

RB2 = 195.632 x 0.25 = 48.908 kN

③ 2차로 활하중 재하시 반력을 100%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	308.353	77.088	
P2	195.632	48.908	

나. 2.5차선 이상 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.20x0.50 + 70.20x(1.70+3.50) + 93.60x(4.70+6.50) + 124.80x7.70}{7.700}$$

= 312.912 kN

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.900 + 4.700) + 124.800 \times 5.900}{7.400}$$

= 195.632 kN

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

RB1 = 312.912 x 0.25 = 78.228 kN

RB2 = 195.632 x 0.25 = 48.908 kN

③ 2.5차로 이상 활하중 재하시 반력을 90%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	281.621	70.405	
P2	195.632	48.908	

라. 편재하시

① 후륜하중 재하시 B점의 반력

RB1 = MAX(2차선재하시,3차선재하시x90%)

= MAX(308.353 , 281.621) = 308.353 kN (2차선재하시)

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

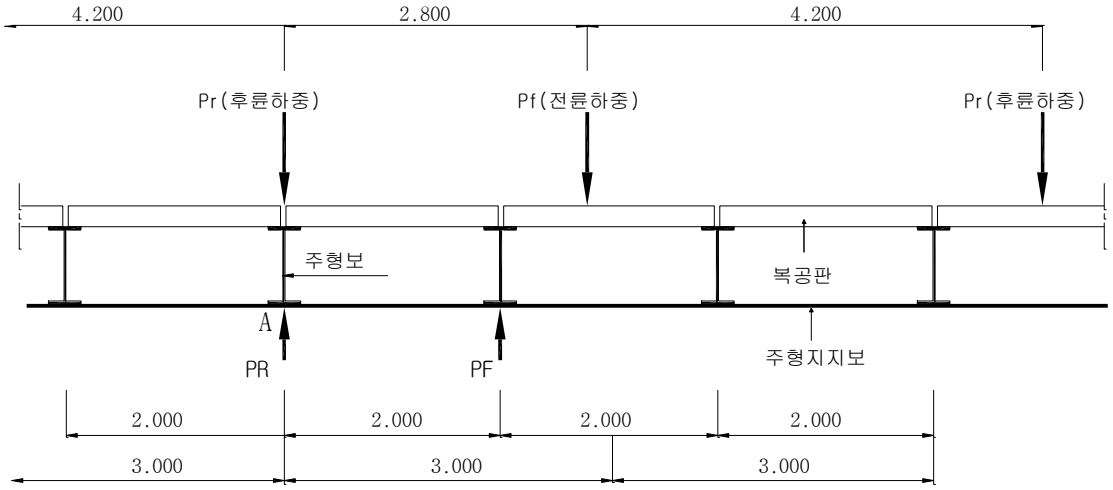
RB1 = 308.353 x 0.25 = 77.088 kN (2차선재하시)

마. 설계적용 활하중

구 분		후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
연직력 최 대	P1	308.353	77.088	(2차선재하시)
	P2	195.632	48.908	(2.5차선이상재하시)
편재하시	P1	308.353	77.088	(2차선재하시)

(4) 단면력 산정

가. 주형보의 반력



① 연직력 최대인경우

PR1 = Pr1 + Sd1 = 308.353 + 24.775 = 333.128 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (77.088 x 1.200 / 2.000) + 24.775 = 71.028 kN

PR2 = Pr2 + Sd2 = 195.632 + 24.775 = 220.407 kN

PF2 = (Pf2 x 1.200 / 2.000) + Sd2 = (48.908 x 1.200 / 2.000) + 24.775 = 54.120 kN

② 편재하시

PR1 = Pr1 + Sd1 = 308.353 + 24.775 = 333.128 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (77.088 x 1.200 / 2.000) + 24.775 = 71.028 kN

PR2 = Sd1 = 24.775 kN

PF2 = Sd2 = 24.775 kN

나. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 333.128 + 71.028 x (1.00 / 3.00)
+ 24.775 = 381.579 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 220.407 + 54.120 x (1.00 / 3.00)
+ 24.775 = 263.222 kN

② 편재하시 (A점 기준)

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 333.128 + 71.028 x (1.00 / 3.00)
+ 24.775 = 381.579 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 24.775 + 24.775 x (1.00 / 3.00)
+ 24.775 = 57.808 kN

다. 단면력 집계

구 분		계 산 식	
압축응력 및 지지력검토		(381.579 + 263.222 + 313.631)/2 + 0.000 =	479.216 kN
편재하시	압축응력 검토	(381.579 + 57.808 + 313.631)/2 + 0.000 =	376.509 kN
	휨압축응력 검토	(381.579 - 57.808) /2 + 0.000 =	161.886 kN

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 479,216.0 / 13,480.00 = 35.6 MPa

(2) fc : 압축응력 - 조합응력검토시

fc = Pp/A = 376,509.0 / 13,480.00 = 27.9 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 161.886 x 0.300 = 48.566 kN.m

여기서, e(편심) = 0.3 m

fb = Mmax/Zx = 48,566,000 / 1,440,000 = 33.7 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 2,780.0 / 126.0 = 22.063 (20 < $\ell/r \leq$ 93)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 207.3 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 2,780.0 / 72.6 = 38.292 (20 < $\ell/r \leq$ 93)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 186.2 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 2,780.0 / 305.0 = 9.267 (4.5 < $\ell/b \leq$ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 192.8 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 2,780.0 / 126.0 = 22.063

fcax = 1.00 x [1200000 / (ℓ/r)^2 x 1.5] = 3697.8 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력	fba =	192.8 MPa	>	fb =	33.7 MPa	∴ O.K !
압축응력	fca =	207.3 MPa	>	fc =	35.6 MPa	∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{27.9}{207.3} + \frac{33.7}{192.8 \times (1 - 27.9 / 3{,}697.8)} = 0.310$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력	fca =	186.2 MPa	>	fc =	35.6 MPa	∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = Pu + α x β x Rt (파일 지지선단이 암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

Pu : 암반에 근입된 말뚝의 선단지지력(tonf)(140 x qu^(1/2) x At^(2/5) x Ai^(1/3))

qu : 암반의 일축압축강도(tonf/㎡)(qu≤1000tonf/㎡)

At : 말뚝의 선단부 순단면적(㎡), Ai : 말뚝의 선단부 심부면적(㎡)

α : 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β : 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 = (1.210m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ : 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/㎡)= 0.1N 적용

- Pu = 140 x qu^(1/2) x At^(2/5) x Ai^(1/3) = 359 tonf = 3591.52 kN
: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 3,591.5 / 2 = 1795.761 kN
- R(최대반력) = 479.216 kN
: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

∴ R(최대반력) = 479.216 kN < Qa(허용지지력) = 1,795.761 kN ∴ O.K !

4. 흙막이벽 설계

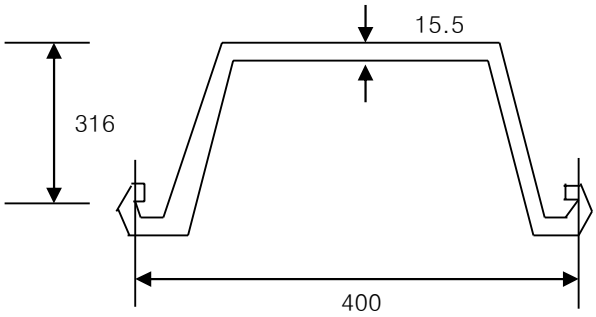
4.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : 합성-V 400×316×15.5 (SY30)

w (kN/m)	1.034
A (mm^2)	27625
I_x (mm^4/m)	420438161
Z_x (mm^3/m)	2712504
R_x (mm/m)	123.4
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	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	1.000	×	1	×	4			=	4.96	kN	
		1.06	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	1.000	×	2	×	4			=	9.92	kN	
		0.82	×	1.000	×	2	×	2			=	3.288	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	15.400	×	1	×	4	/	3	=	18.111	kN	
		1.167	×	15.400	×	1	×	5	/	3	=	29.958	kN	
SHEETPILE 자중	:	1.034	×	29.546							=	30.54	kN	
주형보의 반력	:	312.78									=	312.780	kN	
주형지지보의 자중:		1.06	×	1.000							=	1.060	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	415.61	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 333.18 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 350.33 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	415.612	x	1000	/	27624.6	=	15.045	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	333.180	x	1000000	/	2712504	×	0.6	MPa	
												=	204.719	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	350.330	x	100	/	2445.1	=	14.328	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (24.420)^2

= 3018.431 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	255.000	MPa	>	f_c	=	15.045	MPa	--->	O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	270.000	MPa	>	f_b	=	204.719	MPa	--->	O.K
전단응력	ua	=	150.000	MPa	>	f_u	=	14.328	MPa	--->	O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{15.045}{255.0} + \frac{204.719}{270.000 \times (1 - (15.045 / 3018.431))}$$

= 0.821 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 86.275 kN

Total Passive Moment

Mp = 287.820 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 287.820 ÷ 86.275

= 3.336 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 29.430 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

27.068 × 0.2% = 54.136 mm

29.430 < 54.136 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 23.24 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 17.37 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	17.37	14.51	11.91	9.56	5.64	0.32

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 14.51 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 5.64 mm

부등 침하량: 8.87 mm

변위(δ/L) = 8.87 / 8,000 = 1 / 902 < 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 ~ 5 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	3.0	m
버팀보의 설치 각도	0.0	°
버팀보의 온도변화에 의한 축력	120.00	Kn
버팀보 위에 작용하는 등분포하중 (w) (자중, 자재적재 등에 의한 하중)	5.00	kN/m
버팀보의 최대축력	824.30	kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1)	7.700	m
최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2)	7.700	m
강재의 허용응력 보정계수 (강재의 재사용과 장기사용등을 고려하여 보정계수 0.9를 적용)	0.9	

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 = 824.300 / 1 EA / cos (0.0 °) = 824.300 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 824.300 + 120.000 = 944.300 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 944.30 / 112.3622 × 1.0 = 8.404 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 × 7.70^2 / 8 = 37.06 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 37.06 / 1092 × 100 = 3.393 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 × 7.70 / 2 = 19.25 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.343 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.70 / 14.05 × 100 = 54.789 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.70 / 14.05 × 100 = 54.789 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 148.30 Mpa

f_c = 84.040 Mpa f_{bc} = 33.930 Mpa f_{bt} = 33.93 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -117.970$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -50.110$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-117.970) - (-50.110)}{-117.970} = 0.575$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.575 / 10 = 1.058$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.058 \times 0.90) = 21.340$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 148.300 \times 189.0 / 189.0 = 148.3$ Mpa

$\therefore f_c = 84.04$ Mpa $< f_{ca} = 148.30$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 33.93$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 539.67$ Mpa

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

$$= \frac{84.04}{148.30} + \frac{33.93}{189.00 \times (1 - 84.04 / 539.67)}$$

$= 0.567 + 0.213 = 0.780 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 84.04 + \frac{33.93}{(1 - 84.04 / 539.67)}$$

$= 84.040 + 40.188 = 124.228 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 3.430 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{117.970}{148.300} + \left\{\frac{3.430}{106.692}\right\}^2$$

= 0.795 + 0.032^2 = 0.796 ≤ 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
84.04	148.30	O.K	33.93	189.000	O.K	3.430	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.780	O.K	124.228	189.00	O.K	0.796	O.K

4.2.2 버팀보 (Φ406.4mm, t=12mm) : 6 단 ~ 11 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 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 1469.30 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 7.700 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 7.700 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 : Ø 406.4㎜, t=12㎜(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 = 1469.300 / 1 EA / cos (0.0 °) = 1469.300 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 1469.300 + 120.000 = 1589.300 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 1589.30 / 148.7 × 1.0 = 10.688 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 × 7.70^2 / 8 = 37.06 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 37.06 / 1430 × 100 = 2.591 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 × 7.70 / 2 = 19.25 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.259 \ kN/cm^2$$

3) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.70 / 14.00 × 100 = 55.000 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.70 / 14.00 × 100 = 55.000 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 148.05 Mpa

f_c = 106.880 Mpa　　f_{bc} = 25.910 Mpa　　f_{bt} = 25.91 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -132.790$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -80.970$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-132.790) - (-80.970)}{-132.790} = 0.390$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.390 / 10 = 1.039$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.039 \times 1.20) = 16.298$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa　　(r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 148.050 \times 189.0 / 189.0 = 148.05$ Mpa

$\therefore f_c = 106.88$ Mpa $< f_{ca} = 148.05$ Mpa　　∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$　　f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 25.91$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa　　∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 535.54$ Mpa

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

$$= \frac{106.88}{148.05} + \frac{25.91}{189.00 \times (1 - 106.88 / 535.54)}$$

$= 0.722 + 0.171 = 0.893 \le 1.0$　　∴ O.K

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

$$= 106.88 + \frac{25.91}{(1 - 106.88 / 535.54)}$$

$= 106.880 + 32.370 = 139.250 < f_{cal} = 189.0$　　∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 107.265 Mpa

τ = 2.590 Mpa < τ_a = 107.265 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{132.790}{148.050} + \left\{\frac{2.590}{107.265}\right\}^2$$

= 0.897 + 0.024^2 = 0.898 ≤ 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
106.88	148.05	O.K	25.91	189.000	O.K	2.590	107.27	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.893	O.K	139.250	189.00	O.K	0.898	O.K

4.3.1 버팀보 띠장 (1 ~ 5) 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 = 3.000 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) = 824.300 / 3.000 = 274.767 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 274.767 x 3.000 x 3.000 = 309.113 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 274.767 x 3.000 x 3.000 = 247.290 kN · m

∴ Mmax max (247.290 , 309.113) = 309.113 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 274.767 x 3.000 = 480.842 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 274.767 x 3.000 = 494.581 kN

∴ Smax max (480.842 , 494.581) = 494.581 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 309,112,875 / 2,550,000 = 121.221 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 494,581 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 111.292 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 3,000 / 300 = 10.000 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 190.200 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.200 MPa	>	fb =	121.221 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	111.292 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 494580.6 / 120 = 4121.505 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 1093.493) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 480842.25 / (4444 + 1093.493 x 1ea)

= 86.834 MPa

전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	86.834 MPa	∴ O.K !

4.3.2 버팀보 띠장 (6) 단 (2H - 300 x 305)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	2H - 300 x 305 x 15 x 15						
▣ 단면 제원 :							
A =	13,480	mm^2		rx =	126	mm	
w =	1.060	kN/m		ry =	72.600	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 = 3.000 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) = 1,069.200 / 3.000 / 2 = 178.200 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 178.200 x 3.000 x 3.000 = 200.475 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 178.200 x 3.000 x 3.000 = 160.380 kN · m

∴ Mmax max (160.380 , 200.475) = 200.475 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

$S_1 = 7/12\ WL$ 7/12 x 178.200 x 3.000 = 311.850 kN

- 연속보로 적용시

$S_2 = 6/10\ WL$ 6/10 x 178.200 x 3.000 = 320.760 kN

∴ Smax max (311.850 , 320.760) = 320.760 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 200,475,000 / 1,440,000 = 139.219 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 320,760 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 79.200 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 3,000 / 305 = 9.836 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 190.790 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.790 MPa	>	fb =	139.219 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	79.200 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 320760 / 120 = 2673.000 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 mm^2

사용 PL = 2PL - 145 x 270 x 14

사용 PL 단면적 (Aw') = 145 x 270 x 14 x 2ea / 1500 = 730.8 mm^2

소요 STIFFENER 수량 (n) = (0 / 730.8) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 311850 / (4050 + 730.8 x 1ea)

= 65.230 MPa

전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	65.230 MPa	∴ O.K !

4.3.3 버팀보 띠장 (7 ~ 11) 단 (2H - 440 x 300)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	2H - 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 = 3.000 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) = 1,469.300 / 3.000 / 2 = 244.883 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 244.883 x 3.000 x 3.000 = 275.493 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 244.883 x 3.000 x 3.000 = 220.395 kN · m

∴ Mmax max (220.395 , 275.493) = 275.493 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

$S_1 = 7/12\ WL$ 7/12 x 244.883 x 3.000 = 428.545 kN

- 연속보로 적용시

$S_2 = 6/10\ WL$ 6/10 x 244.883 x 3.000 = 440.789 kN

∴ Smax max (428.545 , 440.789) = 440.789 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 275,493,375 / 2,550,000 = 108.037 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 440,789 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 99.188 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 300 = 10.000 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.200 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.200 MPa	>	fb =	108.037 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	99.188 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 440789.4 / 120 = 3673.245 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 1093.493) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 428545.25 / (4444 + 1093.493 x 1ea)

= 77.390 MPa

전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	77.390 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 = 0.65 x 1900 x 98.71 x 1/1000 = 121.907 kN/ea

Pa2 = 0.80 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	3.465	26.0	13	0.40	0	
2	14.489	28.0	50	0.45	모래층	
3	22.675	35.0	50	0.45	자갈층	
4	26.193	29.0	50	0.40	풍화토	
5	28.556	33.0	50	0.60	풍화암	
6	56.358	36.0	50	0.60	연암	
7	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	25.246	1.200	30.000	381.200	4	100.000	382.000

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

- N(1단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 425.333 / 121.907 = 3.49 ea

∴ N(1단 강선수) = 3.49 ea < 4.0 ea ∴ O.K !

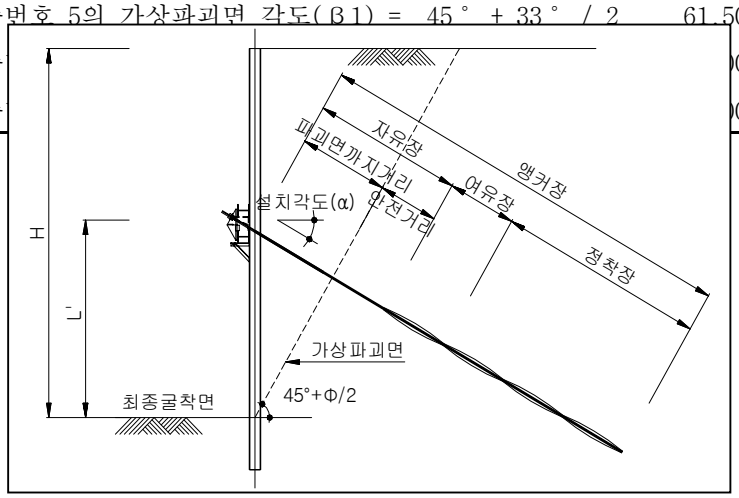
2) GROUND ANCHOR의 자유장 산정

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 ° + 26 ° / 2 58.00 °
- 지층번호 2의 가상파괴면 각도(β1) = 45 ° + 28 ° / 2 59.00 °
- 지층번호 3의 가상파괴면 각도(β1) = 45 ° + 35 ° / 2 62.50 °
- 지층번호 4의 가상파괴면 각도(β1) = 45 ° + 29 ° / 2 59.50 °
- 지층번호 5의 가상파괴면 각도(β1) = 45 ° + 33 ° / 2 61.50 °
- 지층)0 °
- 지층)0 °



(1) GROUND ANCHOR NO.1(설치심도:25.246m, 적용토층:연암)

- 앵커지점에서 가상파괴면 까지의 거리(Lf)

$$Lf = \frac{\sin(90 - \beta 1) \times L'}{\sin(\alpha + \beta 1)} = \frac{\sin(90.0 - 63.00) \times 1.82}{\sin(30.00 + 63.00)} = 0.828 \text{ m}$$

- 앵커의 안전거리(Lu)

Lu = MAX(0.15 x H , 1.50m) = MAX(0.15 x 27.068 , 1.500m) = 4.060 m

앵커 NO	파괴면 까지 거리 (m)	안전거리 (m)	소요 자유장 (m)	설계 자유장 (m)	비 고
1	0.828	4.060	4.889	12.000	∴ 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 (= 98.71mm^2 /ea)

앵커 NO	자 유 장 +0.5 (m)	단 면 적 (mm^2)	Δfps (MPa)	ΔPp (kN)	비 고
1	12.500	394.840	48.0	18.952	

(2) RELAXATION에 의한 Prestress의 감소

$\Delta Ppr1 = K \times fpt \times A \times N =$ 0.050 x 1.235 x 98.71 x 4 ea = 24.381 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)

(0.65fpu 와 0.80fpy 중 작은값 적용)

0.65fpu = 0.65 x 1900 = 1235.00 MPa

0.80fpy = 0.80 x 1600 = 1280.00 MPa

∴ fpt = MIN(1,235.00 , 1,280.00) = 1235.00 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	382.000	18.952	24.381	425.333	12.500	67.327	

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 τ : 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (MPa)

Fs : 안전율 = 1.5 U : 인장재의 주변장 (mm)

D : 앵커체의 지름 = 100 mm N : 인장재의 개수 (EA)

τa : 인장재의 허용부착응력 (MPa)

- 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 = 425.333 kN
- 토 층 : 연암 (τ ≒ 1.0 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 425.333 x 1000 x 1.5 / (π x 100.00 x 1.00)
  = 2030.82 mm = 2.031 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 425.333 x 1000 / (39.898 x 4 x 0.7)
  = 3807.33 mm = 3.807 m

∴ 설계정착길이 = 3.807 m < 4.000 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	12.000	4.000	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 4ea	30.000	12.000	4.000	1.500	17.500	425.333

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 = 425.333 kN
- EARTH ANCHOR C.T.C = 1.200 m
- ANCHOR 작용하는 최대반력 (Tmax) = 425.333 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 = 425.333 x 0.2 x COS(30) / 0.550
  = 133.945 kN
- 작용하중(T2) = Tmax x COS(α) - 작용하중(T1) = 425.333 x COS(30) - 133.945
  = 234.404 kN

∴설계하중 (w) = MAX(133.945, 234.404) = 234.404 kN

2) 단면력 산정

Mmax = P ℓ / 4 = (234.404 x 1.200) / 4 = 70.321 kN·m

Smax = Tmax = 234.404 = 140.642 kN

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 70,321,000.0 / 919,000.0 = 76.5 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 140,642.0 / [(250.0 - 14.0 x 2) x 14)] = 45.3 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

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

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 209.3 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	209.3 MPa	>	fb =	76.5 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	45.3 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
주형보	휨 응 력		MPa	100.97	195.00	1.93	∴ O.K	I - 700x300x13x24
	전단응력		MPa	39.83	120.00	3.01	∴ O.K	
	처 짐		mm	5.51	19.25	3.50	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(측면)	휨 응 력		MPa	58.70	210.00	3.58	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	전단응력		MPa	83.48	120.00	1.44	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(중앙)	휨 응 력		MPa	99.83	190.20	1.91	∴ O.K	H - 440x300x11x18
	전단응력		MPa	81.01	120.00	1.48	∴ O.K	(SS400)
중앙파일	휨응력		MPa	33.73	192.84	5.72	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	압축응력		MPa	35.55	207.32	5.83	∴ O.K	
	조합응력			0.31	1.00	3.23	∴ O.K	(SS400)
	지지력		kN	479.22	1795.76	3.75	∴ O.K	
쉬트파일	휨응력		MPa	204.72	270.00	1.32	∴ O.K	합성-V 400×316×15.5
	압축응력		MPa	15.04	255.00	16.95	∴ O.K	
	전단응력		MPa	14.33	150.00	10.47	∴ O.K	(SY30)
	조합응력			0.821	1.000	1.22	∴ O.K	
버팀보(9t)	작용력		kN/ea	944.30				Φ406.4mm, t=9mm
	조합응력			0.80	1.00	1.26	∴ O.K	(SS400)
버팀보(12t)	작용력		kN/ea	1589.30				Φ406.4mm, t=12mm
	조합응력			0.90	1.00	1.11	∴ O.K	(SS400)
G/A 1단	반 력		kN/ea	381.20				P.C strand
	J/F		kN/ea	425.33				Φ12.7 mm x 4ea
띠장	버팀보 H440	휨응력	MPa	121.22	190.20	1.57	∴ O.K	H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	86.83	120.00	1.38	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 2H-300	휨응력	MPa	139.22	190.79	1.37	∴ O.K	2H - 300x305x15x15
		전단응력	MPa	79.20	120.00	1.52	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 2H-440	휨응력	MPa	108.04	190.20	1.76	∴ O.K	2H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	99.19	120.00	1.21	∴ O.K	(SS400)
	G/A	휨응력	MPa	76.52	209.26	2.73	∴ O.K	2H - 250x255x14x14
		전단응력	MPa	45.25	120.00	2.65	∴ O.K	(SS400)

5.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	3.34	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	29.43mm	<	54.14mm	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/309	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+135.000~STA.145.000 NBB-5 GL-11.30M적용)

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

PROFILE   1    3.807     1       1
          2    14.831    3       3
          3    22.976    4       4
          4    26.491    5       5
          5    28.865    6       6
          6    30.000    7       7
          7    60        8       8

VWALL     1     28.365     .02762     4.2044E-04     2.1E+08     1     1     1     0     0
          2     29.365     .008336    .000133        2.1E+08     2.4   .594  .201  0     0

STRUT   1    0.7     0.02355      7.7     2     0     0     0     0
        2    2.488   0.01124      7.7     3     200   0     0     0
        3    4.788   0.01124      7.7     3     200   0     0     0
        4    7.088   0.01124      7.7     3     250   0     0     0
        5    9.388   0.01124      7.7     3     250   0     0     0
        6    11.688  0.01124      7.7     3     300   0     0     0
        7    14.015  0.01487      7.7     3     300   0     0     0
        8    16.315  0.01487      7.7     3     350   0     0     0
        9    18.315  0.01487      7.7     3     350   0     0     0
        10   20.315  0.01487      7.7     3     350   0     0     0
        11   22.115  0.01487      7.7     3     350   0     0     0
        12   23.915  0.01487      7.7     3     350   0     0     0

ANCHOR   1   25.415  0.0003948      30     12     1.2       350     0    0
```

```
Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.2
      gwl 11.3 11.3 10
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 1.2

STEP  2  const strut 1 and excavation to 2.988
      const strut 1
      excavation 2.988

STEP  3  const strut 2 and excavation to 5.288
      const strut 2
      excavation 5.288

STEP  4  const strut 3 and excavation to 7.588
      const strut 3
      excavation 7.588

STEP  5  const strut 4 and excavation to 9.888
      const strut 4
      excavation 9.888

STEP  6  const strut 5 and excavation to 12.188
      const strut 5
      excavation 12.188

STEP  7  const strut 6 and excavation to 14.515
      const strut 6
      excavation 14.515

STEP  8  const strut 7 and excavation to 16.815
      const strut 7
      excavation 16.815

STEP  9  const strut 8 and excavation to 18.815
      const strut 8
      excavation 18.815
```

```
STEP  10  const strut 9 and excavation to 20.815
      const strut 9
      excavation 20.815

STEP  11  const strut 10 and excavation to 22.615
      const strut 10
      excavation 22.615

STEP  12  const strut 11 and excavation to 24.415
      const strut 11
      excavation 24.415

STEP  13  const strut 12 and excavation to 25.915
      const strut 12
      excavation 25.915

STEP  14  const anchor 1 and excavation to 27.237
      const anchor 1
      excavation 27.237
      ground settlement
      depth check

STEP  15  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+140) 검토.datDate : 2015-10-13
Project : 종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+140.000~STA.180.000 NBB-5 GL-11.30M적용)Time : 08:49

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	1.20	1.38	2.70	-4.41	1.10	0.89	23.10	-4.16	2.00
2	3.00	12.65	0.70	-8.73	3.70	12.83	2.50	-3.84	5.60
-3	3.00	37.36	2.50	-29.31	2.50	3.70	5.00	-25.03	2.50
3	5.30	60.74	2.50	-37.26	2.50	32.33	4.90	-44.92	2.50
-4	5.30	41.73	2.50	-32.21	4.80	6.91	6.70	-25.22	2.50
4	7.60	82.12	4.80	-40.29	4.80	52.12	7.10	-45.39	4.80
-5	7.60	41.52	2.50	-43.63	7.10	9.57	6.00	-26.32	2.50
5	9.90	103.56	7.10	-56.14	7.10	65.87	9.30	-54.14	7.10
-6	9.90	60.46	7.10	-46.08	9.40	19.49	8.50	-26.18	2.50
6	12.20	142.09	9.40	-72.42	9.40	105.94	12.00	-81.73	9.40
-7	12.20	80.37	9.40	-55.08	9.40	35.77	12.60	-30.29	9.40
7	14.50	189.43	11.70	-89.73	15.90	152.39	14.20	-101.73	11.70
-8	14.50	125.98	11.70	-66.86	11.70	75.76	14.60	-47.65	11.70
8	16.80	246.90	14.00	-109.42	14.00	201.94	16.50	-119.43	14.00
-9	16.80	167.86	14.00	-81.76	14.00	107.77	15.80	-62.76	11.70
9	18.80	288.99	16.30	-136.97	16.30	229.40	18.60	-114.45	16.30
-10	18.80	202.85	16.30	-109.13	16.30	142.90	18.80	-68.31	22.70
10	20.80	345.99	18.30	-143.58	18.30	285.56	20.60	-133.46	25.10
-11	20.80	259.06	18.30	-128.96	16.30	198.25	20.80	-104.24	24.90
11	22.60	350.33	20.30	-158.28	24.40	314.31	22.30	-136.97	26.60
-12	22.60	261.18	20.30	-135.41	18.30	229.89	22.50	-117.27	26.40
12	24.40	347.85	22.10	-177.37	25.90	333.18	23.90	-103.33	27.30
-13	24.40	262.75	22.10	-147.07	25.90	258.49	23.50	-97.26	27.30
13	25.90	241.16	23.90	-213.54	26.60	287.85	25.10	-76.14	18.30
14	27.20	222.06	22.10	-227.65	27.10	216.50	26.00	-76.26	18.30
15	27.20	267.55	23.90	-212.63	23.90	162.90	26.50	-136.86	23.90

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	0.7	2.5	4.8	7.1	9.4	11.7	14.0	16.3
1	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3.0	30.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-3	3.0	-5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	5.3	-29.2	299.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-4	5.3	-5.8	215.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.6	-14.5	201.7	367.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-5	7.6	-6.9	216.4	219.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	9.9	-5.2	204.0	203.7	479.2	0.0	0.0	0.0	0.0
-6	9.9	-6.7	212.9	218.7	318.5	0.0	0.0	0.0	0.0
6	12.2	-5.4	214.2	194.8	272.1	643.6	0.0	0.0	0.0
-7	12.2	-6.1	213.2	208.6	303.3	406.4	0.0	0.0	0.0
7	14.5	-6.3	215.4	209.3	261.0	328.0	824.3	0.0	0.0
-8	14.5	-6.2	214.3	208.9	280.8	365.1	578.7	0.0	0.0
8	16.8	-6.4	214.3	212.1	285.0	311.4	427.0	1069.2	0.0
-9	16.8	-6.3	214.3	210.7	283.2	333.8	490.9	749.1	0.0
9	18.8	-6.3	214.1	210.9	287.1	337.8	437.3	560.6	1278.3
-10	18.8	-6.3	214.2	210.8	285.7	336.4	457.0	627.2	936.3
10	20.8	-6.3	214.1	210.5	285.8	342.0	463.4	529.5	729.3
-11	20.8	-6.3	214.2	210.6	285.8	340.3	461.6	559.7	791.0
11	22.6	-6.3	214.2	210.6	285.5	340.7	466.7	562.0	690.3
-12	22.6	-6.3	214.2	210.6	285.6	340.5	465.1	561.5	721.9
12	24.4	-6.3	214.2	210.6	285.5	340.2	465.6	568.8	715.9
-13	24.4	-6.3	214.2	210.6	285.5	340.3	465.5	566.6	717.8
13	25.9	-6.3	214.2	210.6	285.5	340.2	465.3	567.7	721.3
14	27.2	-6.3	214.2	210.6	285.5	340.3	465.3	567.4	721.7
15	27.2	331.1	648.3	632.8	532.8	470.8	500.4	617.0	737.4

------- S T R U T N o. a n d D E P T H --------

Step	Exca	9	10	11	12
No	Depth	18.3	20.3	22.1	23.9
1	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-3	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	5.3	0.0	0.0	0.0	0.0
-4	5.3	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.6	0.0	0.0	0.0	0.0
-5	7.6	0.0	0.0	0.0	0.0
5	9.9	0.0	0.0	0.0	0.0
-6	9.9	0.0	0.0	0.0	0.0
6	12.2	0.0	0.0	0.0	0.0
-7	12.2	0.0	0.0	0.0	0.0
7	14.5	0.0	0.0	0.0	0.0
-8	14.5	0.0	0.0	0.0	0.0
8	16.8	0.0	0.0	0.0	0.0
-9	16.8	0.0	0.0	0.0	0.0
9	18.8	0.0	0.0	0.0	0.0
-10	18.8	0.0	0.0	0.0	0.0
10	20.8	1469.3	0.0	0.0	0.0
-11	20.8	1119.9	0.0	0.0	0.0
11	22.6	953.5	1428.9	0.0	0.0
-12	22.6	1001.8	1083.6	0.0	0.0
12	24.4	890.0	972.2	1417.9	0.0
-13	24.4	923.4	1004.6	1097.3	0.0
13	25.9	912.7	938.2	1088.5	1071.8
14	27.2	917.1	939.8	1041.9	949.4
15	27.2	822.7	875.8	936.7	1440.6

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 No	Exca Depth	1 25.4
1	1.2	0.0
2	3.0	0.0
-3	3.0	0.0
3	5.3	0.0
-4	5.3	0.0
4	7.6	0.0
-5	7.6	0.0
5	9.9	0.0
-6	9.9	0.0
6	12.2	0.0
-7	12.2	0.0
7	14.5	0.0
-8	14.5	0.0
8	16.8	0.0
-9	16.8	0.0
9	18.8	0.0
-10	18.8	0.0
10	20.8	0.0
-11	20.8	0.0
11	22.6	0.0
-12	22.6	0.0
12	24.4	0.0
-13	24.4	0.0
13	25.9	0.0
14	27.2	351.6
15	27.2	381.2

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

>> 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	0.00(3)	0.00(0)	0.15(15)	0.00(0)	0.96(3)	89.19(15)
6	0.50	0.00(0)	-45.93(15)	0.00(0)	-11.21(15)	0.84(3)	94.60(15)
8	0.70	100.49(15)	-65.06(15)	0.00(0)	-22.30(15)	0.85(2)	96.85(15)
13	1.20	50.67(15)	-19.54(3)	15.62(15)	-10.07(3)	0.94(2)	102.65(15)
26	2.50	122.94(15)	-93.15(15)	12.83(2)	-44.92(3)	1.46(15)	119.20(15)
31	3.00	61.69(15)	-8.57(2)	36.67(15)	-21.78(4)	1.64(15)	126.19(15)
39	3.80	30.75(3)	-41.04(15)	44.50(15)	-19.74(4)	1.69(15)	82.15(15)
49	4.80	88.97(15)	-121.96(15)	32.25(3)	-45.39(4)	1.78(3)	80.00(15)
54	5.30	66.06(4)	-13.65(3)	29.49(3)	-16.15(5)	1.82(3)	78.95(15)
60	5.90	45.21(4)	-21.84(3)	25.17(4)	-15.45(5)	2.20(4)	77.70(15)
72	7.10	103.56(5)	-89.25(15)	52.12(4)	-54.14(5)	2.83(4)	75.24(15)
77	7.60	82.25(5)	-22.63(4)	46.16(4)	-29.88(6)	2.86(4)	74.24(15)
84	8.30	50.72(5)	-35.28(4)	39.02(5)	-31.92(6)	3.13(5)	72.85(15)
95	9.40	142.09(6)	-79.27(15)	65.86(5)	-81.73(6)	3.77(5)	70.72(15)
100	9.90	116.30(6)	-28.47(5)	58.10(5)	-40.86(7)	4.13(6)	69.76(15)
107	10.60	78.76(6)	-45.35(5)	51.28(6)	-43.18(7)	5.36(6)	68.44(15)
118	11.70	189.43(7)	-85.30(7)	103.97(6)	-101.73(7)	6.64(6)	70.41(15)
123	12.20	157.37(7)	-16.07(6)	104.05(6)	-51.32(8)	6.79(6)	74.50(15)
130	12.90	108.08(7)	-51.23(6)	79.14(6)	-48.67(8)	8.34(7)	80.24(15)
141	14.00	246.90(8)	-109.42(8)	150.06(7)	-119.43(8)	10.05(7)	89.30(15)
146	14.50	202.75(8)	-42.82(6)	149.27(7)	-37.84(9)	10.47(8)	93.44(15)
149	14.80	175.03(8)	-48.56(7)	138.28(7)	-28.35(9)	11.46(8)	95.92(15)
153	15.20	136.52(8)	-72.95(7)	113.56(7)	-33.35(6)	12.70(8)	100.71(15)
164	16.30	288.99(9)	-137.91(10)	200.04(8)	-114.45(9)	14.83(8)	113.93(15)
169	16.80	231.47(9)	-66.04(7)	196.19(8)	-55.53(10)	15.04(9)	119.95(15)
174	17.30	170.93(9)	-74.36(8)	168.01(8)	-46.83(10)	16.71(9)	125.99(15)
184	18.30	345.99(10)	-145.29(11)	223.38(9)	-124.16(10)	18.89(9)	138.33(14)
189	18.80	276.20(10)	-102.15(8)	226.45(9)	-53.20(7)	20.24(10)	144.67(9)
194	19.30	203.34(10)	-84.18(8)	202.05(9)	-45.33(7)	22.23(10)	151.05(14)
204	20.30	350.33(11)	-154.98(15)	278.41(10)	-79.98(8)	24.69(10)	163.94(14)
209	20.80	267.97(11)	-112.05(9)	282.12(10)	-81.64(8)	25.60(11)	170.45(14)
222	22.10	347.85(12)	-175.22(15)	310.26(11)	-73.32(15)	28.14(11)	187.60(11)
227	22.60	253.80(12)	-135.57(10)	306.35(11)	-92.16(9)	28.78(12)	194.28(11)
240	23.90	267.55(15)	-212.63(15)	333.18(12)	-136.86(15)	28.71(12)	205.13(12)
245	24.40	166.17(15)	-158.28(11)	306.16(12)	-109.66(10)	27.09(12)	208.17(14)
248	24.70	104.59(15)	-155.73(11)	273.59(13)	-126.56(10)	26.20(13)	210.00(14)
255	25.40	233.78(15)	-169.02(12)	276.52(13)	-129.34(10)	23.50(14)	214.26(14)

260	25.90	127.65(15)	-177.37(12)	215.29(14)	-111.64(10)	21.04(14)	217.30(14)
266	26.50	46.28(10)	-211.19(13)	190.05(14)	-136.72(11)	17.30(14)	220.99(14)
273	27.20	62.26(11)	-227.31(14)	107.85(15)	-117.56(11)	12.01(14)	223.00(15)
278	27.70	99.82(11)	-106.12(15)	45.45(15)	-88.34(12)	7.97(14)	0.00(0)
283	28.20	94.41(12)	-39.74(15)	8.33(15)	-40.96(12)	4.41(15)	0.00(0)
285	28.40	56.23(12)	-13.37(15)	3.05(15)	-25.94(13)	4.08(15)	0.00(0)
288	28.70	35.52(13)	-4.46(15)	1.27(15)	-13.75(13)	3.58(15)	0.00(0)
290	28.90	27.67(13)	-2.68(15)	0.56(15)	-7.38(13)	3.24(15)	0.00(0)
293	29.20	12.42(13)	-0.72(15)	0.08(15)	-1.24(13)	2.72(15)	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		350.33	-227.65	333.18	-136.97	29.43	223.00

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

Max Disp / Max Exdepth = 29.43mm/27.20m = 0.11%

변 경

4. Ramp-B

(STA.8+ 145.000～STA.8+ 202.000)

목 차

1. 표준단면

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

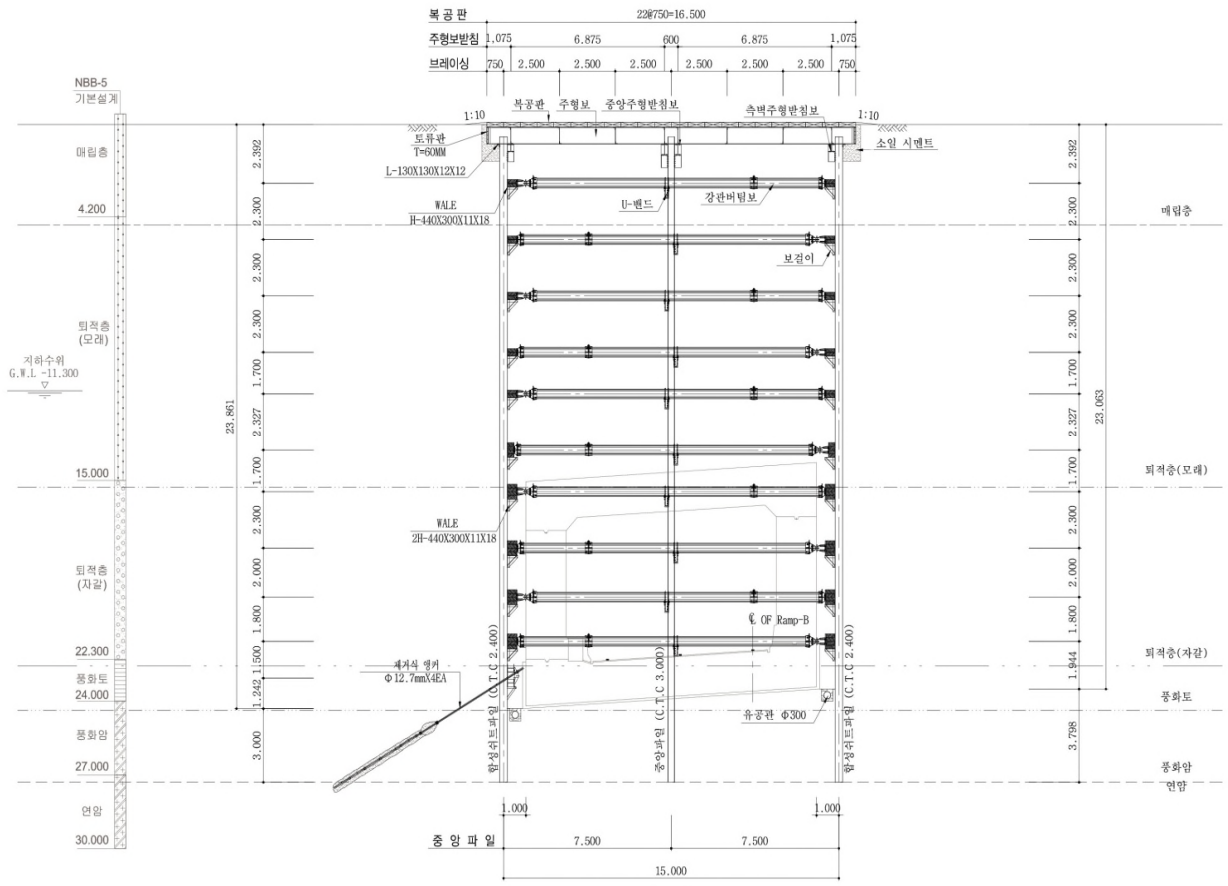
3. 노면복공 설계
   3.1 주형보 설계
   3.2 주형지지보 설계
   3.3 중앙말뚝 설계

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


복공판
228750=16.500
주형보받침 1,075 6,875 600 6,875 1,075
브레이싱 750 2,500 2,500 2,500 2,500 2,500 2,500 750
복공판 주형보 중앙주형받침보 측벽주형받침보
1:10
1:10
토류판 T=60MM
L-130X130X12X12
소일 시멘트
WALE H-440X300X11X18
U-밴드
강관버팀보
보걸이
WALE 2H-440X300X11X18
℄ OF Ramp-B
유공관 Φ300
제거식 앵커 Φ12.7mmX4EA
합성강트레일 (C.T.C 2.400)
중앙파일 (C.T.C 3.000)
합성강트레일 (C.T.C 2.400)
NBB-5
기본설계
매립층
4.200
퇴적층 (모래)
지하수위 G.W.L -11.300
15.000
퇴적층 (자갈)
22.300
풍화토
24.000
풍화암
27.000
연암
30.000
23.861
2.392
2.300
2.300
2.300
1.700
2.327
1.700
2.300
2.000
1.800
1.500
1.242
3.000
매립층
퇴적층(모래)
퇴적층(자갈)
풍화토
풍화암
연암
23.063
2.392
2.300
2.300
2.300
1.700
2.327
1.700
2.300
2.000
1.800
1.944
3.798
1.000
1.000
중 앙 파 일
7.500
7.500
15.000

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 재사용 강재시

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

5) 목재의 허용응력 (단위 : MPa)

목재의 종류 / 허용응력도		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	$\ell/r \leq 100$: $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$: $12-0.087(\ell/r)$	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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3.노면복공설계

3.1 주형보 설계

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	I - 700 x	300 x	13.0 x	24	(SS400)		
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 7.500 m ∴ 최대 주형보 2.5 차로 재하

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	4.000	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(4 + 1.85) x 0.100	=	0.585	kN/m
합 계		∑ W =	6.435	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 7.500) = 0.316 > 0.300

∴ I = 0.300

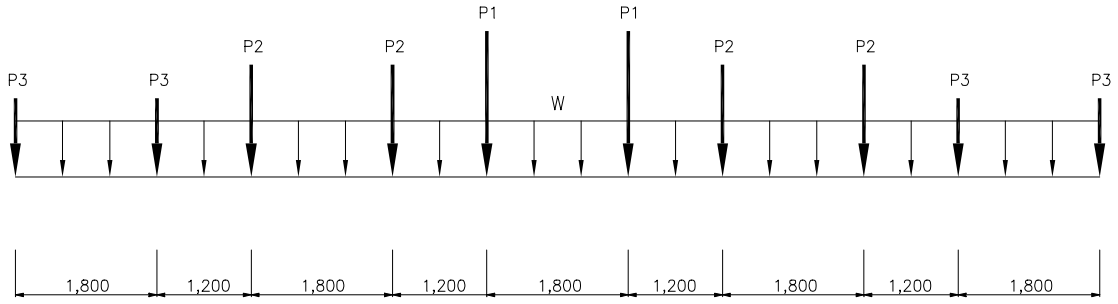
P1 = 240.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 124.800 kN (DB-24 후륜하중)

P2 = 180.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 93.600 kN (DB-18 후륜하중)

P3 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

P4 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

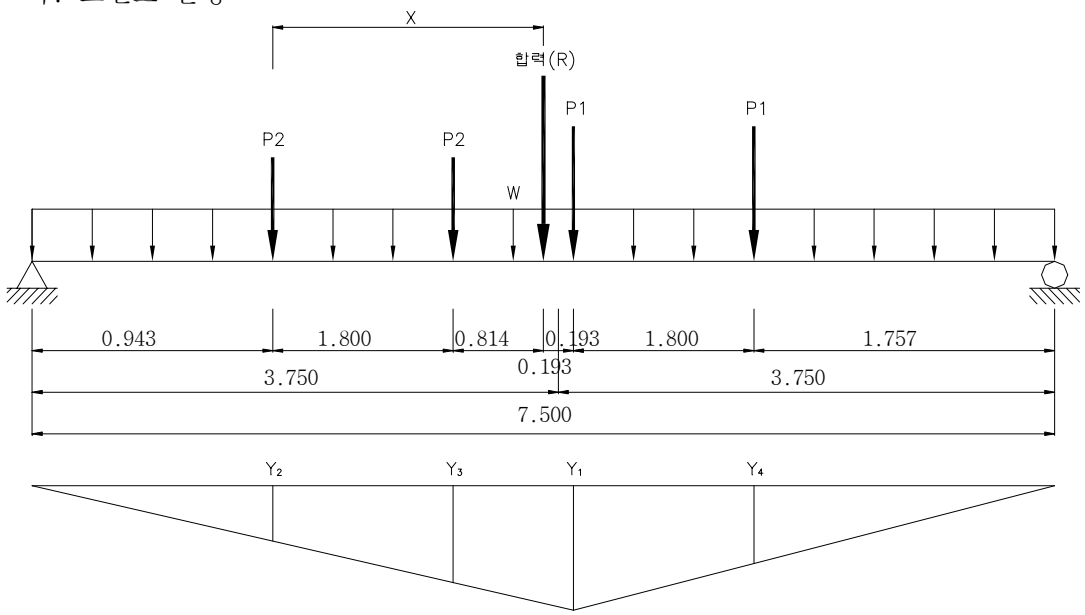
(3) 보가 차량 진행방향과 직각인 경우의 연행이동 하중



3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 2) = 436.800 kN

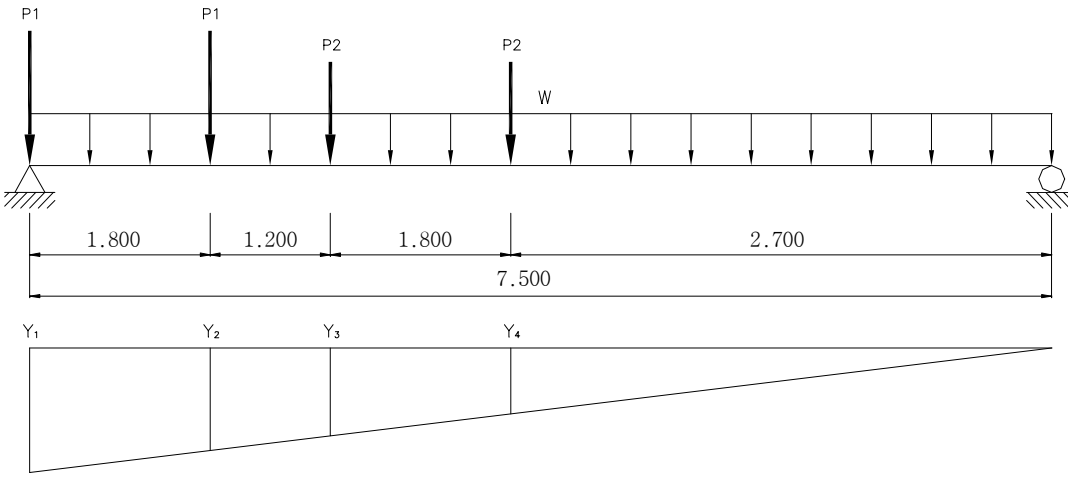
합력작용점(X) = [{P1 x (3.0 + 4.8)} + (P2 x 1.8)] / R

= [(124.8 x 7.80) + (93.6 x 1.8)] / 436.800 = 2.614 m

∑Yp1 = 1.870 + 0.924 =	2.794	m	
∑Yp2 = 0.447 + 1.301 =	1.748	m	
A = 7.500 x (1.870 / 2) =	7.013	m²	
Md = 7.013 x 6.435 =	45.129	kN·m	
ML = 124.800 x 2.794 + 93.600 x 1.748 =	512.304	kN·m	
M1 = Md + ML = 45.129 + 512.304 =	557.433	kN·m	

Y_1 =	1.870
Y_2 =	0.447
Y_3 =	1.301
Y_4 =	0.924

나. 전단력 산정

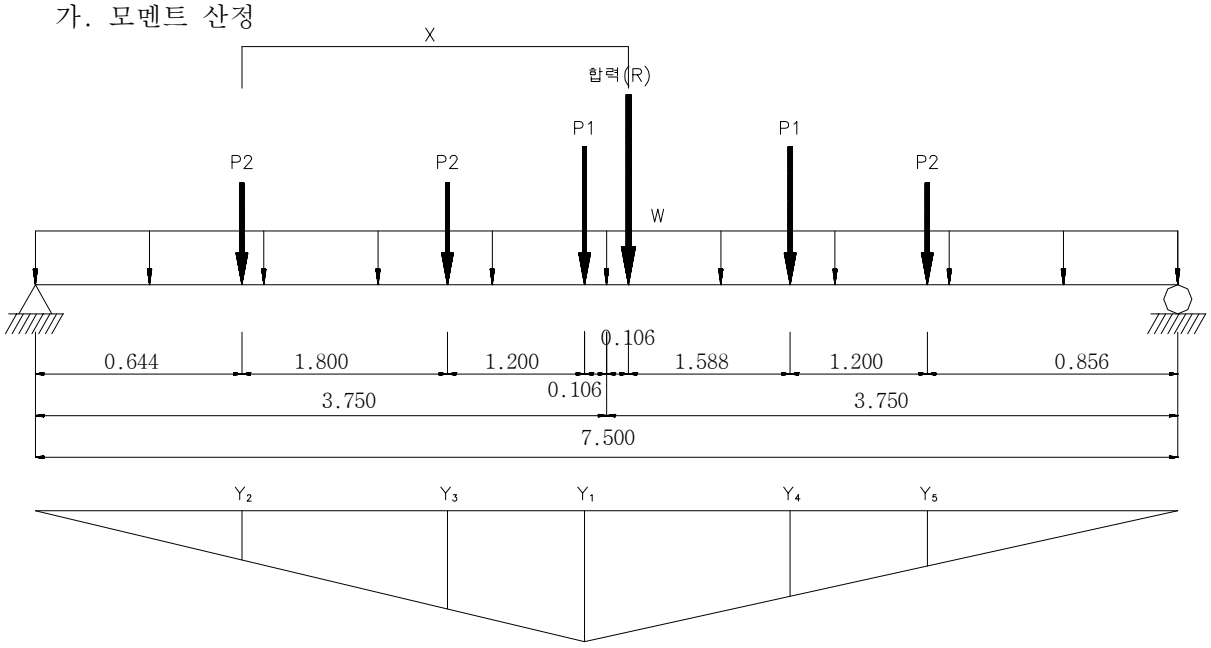


∑Yp1 = 1.000 + 0.760 =	1.760	m	
∑Yp2 = 0.600 + 0.360 =	0.960	m	
A = 7.500 x (1.000 / 2) =	3.750	㎡	
Sd = 3.750 x 6.435 =	24.131	kN	
SL = 124.800 x 1.760 + 93.600 x 0.960 =	309.504	kN	
S1 = Sd + SL = 24.131 + 309.504 =	333.635	kN	

Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.760
Y_3 =	0.600
Y_4 =	0.360

(2) 2.5차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 3) = 530.400 kN

합력작용점(X) = {P1 x (3.0 + 4.8) + P2 x (6.0 + 1.8)} / R

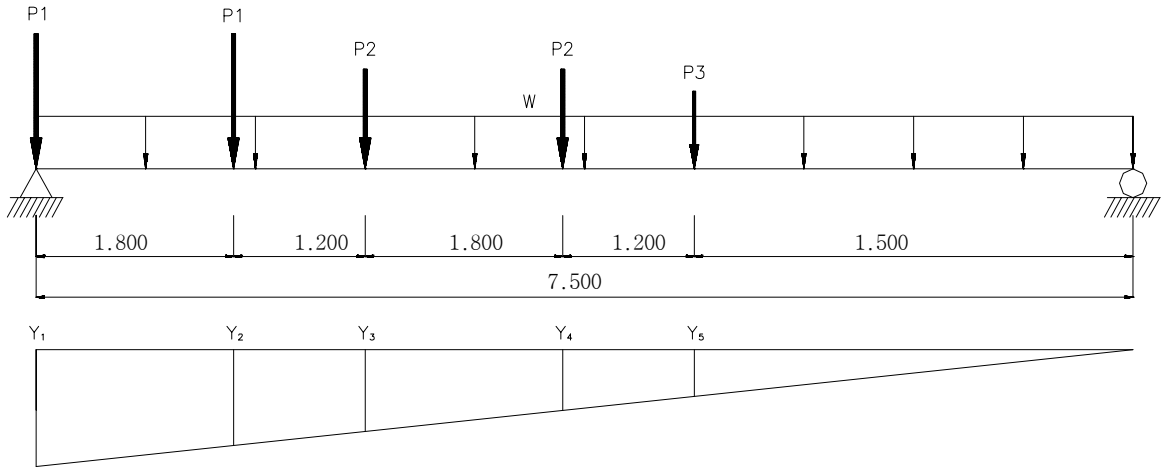
= [(124.800 x (3 + 4.80) + {93.600 x (6.0 + 1.8)}] / 530.400

= 3.212 m

∑Yp1 = 1.874 + 0.999 =	2.873	m	
∑Yp2 = 0.416 + 1.257 + 0.331 =	2.004	m	
A = 1/2 x 7.500 x 1.874 =	7.028	㎡	
Md = 7.028 x 6.435 =	45.222	kN·m	
ML = 0.9 x (124.800 x 2.873 + 93.600 x 2.004)			
=	491.512	kN·m	
M2 = Md + ML = 45.222 + 491.512 =	536.73	kN·m	

Y_1 =	1.874
Y_2 =	0.331
Y_3 =	1.257
Y_4 =	0.999
Y_5 =	0.416

나. 전단력 산정



Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.760
Y_3 =	0.600
Y_4 =	0.360
Y_5 =	0.200

∑Yp1 = 1.000 + 0.760 = 1.760 m

∑Yp2 = 0.600 + 0.360 = 0.960 m

∑Yp3 = 0.200 = 0.200 m

A = 7.500 x (1.000 / 2) = 3.750 m²

Sd = 3.750 x 6.435 = 24.131 kN

SL = 0.9 x (124.8 x 1.76 + 93.6 x 0.96 + 70.2 x 0.2)

= 291.190 kN

S2 = Sd + SL = 24.131 + 291.190 = 315.321 kN

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1, M2 중 큰값 557.433 kN·m

Smax = S1, S2 중 큰값 333.635 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 557433000 / 5760000 = 96.8 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 333635 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 39.4 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.50 m

ℓ /b = 2500 / 300.0 = 8.333 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 196.2 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 96.8 MPa < fba = 196.2 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 39.4 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 512.304 / (1 + 0.300) = 394.080 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 6.435 x 7.500^2 / 8 = 45.246 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 394080000 \times 7500^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 4.376 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = $w\ell^2$ / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 45246000 \times 7500^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.628 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 4.376 + 0.628 = 5.004 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 7500 / 400 = 18.8 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 18.8 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 5.004 mm < δa = 18.750 mm ∴ O.K !

3.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

3.2.1 외측 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.00	mm
W =	1.060	kN/m		ry =	72.60	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

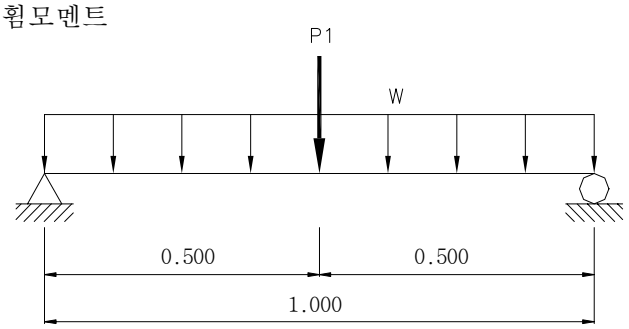
설계경간(L) = 1.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 24.131 + 309.504 = 333.635 kN (후륜재하시)

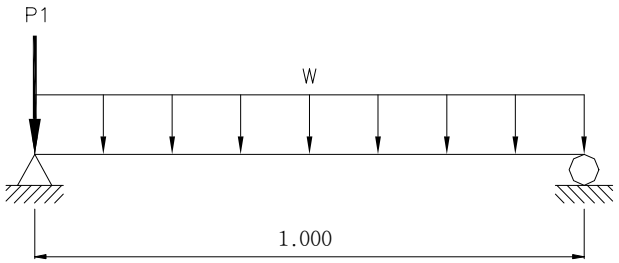
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.060 x 1.000) / 8 + (333.635 x 1.000) / 4

= 83.541 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 333.635 + (1.060 x 1.000) / 2

= 334.165 kN

Smin = 333.635 + 1.060 - 334.165 = 0.530 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 83541000 / 1440000 = 58.0 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 334,165 / [(300.0 - 15.0x2)x15.0)] = 82.51 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 1,000 / 305 = 3.279 (ℓ/b ≤ 4.5)

fba = 1.00 x 210 210.0 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 58.0 MPa < fba = 210.0 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 82.5 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((334.165+0.530) x 1000) / 61,072.6 = 5.480 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.2.2 내측 주형지지보

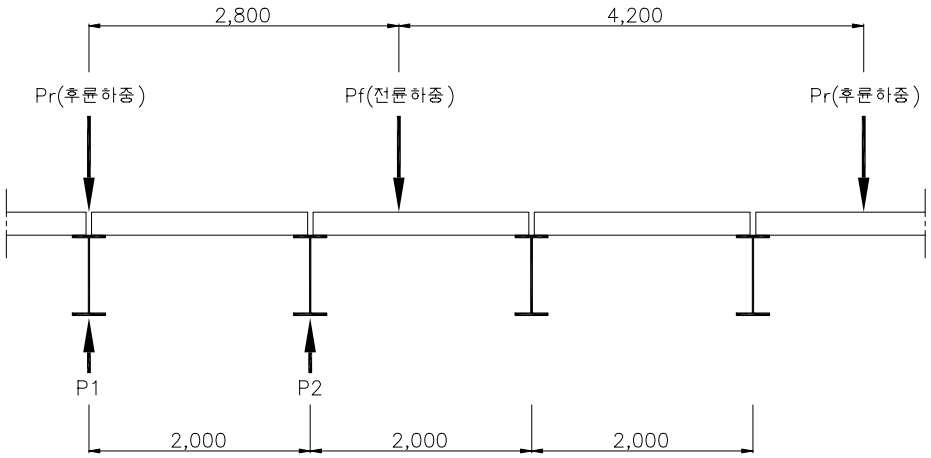
1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)						
▣ 단면 제원 :							
A =	15740.0	mm^2		rx =	189.00	mm	
w =	1.240	kN/m		ry =	71.80	mm	
Ix =	561000000.0	mm^4		Zx =	2550000.0	mm^3	
Iy =	81100000.0	mm^4		Zy =	541000.0	mm^3	

설계경간(L) = 3.000 m (중간 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)



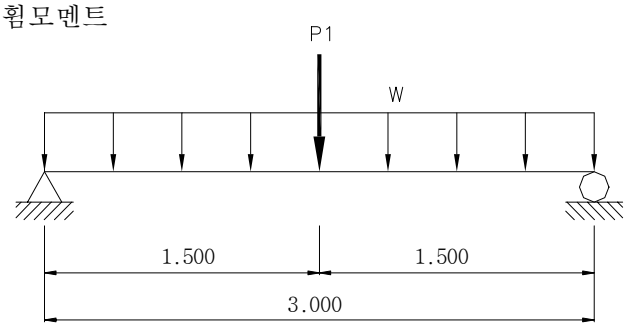
P1 = Sd + SLmax = 24.131 + 309.504

= 333.635 kN (후륜재하시)

P2 = Sd + (SLmax / 4) x (1.2 / 2) = 24.131 + (309.504 / 4) x (1.2 / 2)

= 60.904 kN (전륜재하시)

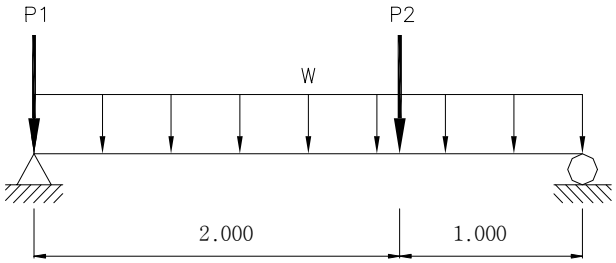
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = P1 x L / 4 + W x L^2 / 8 = (333.635 x 3.000) / 4 + (1.240 x 3.000^2) / 8

= 251.621 kN · m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + P2 x (1.000 / 3.000) + W x L / 2

= 333.635 + 60.904 x (1.000 / 3.000) + (1.240 x 3.000) / 2

= 355.796 kN

Smin = 333.635 + 60.904 + 3.720 - 355.796 = 42.463 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 251,621,000 / 2,550,000 = 98.7 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 355,796/[(440.0-18.0x2)x11.0] = 80.1 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 300.0 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 98.7 MPa < fba = 190.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 80.1 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = v x (πD² /4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((355.796+42.463) x 1000) / 61,072.6 = 6.521 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m) (L = 26.86 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	13480.0	mm^2	rx =	126.0	mm
Y =	1.060	kN/m	ry =	72.6	mm
Ix =	215000000.0	mm^4	Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4	Zy =	466000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 7.500 + 7.500 = 15.000 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

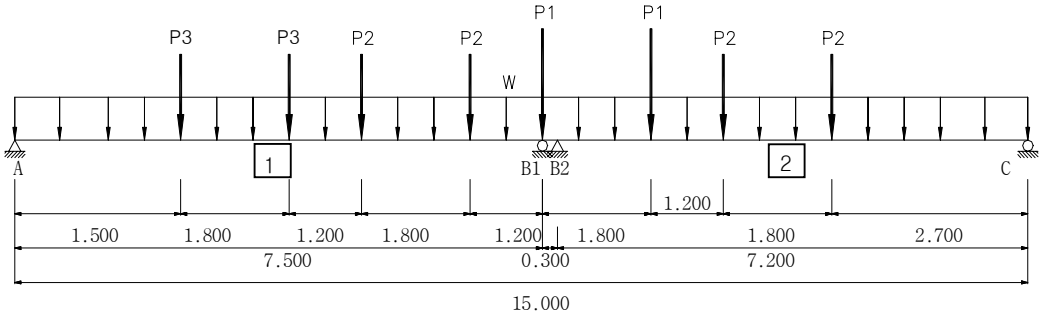
구 분	계 산 식	
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 3.00	= 7.440 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	= 1.060 kN
중앙Pile의 자중	1.060 x 26.861	= 28.473 kN
버팀보의 자중	(0.882 x 7.500 / 2 x 6단) / 3.00 x 3.00	= 79.384 kN
	(1.167 x 7.500 / 2 x 10단) / 3.00 x 3.00	= 175.077 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 6단) x 3.00	= 9.810 kN
합 계		Ps = 301.244 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 6.435 x 7.500 x 1/2 = 24.131 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 6.435 x 7.500 x 1/2 = 24.131 kN

(3) 활 하 중

가. 2차선 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.200 \times (1.500 + 3.300) + 93.600 \times (4.500 + 6.300) + 124.800 \times 7.500}{7.500}$$

$$= 304.512 \text{ kN}$$

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.700 + 4.500) + 124.800 \times 5.700}{7.200}$$

$$= 192.400 \text{ kN}$$

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

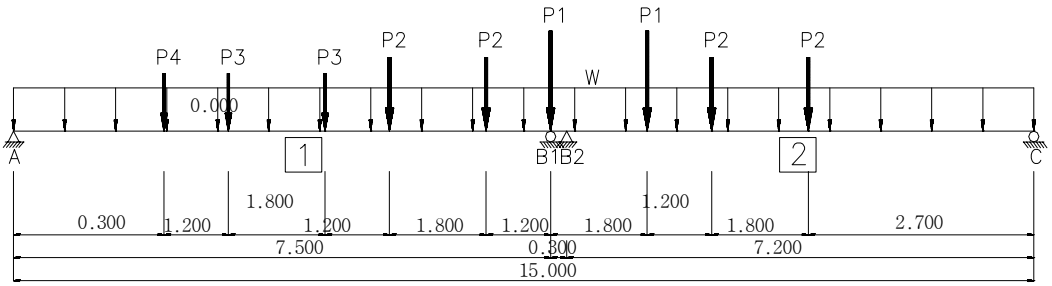
RB1 = 304.512 x 0.25 = 76.128 kN

RB2 = 192.400 x 0.25 = 48.100 kN

③ 2차로 활하중 재하시 반력을 100%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	304.512	76.128	
P2	192.400	48.100	

나. 2.5차선 이상 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.20x0.30 + 70.20x(1.50+3.30) + 93.60x(4.50+6.30) + 124.80x7.50}{7.500}$$

= 307.320 kN

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.700 + 4.500) + 124.800 \times 5.700}{7.200}$$

= 192.400 kN

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

RB1 = 307.320 x 0.25 = 76.830 kN

RB2 = 192.400 x 0.25 = 48.100 kN

③ 2.5차로 이상 활하중 재하시 반력을 90%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	276.588	69.147	
P2	192.400	48.100	

라. 편재하시

① 후륜하중 재하시 B점의 반력

RB1 = MAX(2차선재하시,3차선재하시x90%)

= MAX(304.512 , 276.588) = 304.512 kN (2차선재하시)

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

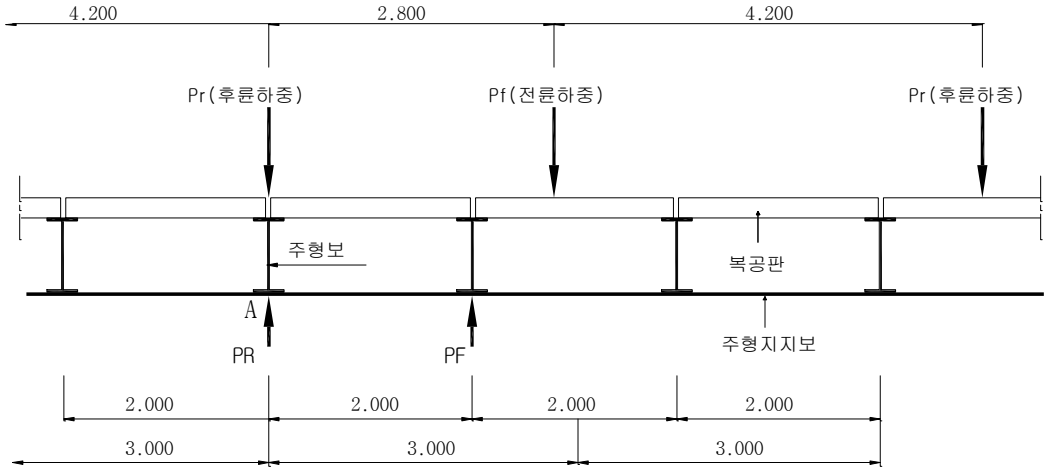
RB1 = 304.512 x 0.25 = 76.128 kN (2차선재하시)

마. 설계적용 활하중

구 분		후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
연직력 최 대	P1	304.512	76.128	(2차선재하시)
	P2	192.400	48.100	(2.5차선이상재하시)
편재하시	P1	304.512	76.128	(2차선재하시)

(4) 단면력 산정

가. 주형보의 반력



① 연직력 최대인경우

PR1 = Pr1 + Sd1 = 304.512 + 24.131 = 328.643 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (76.128 x 1.200 / 2.000) + 24.131 = 69.808 kN

PR2 = Pr2 + Sd2 = 192.400 + 24.131 = 216.531 kN

PF2 = (Pf2 x 1.200 / 2.000) + Sd2 = (48.100 x 1.200 / 2.000) + 24.131 = 52.991 kN

② 편재하시

PR1 = Pr1 + Sd1 = 304.512 + 24.131 = 328.643 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (76.128 x 1.200 / 2.000) + 24.131 = 69.808 kN

PR2 = Sd1 = 24.131 kN

PF2 = Sd2 = 24.131 kN

나. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 328.643 + 69.808 x (1.00 / 3.00)
+ 24.131 = 376.044 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 216.531 + 52.991 x (1.00 / 3.00)
+ 24.131 = 258.326 kN

② 편재하시 (A점 기준)

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 328.643 + 69.808 x (1.00 / 3.00)
+ 24.131 = 376.044 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 24.131 + 24.131 x (1.00 / 3.00)
+ 24.131 = 56.306 kN

다. 단면력 집계

구 분		계 산 식	
압축응력 및 지지력검토		(376.044 + 258.326 + 301.244)/2 + 0.000 =	467.807 kN
편재하시	압축응력 검토	(376.044 + 56.306 + 301.244)/2 + 0.000 =	366.797 kN
	휨압축응력 검토	(376.044 - 56.306) /2 + 0.000 =	159.869 kN

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 467,807.0 / 13,480.00 = 34.7 MPa

(2) fc : 압축응력 - 조합응력검토시

fc = Pp/A = 366,797.0 / 13,480.00 = 27.2 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 159.869 x 0.300 = 47.961 kN.m

여기서, e(편심) = 0.3 m

fb = Mmax/Zx = 47,961,000 / 1,440,000 = 33.3 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 2,343.0 / 126.0 = 18.595 ($\ell/r \leq 20$)

fca = 1.00 x 210 = 210.0 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 2,343.0 / 72.6 = 32.273 ($20 < \ell/r \leq 93$)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 194.0 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 2,343.0 / 305.0 = 7.810 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 198.1 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 2,343.0 / 126.0 = 18.595

fcax = 1.00 x [1200000 / (ℓ/r)^2 x 1.5] = 5205.7 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력 fba = 198.1 MPa > fb = 33.3 MPa ∴ O.K !

압축응력 fca = 210.0 MPa > fc = 34.7 MPa ∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{27.2}{210.0} + \frac{33.3}{198.1 \times (1 - 27.2 / 5{,}205.7)} = 0.300$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력 fca = 194.0 MPa > fc = 34.7 MPa ∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = Pu + α x β x Rt (파일 지지선단이 암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

Pu : 암반에 근입된 말뚝의 선단지지력(tonf)(140 x qu^(1/2) x At^(2/5) x Ai^(1/3))

qu : 암반의 일축압축강도(tonf/㎡)(qu≤1000tonf/㎡)

At : 말뚝의 선단부 순단면적(㎡), Ai : 말뚝의 선단부 심부면적(㎡)

α : 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β : 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 =(1.210m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ : 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/㎡)= 0.1N 적용

- Pu = 140 x qu^(1/2) x At^(2/5) x Ai^(1/3) = 239 tonf = 2389.04 kN
: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 2,389.0 / 2 = 1194.522 kN

- R(최대반력) = 467.807 kN
: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

∴ R(최대반력) = 467.807 kN < Qa(허용지지력) = 1,194.522 kN ∴ O.K !

4. 흙막이벽 설계

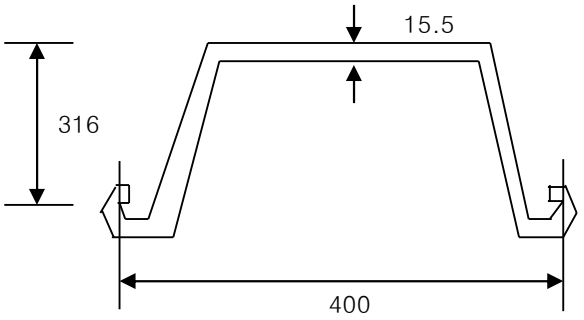
4.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : 합성-V 400×316×15.5(SY30)

w (kN/m)	1.034
A (mm^2)	27625
I_x (mm^4/m)	420438161
Z_x (mm^3/m)	2712504
R_x (mm/m)	123.4
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	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	1.000	×	1	×	5			=	6.2	kN	
		1.06	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	1.000	×	2	×	3			=	7.44	kN	
		0.82	×	1.000	×	2	×	2			=	3.288	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	15.000	×	1	×	5	/	3	=	22.051	kN	
		1.167	×	15.000	×	1	×	3	/	3	=	17.508	kN	
SHEETPILE 자중	:	1.034	×	26.861							=	27.76	kN	
주형보의 반력	:	309.504									=	309.504	kN	
주형지지보의 자중:		1.06	×	1.000							=	1.060	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	399.81	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 264.20 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 305.09 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	399.812	x	1000	/	27624.6	=	14.473	MPa		
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	264.200	x	1000000	/	2712504	×	0.6	MPa		
												=	162.335	MPa		
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	305.090	x	100	/	2445.1	=	12.477	MPa		

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (22.220)^2

= 3645.729 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	255.000	MPa	>	f_c	=	14.473	MPa	--->	O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	270.000	MPa	>	f_b	=	162.335	MPa	--->	O.K
전단응력	ua	=	150.000	MPa	>	f_u	=	12.477	MPa	--->	O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{14.473}{255.0} + \frac{162.335}{270.000 \times (1 - (14.473 / 3645.729))}$$

= 0.660 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 101.524 kN

Total Passive Moment

Mp = 398.367 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 398.367 ÷ 101.524

= 3.924 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 20.660 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

23.861 × 0.2% = 47.722 mm

20.660 < 47.722 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 21.25 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 17.37 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	17.37	14.25	11.45	8.95	4.87	0.05

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 14.25 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 4.87 mm

부등 침하량: 9.38 mm

변위(δ/L) = 9.38 / 8,000 = 1 / 853 < 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	3.0	m
버팀보의 설치 각도	0.0	°
버팀보의 온도변화에 의한 축력	120.00	Kn
버팀보 위에 작용하는 등분포하중 (w) (자중, 자재적재 등에 의한 하중)	5.00	kN/m
버팀보의 최대축력	746.30	kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1)	7.500	m
최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2)	7.500	m
강재의 허용응력 보정계수 (강재의 재사용과 장기사용등을 고려하여 보정계수 0.9를 적용)	0.9	

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 = 746.300 / 1 EA / cos (0.0 °) = 746.300 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 746.300 + 120.000 = 866.300 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

$f_c = N / A = 866.30 / 112.3622 \times 1.0 = 7.710$ kN/cm^2

(3) 설계 휨모멘트 (M)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 휨모멘트 (M) $= w \times L^2 / 8 = 5.00 \times 7.50^{\,2} / 8 = 35.16$ kN · m

(4) 휨 압축응력 : f_b

$f_b = M / Z = 35.16 / 1092 \times 100 = 3.219$ 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 × 7.50 / 2 = 18.75 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^{\,2} + r_2 \times r_1 + r_1^{\,2})}{3 \times (r_2^{\,2} + r_1^{\,2})} = 0.334 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.50 / 14.05 × 100 = 53.366 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.50 / 14.05 × 100 = 53.366 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 149.96 Mpa

f_c = 77.100 Mpa f_{bc} = 32.190 Mpa f_{bt} = 32.19 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -109.290$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -44.910$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-109.290) - (-44.910)}{-109.290} = 0.589$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.589 / 10 = 1.059$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.059 \times 0.90) = 21.320$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 149.960 \times 189.0 / 189.0 = 149.96$ Mpa

$\therefore f_c = 77.10$ Mpa $< f_{ca} = 149.96$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 32.19$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 568.83$ Mpa

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

$$= \frac{77.10}{149.96} + \frac{32.19}{189.00 \times (1 - 77.10 / 568.83)}$$

$= 0.514 + 0.197 = 0.711 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 77.10 + \frac{32.19}{(1 - 77.10 / 568.83)}$$

$= 77.100 + 37.237 = 114.337 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 3.340 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{109.290}{149.960} + \left\{\frac{3.340}{106.692}\right\}^2$$

= 0.729 + 0.031^2 = 0.730 ≤ 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
77.10	149.96	O.K	32.19	189.000	O.K	3.340	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.711	O.K	114.337	189.00	O.K	0.730	O.K

4.2.2 버팀보 (Φ406.4mm, t=12mm) : 7 단 ~ 10 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 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 1306.70 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 7.500 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 7.500 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 : 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 = 1306.700 / 1 EA / cos (0.0 °) = 1306.700 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 1306.700 + 120.000 = 1426.700 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 1426.70 / 148.7 × 1.0 = 9.594 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 × 7.50^2 / 8 = 35.16 kN · m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 35.16 / 1430 × 100 = 2.458 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 × 7.50 / 2 = 18.75 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.252 \ kN/cm^2$$

3) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.50 / 14.00 × 100 = 53.571 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.50 / 14.00 × 100 = 53.571 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 149.72 Mpa

f_c = 95.940 Mpa f_{bc} = 24.580 Mpa f_{bt} = 24.58 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -120.520$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -71.360$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-120.520) - (-71.360)}{-120.520} = 0.408$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.408 / 10 = 1.041$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.041 \times 1.20) = 16.266$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 149.720 \times 189.0 / 189.0 = 149.72$ Mpa

$\therefore f_c = 95.94$ Mpa $< f_{ca} = 149.72$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 24.58$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 564.49$ Mpa

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

$$= \frac{95.94}{149.72} + \frac{24.58}{189.00 \times (1 - 95.94 / 564.49)}$$

$= 0.641 + 0.157 = 0.798 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 95.94 + \frac{24.58}{(1 - 95.94 / 564.49)}$$

$= 95.940 + 29.613 = 125.553 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 107.265 Mpa

τ = 2.520 Mpa < τ_a = 107.265 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{120.520}{149.720} + \left\{\frac{2.520}{107.265}\right\}^2$$

= 0.805 + 0.023^2 = 0.806 ≤ 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
95.94	149.72	O.K	24.58	189.000	O.K	2.520	107.27	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.798	O.K	125.553	189.00	O.K	0.806	O.K

4.3.1 버팀보 띠장 (1 ~ 6) 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 = 3.000 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) = 746.300 / 3.000 = 248.767 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 248.767 x 3.000 x 3.000 = 279.863 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 248.767 x 3.000 x 3.000 = 223.890 kN · m

∴ Mmax max (223.890 , 279.863) = 279.863 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 248.767 x 3.000 = 435.342 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 248.767 x 3.000 = 447.781 kN

∴ Smax max (435.342 , 447.781) = 447.781 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 279,862,875 / 2,550,000 = 109.750 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 447,781 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 100.761 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 3,000 / 300 = 10.000 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 190.200 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.200 MPa	>	fb =	109.75 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	100.761 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 447780.6 / 120 = 3731.505 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 1093.493) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 435342.25 / (4444 + 1093.493 x 1ea)

= 78.617 MPa

전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	78.617 MPa	∴ O.K !

4.3.2 버팀보 띠장 (7 ~ 10) 단 (2H - 440 x 300)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	2H - 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 = 3.000 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) = 1,306.700 / 3.000 / 2 = 217.783 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 217.783 x 3.000 x 3.000 = 245.006 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 217.783 x 3.000 x 3.000 = 196.005 kN · m

∴ Mmax max (196.005 , 245.006) = 245.006 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

$S_1 = 7/12\ WL$ 7/12 x 217.783 x 3.000 = 381.120 kN

- 연속보로 적용시

$S_2 = 6/10\ WL$ 6/10 x 217.783 x 3.000 = 392.009 kN

∴ Smax max (381.120 , 392.009) = 392.009 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 245,005,875 / 2,550,000 = 96.081 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 392,009 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 88.211 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 3,000 / 300 = 10.000 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 190.200 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.200 MPa	>	fb =	96.081 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	88.211 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 392009.4 / 120 = 3266.745 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 1093.493) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 381120.25 / (4444 + 1093.493 x 1ea)

= 68.825 MPa

전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	68.825 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 = 0.65 x 1900 x 98.71 x 1/1000 = 121.907 kN/ea

Pa2 = 0.80 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	3.977	26.0	13	0.40	매립층	
2	14.709	28.0	50	0.45	모래층	
3	22.035	35.0	50	0.45	자갈층	
4	23.800	29.0	50	0.40	풍화토	
5	26.732	33.0	50	0.60	풍화암	
6	56.256	36.0	50	0.60	연암	
7	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	22.729	1.200	30.000	385.000	4	100.000	385.000

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

- N(1단 강선수) = Jacking Force / 허용인장력(Pa) = 445.825 / 121.907 = 3.66 ea

∴ N(1단 강선수) = 3.66 ea < 4.0 ea ∴ O.K !

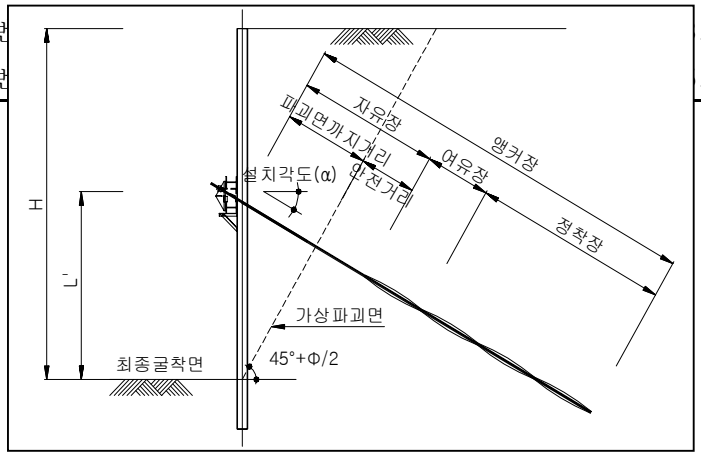
2) GROUND ANCHOR의 자유장 산정

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° + 26° / 2 58.00 °
- 지층번호 2의 가상파괴면 각도(β1) = 45° + 28° / 2 59.00 °
- 지층번호 3의 가상파괴면 각도(β1) = 45° + 35° / 2 62.50 °
- 지층번호 4의 가상파괴면 각도(β1) = 45° + 29° / 2 59.50 °
- 지층번호 5의 가상파괴면 각도(β1) = 45° + 33° / 2 61.50 °
- 지층번 .00 °
- 지층번 .00 °



(1) GROUND ANCHOR NO.1(설치심도:22.729m, 적용토층:연암)

- 앵커지점에서 가상파괴면 까지의 거리(Lf)

$$Lf = \frac{\sin(90 - \beta 1) \times L'}{\sin(\alpha + \beta 1)} = \frac{\sin(90.0 - 63.00) \times 1.13}{\sin(30.00 + 63.00)} = 0.515 \text{ m}$$

- 앵커의 안전거리(Lu)

Lu = MAX(0.15 x H , 1.50m) = MAX(0.15 x 23.861 , 1.500m) = 3.579 m

앵커 NO	파괴면 까지 거리 (m)	안전거리 (m)	소요 자유장 (m)	설계 자유장 (m)	비 고
1	0.515	3.579	4.094	6.000	∴ O.K !

3) JACKING FORCE 계산

(1) 정착장치의 활동에 의한 Prestress의 감소

Δfps = Ep x ΔL / 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 (mm^2)	Δfps (MPa)	ΔPp (kN)	비 고
1	6.500	394.840	92.3	36.444	

(2) RELAXATION에 의한 Prestress의 감소

ΔPpr1 = K x fpt x A x N = 0.050 x 1.235 x 98.71 x 4 ea = 24.381 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)

(0.65fpu 와 0.80fpy 중 작은값 적용)

0.65fpu = 0.65 x 1900 = 1235.00 MPa

0.80fpy = 0.80 x 1600 = 1280.00 MPa

∴ fpt = MIN(1,235.00 , 1,280.00) = 1235.00 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	385.000	36.444	24.381	445.825	6.500	36.697	

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 τ : 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (MPa)

Fs : 안전율 = 1.5 U : 인장재의 주변장 (mm)

D : 앵커체의 지름 = 100 mm N : 인장재의 개수 (EA)

τa : 인장재의 허용부착응력 (MPa)

- 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 = 445.825 kN
- 토 층 : 연암 (τ ≒ 1.0 MPa), 단기 암적용 (τa = 0.7 MPa)
- 마찰저항길이 = Tmax x Fs / (π x D x τ) = 445.825 x 1000 x 1.5 / (π x 100.00 x 1.00)
  = 2128.66 mm = 2.129 m
- 부착저항길이 = Tmax / (U x N x τa) = 445.825 x 1000 / (39.898 x 4 x 0.7)
  = 3990.76 mm = 3.991 m

∴ 설계정착길이 = 3.991 m < 4.000 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	6.000	4.000	1.500	11.500	

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 4ea	30.000	6.000	4.000	1.500	11.500	445.825

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 = 445.825 kN
- EARTH ANCHOR C.T.C = 1.000 m
- ANCHOR 작용하는 최대반력 (Tmax) = 445.825 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 = 445.825 x 0.2 x COS(30) / 0.550
  = 140.398 kN
- 작용하중(T2) = Tmax x COS(α) - 작용하중(T1) = 445.825 x COS(30) - 140.398
  = 245.698 kN

∴설계하중 (w) = MAX(140.398, 245.698) = 245.698 kN

2) 단면력 산정

Mmax = P ℓ / 4 = (245.698 x 1.000) / 4 = 61.425 kN·m

Smax = Tmax = 245.698 = 122.849 kN

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 61,425,000.0 / 919,000.0 = 66.8 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 122,849.0 / [(250.0 - 14.0 x 2) x 14)] = 39.5 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 1,000.0 / 255.0 = 3.922 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x 210.0 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	210.0 MPa	>	fb =	66.8 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	39.5 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
주형보	휨 응 력		MPa	96.78	196.20	2.03	∴ O.K	I - 700x300x13x24
	전단응력		MPa	39.36	120.00	3.05	∴ O.K	
	처 짐		mm	5.00	18.75	3.75	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(측면)	휨 응 력		MPa	58.02	210.00	3.62	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	전단응력		MPa	82.51	120.00	1.45	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(중앙)	휨 응 력		MPa	98.68	190.20	1.93	∴ O.K	H - 440x300x11x18
	전단응력		MPa	80.06	120.00	1.50	∴ O.K	(SS400)
중앙파일	휨응력		MPa	33.31	198.08	5.95	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	압축응력		MPa	34.70	210.00	6.05	∴ O.K	
	조합응력			0.30	1.00	3.33	∴ O.K	(SS400)
	지지력		kN	467.81	1194.52	2.55	∴ O.K	
쉬트파일	휨응력		MPa	162.33	270.00	1.66	∴ O.K	합성-V 400×316×15.5
	압축응력		MPa	14.47	255.00	17.62	∴ O.K	
	전단응력		MPa	12.48	150.00	12.02	∴ O.K	(SY30)
	조합응력			0.660	1.000	1.51	∴ O.K	
버팀보(9t)	작용력		kN/ea	866.30				Φ406.4mm, t=9mm
	조합응력			0.73	1.00	1.37	∴ O.K	(SS400)
버팀보(12t)	작용력		kN/ea	1426.70				Φ406.4mm, t=12mm
	조합응력			0.81	1.00	1.24	∴ O.K	(SS400)
띠장	버팀보 H440	휨응력	MPa	109.75	190.20	1.73	∴ O.K	H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	78.62	120.00	1.53	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 2H-440	휨응력	MPa	96.08	190.20	1.98	∴ O.K	2H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	88.21	120.00	1.36	∴ O.K	(SS400)
	G/A	휨응력	MPa	66.84	210.00	3.14	∴ O.K	2H - 250x255x14x14
		전단응력	MPa	39.53	120.00	3.04	∴ O.K	(SS400)

5.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	3.92	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	20.66mm	<	47.72mm	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/420	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+145.000~STA.8+202.000 NBB-5 GL-11.30M적용)

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

PROFILE   1    4.105     1       1
          2    14.834    3       3
          3    22.120    4       4
          4    23.929     5       5
          5    26.858    6       6
          6    30.000    7       7
          7    60        8       8

VWALL     1     26.361     .02762     4.2044E-04     2.1E+08     1     1     1     0     0
          2     26.361     .008336    .000133        2.1E+08     2.4   .594  .201  0     0

STRUT   1    0.7     0.02355      7.5     2     0     0     0     0
        2    2.392   0.01124      7.5     3     150   0     0     0
        3    4.692   0.01124      7.5     3     150   0     0     0
        4    6.992   0.01124      7.5     3     200   0     0     0
        5    9.292   0.01124      7.5     3     250   0     0     0
        6    10.992  0.01124      7.5     3     250   0     0     0
        7    13.319  0.01124      7.5     3     300   0     0     0
        8    15.019  0.01487      7.5     3     350   0     0     0
        9    17.319  0.01487      7.5     3     350   0     0     0
        10   19.319  0.01487      7.5     3     350   0     0     0
        11   21.119  0.01487      7.5     3     350   0     0     0

ANCHOR   1   22.619  0.0003948      30     6      1.2       350     0    0
```

```
Division    0.2
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.2
      gwl 11.3 11.3 10
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 1.2

STEP  2  const strut 1 and excavation to 2.892
      const strut 1
      excavation 2.892

STEP  3  const strut 2 and excavation to 5.192
      const strut 2
      excavation 5.192

STEP  4  const strut 3 and excavation to 7.492
      const strut 3
      excavation 7.492

STEP  5  const strut 4 and excavation to 9.792
      const strut 4
      excavation 9.792

STEP  6  const strut 5 and excavation to 11.492
      const strut 5
      excavation 11.492

STEP  7  const strut 6 and excavation to 13.819
      const strut 6
      excavation 13.819

STEP  8  const strut 7 and excavation to 15.519
      const strut 7
      excavation 15.519

STEP  9  const strut 8 and excavation to 17.819
      const strut 8
      excavation 17.819
```

```
STEP  10  const strut 9 and excavation to 19.819
      const strut 9
      excavation 19.819

STEP  11  const strut 10 and excavation to 21.619
      const strut 10
      excavation 21.619

STEP  12  const strut 11 and excavation to 23.119
      const strut 11
      excavation 23.119

STEP  13  const anchor 1 and excavation to 23.861
      const anchor 1
      excavation 23.861
      ground settlement
      depth check

STEP  14  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+180) 검토.datDate : 2015-10-13
Project : 종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+145.000~STA.8+202.000 NBB-5 GL-11.30M적용)Time : 10:1

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	1.20	1.76	2.90	-4.66	1.10	1.58	22.00	-4.37	1.90
2	2.90	12.49	0.70	-7.66	4.00	11.92	2.40	-3.80	5.60
-3	2.90	28.41	2.40	-21.59	2.40	3.16	4.00	-16.69	2.40
3	5.20	52.00	2.40	-30.41	2.40	31.98	4.80	-36.69	2.40
-4	5.20	39.17	2.40	-26.49	4.70	8.83	3.80	-22.03	2.40
4	7.50	79.04	4.70	-38.07	8.10	53.83	6.90	-37.52	4.70
-5	7.50	44.81	4.70	-38.31	7.00	18.11	6.00	-25.67	2.40
5	9.80	100.03	7.00	-52.43	7.00	67.72	9.20	-45.11	7.00
-6	9.80	56.35	7.00	-49.67	9.30	24.11	8.30	-25.39	2.40
6	11.50	112.89	9.30	-64.78	9.30	71.10	11.40	-49.14	9.30
-7	11.50	57.03	9.30	-55.08	9.30	24.80	11.90	-25.05	2.40
7	13.80	175.58	11.00	-83.71	15.30	139.05	13.60	-102.74	11.00
-8	13.80	112.53	11.00	-65.48	9.30	65.46	14.00	-49.35	11.00
8	15.50	178.25	13.30	-83.21	16.90	139.69	15.30	-70.44	11.00
-9	15.50	98.32	11.00	-65.21	9.30	65.85	15.70	-56.31	11.00
9	17.80	279.64	15.00	-130.15	15.00	216.35	17.50	-150.36	15.00
-10	17.80	199.62	15.00	-99.49	15.00	120.96	17.80	-73.84	15.00
10	19.80	305.09	17.30	-130.35	17.30	251.32	19.50	-113.14	23.80
-11	19.80	221.34	17.30	-112.93	15.00	163.47	19.70	-92.29	15.00
11	21.60	292.58	19.30	-158.07	23.00	264.20	21.10	-114.25	24.60
-12	21.60	209.90	19.30	-125.23	23.00	190.69	20.60	-98.07	24.60
12	23.10	218.66	21.10	-171.75	23.90	222.08	22.30	-85.10	15.00
13	23.90	188.24	19.30	-150.41	22.60	156.10	21.80	-86.18	15.00
14	23.90	193.64	22.60	-161.43	21.10	91.40	23.70	-85.03	21.10

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	0.7	2.4	4.7	7.0	9.3	11.0	13.3	15.0
1	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	2.9	30.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-3	2.9	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	5.2	-25.0	253.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-4	5.2	-6.8	192.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.5	-17.7	177.5	344.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-5	7.5	-10.9	190.1	219.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	9.8	-8.8	175.4	198.4	457.4	0.0	0.0	0.0	0.0
-6	9.8	-10.4	185.1	216.7	294.1	0.0	0.0	0.0	0.0
6	11.5	-9.2	184.8	196.6	268.5	533.1	0.0	0.0	0.0
-7	11.5	-10.1	185.1	210.3	284.0	336.4	0.0	0.0	0.0
7	13.8	-10.0	188.1	206.9	220.7	288.5	739.5	0.0	0.0
-8	13.8	-10.0	186.6	208.6	252.4	312.8	494.8	0.0	0.0
8	15.5	-10.2	186.9	210.7	249.4	273.1	445.6	746.3	0.0
-9	15.5	-10.1	186.7	209.5	252.2	297.3	466.9	452.9	0.0
9	17.8	-10.2	186.3	210.9	261.2	290.0	369.3	316.1	1229.7
-10	17.8	-10.1	186.4	210.4	257.7	292.6	407.0	371.5	897.6
10	19.8	-10.1	186.4	210.2	258.7	297.1	406.1	305.9	730.7
-11	19.8	-10.1	186.4	210.3	258.4	295.5	406.4	328.5	787.6
11	21.6	-10.1	186.4	210.2	258.0	296.5	411.7	328.4	719.6
-12	21.6	-10.1	186.4	210.2	258.1	296.1	409.8	328.4	744.2
12	23.1	-10.1	186.4	210.2	258.0	296.1	410.7	331.1	740.1
13	23.9	-10.1	186.4	210.2	258.1	296.1	410.2	330.1	743.2
14	23.9	287.3	577.3	604.7	478.5	392.2	370.7	436.6	595.7

------- S T R U T N o. a n d D E P T H --------

Step	Exca	9	10	11
No	Depth	17.3	19.3	21.1
1	1.2	0.0	0.0	0.0
2	2.9	0.0	0.0	0.0
-3	2.9	0.0	0.0	0.0
3	5.2	0.0	0.0	0.0
-4	5.2	0.0	0.0	0.0
4	7.5	0.0	0.0	0.0
-5	7.5	0.0	0.0	0.0
5	9.8	0.0	0.0	0.0
-6	9.8	0.0	0.0	0.0
6	11.5	0.0	0.0	0.0
-7	11.5	0.0	0.0	0.0
7	13.8	0.0	0.0	0.0
-8	13.8	0.0	0.0	0.0
8	15.5	0.0	0.0	0.0
-9	15.5	0.0	0.0	0.0
9	17.8	0.0	0.0	0.0
-10	17.8	0.0	0.0	0.0
10	19.8	1306.7	0.0	0.0
-11	19.8	977.5	0.0	0.0
11	21.6	862.9	1210.9	0.0
-12	21.6	904.1	899.2	0.0
12	23.1	846.4	878.4	973.6
13	23.9	871.1	866.3	667.9
14	23.9	744.6	785.3	1019.6

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 No	Exca Depth	1 22.6
1	1.2	0.0
2	2.9	0.0
-3	2.9	0.0
3	5.2	0.0
-4	5.2	0.0
4	7.5	0.0
-5	7.5	0.0
5	9.8	0.0
-6	9.8	0.0
6	11.5	0.0
-7	11.5	0.0
7	13.8	0.0
-8	13.8	0.0
8	15.5	0.0
-9	15.5	0.0
9	17.8	0.0
-10	17.8	0.0
10	19.8	0.0
-11	19.8	0.0
11	21.6	0.0
-12	21.6	0.0
12	23.1	0.0
13	23.9	333.2
14	23.9	385.0

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

>> 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	0.00(1)	0.00(0)	0.13(14)	0.00(0)	0.95(1)	80.56(14)
6	0.50	0.00(0)	-41.39(14)	0.00(0)	-10.11(14)	0.85(1)	85.08(14)
8	0.70	85.06(14)	-58.59(14)	0.00(0)	-20.10(14)	0.86(2)	86.95(14)
13	1.20	40.42(14)	-17.72(3)	11.38(14)	-9.15(3)	0.94(2)	91.77(14)
25	2.40	115.44(14)	-76.97(14)	11.92(2)	-36.69(3)	1.36(14)	104.32(14)
30	2.90	61.94(14)	-7.31(2)	35.44(14)	-20.95(4)	1.57(14)	109.99(14)
37	3.60	30.16(3)	-17.85(14)	51.23(14)	-16.17(4)	1.69(14)	118.40(14)
42	4.10	19.17(3)	-76.02(14)	27.31(14)	-21.47(4)	1.70(3)	74.19(14)
48	4.70	81.47(14)	-120.08(14)	31.96(3)	-37.52(4)	1.85(3)	72.99(14)
53	5.20	63.12(4)	-14.18(3)	28.90(3)	-13.37(5)	2.10(4)	72.01(14)
60	5.90	38.84(4)	-21.55(3)	33.91(4)	-11.47(5)	2.65(4)	70.64(14)
71	7.00	100.03(5)	-80.97(14)	53.65(4)	-45.11(5)	3.11(4)	68.54(14)
76	7.50	78.85(5)	-25.00(4)	46.48(4)	-10.72(6)	3.09(4)	67.60(14)
83	8.20	47.48(5)	-37.71(4)	43.99(5)	-8.32(3)	3.69(5)	66.31(14)
94	9.30	112.89(6)	-75.91(7)	67.40(5)	-61.10(7)	4.18(5)	64.31(14)
99	9.80	87.18(6)	-31.37(5)	58.17(5)	-57.39(7)	4.12(5)	63.42(14)
111	11.00	175.58(7)	-70.87(7)	66.87(6)	-102.74(7)	4.71(6)	61.32(14)
116	11.50	146.85(7)	-22.68(5)	70.71(6)	-36.22(8)	5.69(7)	62.46(14)
123	12.20	102.66(7)	-37.42(6)	65.57(7)	-19.33(5)	7.27(7)	68.27(14)
134	13.30	178.25(8)	-86.69(9)	135.77(7)	-59.83(9)	8.94(7)	79.26(7)
139	13.80	137.69(8)	-25.11(6)	137.17(7)	-60.57(9)	9.13(7)	84.55(13)
149	14.80	48.79(8)	-111.08(9)	127.30(8)	-126.25(9)	9.83(8)	95.07(13)
151	15.00	279.64(9)	-130.15(9)	135.16(8)	-150.36(9)	9.99(8)	97.48(13)
156	15.50	229.91(9)	-82.17(7)	137.73(8)	-52.57(10)	11.21(9)	103.53(13)
163	16.20	155.33(9)	-67.26(8)	112.35(9)	-26.79(10)	13.62(9)	112.06(13)
174	17.30	305.09(10)	-130.35(10)	213.59(9)	-97.69(10)	16.00(9)	125.64(13)
179	17.80	241.48(10)	-60.74(8)	211.00(9)	-51.56(7)	16.19(9)	131.88(9)
184	18.30	174.81(10)	-73.35(9)	183.13(9)	-46.07(7)	17.77(10)	138.16(13)
194	19.30	292.58(11)	-143.22(14)	247.87(10)	-52.43(14)	19.61(10)	150.87(10)
199	19.80	216.49(11)	-103.50(9)	245.14(10)	-44.47(8)	19.61(11)	157.30(13)
212	21.10	218.66(12)	-161.43(14)	264.20(11)	-85.03(14)	20.45(11)	174.24(13)
217	21.60	130.86(12)	-127.09(10)	244.30(11)	-76.69(9)	19.52(11)	180.85(13)
222	22.10	39.71(12)	-124.09(10)	217.86(12)	-74.94(9)	18.49(12)	187.52(12)
227	22.60	193.64(14)	-151.53(11)	214.51(12)	-67.19(9)	17.17(12)	187.28(13)
232	23.10	102.87(14)	-157.41(11)	164.84(12)	-93.82(10)	15.26(12)	187.18(12)
240	23.90	22.42(9)	-171.75(12)	86.24(14)	-113.06(10)	11.34(12)	187.34(13)

245	24.40	31.66(10)	-124.83(12)	61.12(14)	-109.57(11)	8.70(12)	0.00(0)
250	24.90	61.70(10)	-48.25(14)	32.97(14)	-109.71(11)	6.16(12)	0.00(0)
255	25.40	91.80(11)	-29.78(14)	13.42(14)	-76.08(11)	3.95(13)	0.00(0)
260	25.90	90.90(11)	-12.41(14)	3.01(14)	-26.97(12)	2.44(14)	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		305.09	-171.75	264.20	-150.36	20.66	187.52

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

Max Disp / Max Exdepth = 20.66mm/23.90m = 0.09%

변 경

5. Ramp-B

(STA.8+ 202.000～STA.8+ 232.000)

목 차

1. 표준단면

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

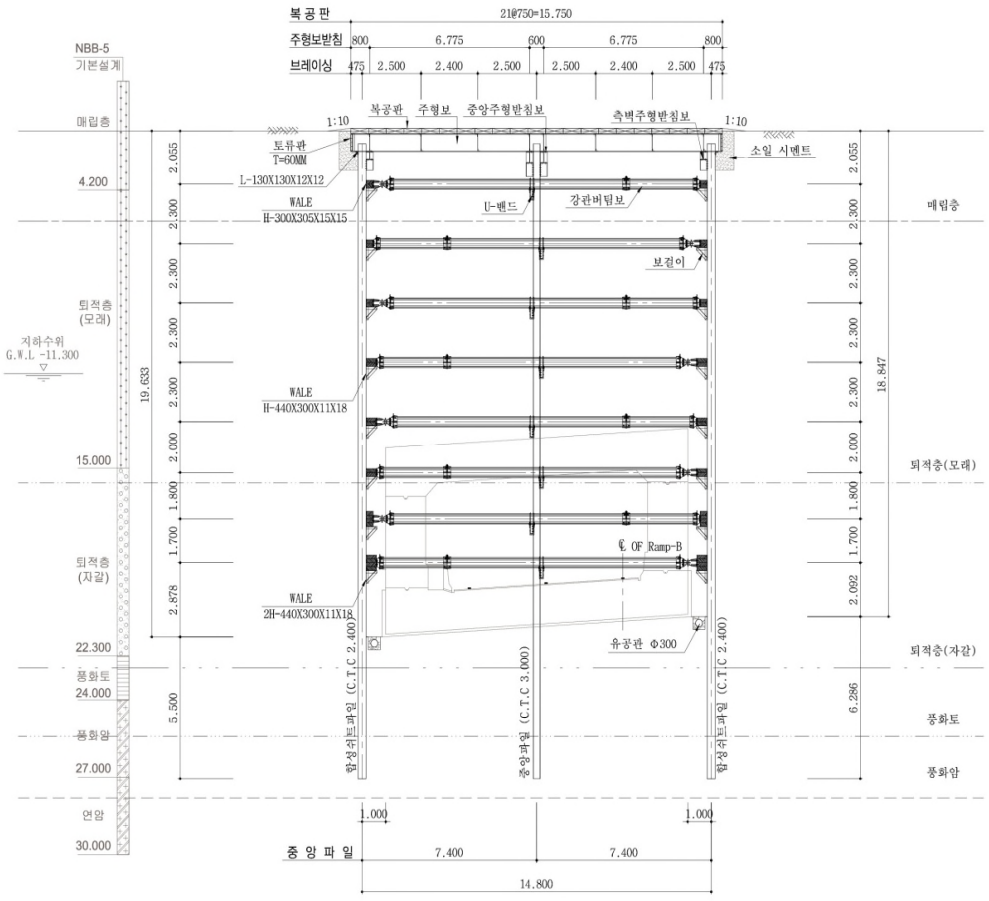
3. 노면복공 설계
3.1 주형보 설계
3.2 주형지지보 설계
3.3 중앙말뚝 설계

4. 흙막이 벽 설계
4.1 SHEETPILE 설계
4.2 버팀보 설계
4.3 버팀보 띠장 설계

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


복공판
21@750=15.750
주형보받침
800
6.775
600
6.775
800
브레이싱
475
2.500
2.400
2.500
2.500
2.400
2.500
475
NBB-5
기본설계
매립층
4.200
퇴적층
(모래)
지하수위
G.W.L -11.300
15.000
퇴적층
(자갈)
22.300
풍화토
24.000
풍화암
27.000
연암
30.000
19.633
2.055
2.300
2.300
2.300
2.300
2.000
1.800
1.700
2.878
5.500
복공판
주형보
중앙주형받침보
측벽주형받침보
1:10
1:10
토류판
T=60MM
L-130X130X12X12
WALE
H-300X305X15X15
WALE
H-440X300X11X18
WALE
2H-440X300X11X18
U-밴드
강관버팀보
보걸이
℄ OF Ramp-B
유공관 Φ300
소일 시멘트
합성쉬트파일 (C.T.C 2.400)
중앙파일 (C.T.C 3.000)
합성쉬트파일 (C.T.C 2.400)
18.847
2.092
6.286
매립층
퇴적층(모래)
퇴적층(자갈)
풍화토
풍화암
중 앙 파 일
1.000
7.400
7.400
1.000
14.800

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ 10.5-0.072(ℓ/r)	$\ell/r \leq 100$ 12-0.087(ℓ/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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3.노면복공설계

3.1 주형보 설계

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	I - 700 x	300 x	13.0 x	24	(SS400)		
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 7.400 m ∴ 최대 주형보 2.5 차로 재하

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	4.000	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(4 + 1.85) x 0.100	=	0.585	kN/m
합 계		∑ W =	6.435	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 7.400) = 0.316 > 0.300

∴ I = 0.300

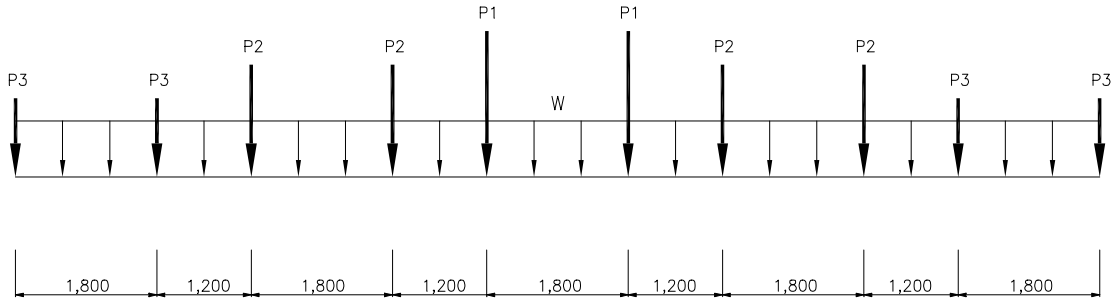
P1 = 240.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 124.800 kN (DB-24 후륜하중)

P2 = 180.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 93.600 kN (DB-18 후륜하중)

P3 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

P4 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

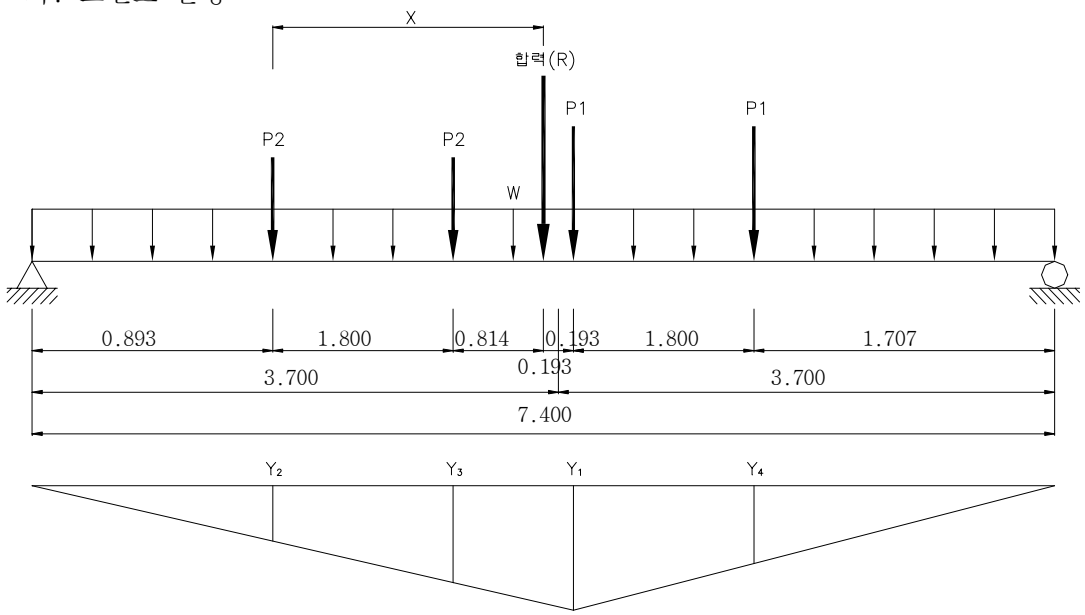
(3) 보가 차량 진행방향과 직각인 경우의 연행이동 하중



3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 2) = 436.800 kN

합력작용점(X) = [{P1 x (3.0 + 4.8)} + (P2 x 1.8)] / R

= [(124.8 x 7.80) + (93.6 x 1.8)] / 436.800 = 2.614 m

∑Yp1 = 1.845 + 0.898 = 2.743 m

∑Yp2 = 0.423 + 1.276 = 1.699 m

A = 7.400 x (1.845 / 2) = 6.827 ㎡

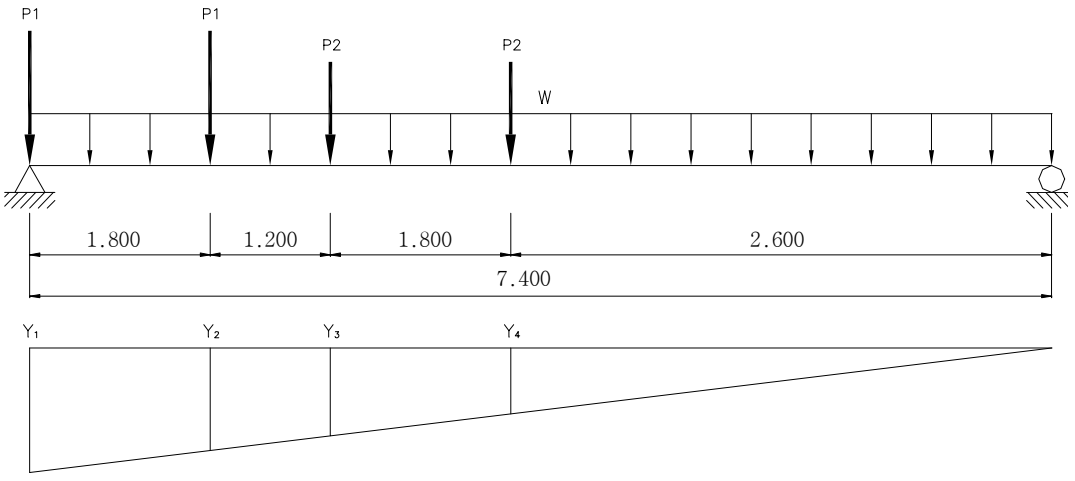
Md = 6.827 x 6.435 = 43.932 kN·m

ML = 124.800 x 2.743 + 93.600 x 1.699 = 501.353 kN·m

M1 = Md + ML = 43.932 + 501.353 = 545.285 kN·m

Y_1 =	1.845
Y_2 =	0.423
Y_3 =	1.276
Y_4 =	0.898

나. 전단력 산정

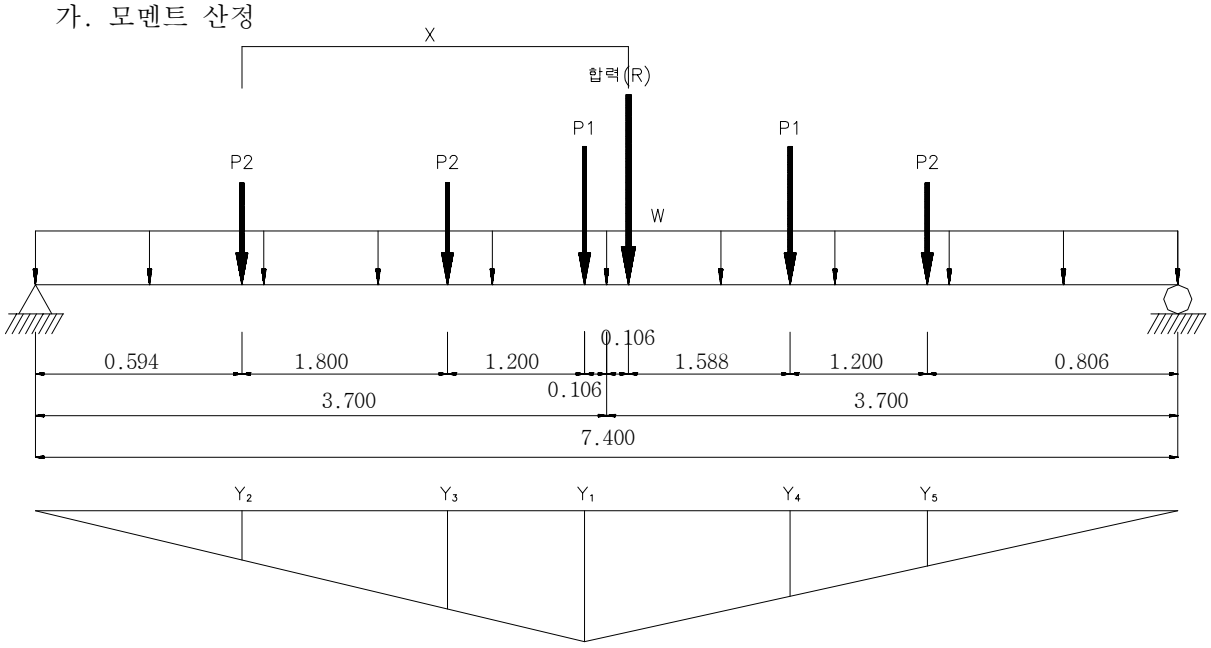


∑Yp1 = 1.000 + 0.757 =	1.757	m	
∑Yp2 = 0.595 + 0.351 =	0.946	m	
A = 7.400 x (1.000 / 2) =	3.700	㎡	
Sd = 3.700 x 6.435 =	23.810	kN	
SL = 124.800 x 1.757 + 93.600 x 0.946 =	307.819	kN	
S1 = Sd + SL = 23.810 + 307.819 =	331.629	kN	

Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.757
Y_3 =	0.595
Y_4 =	0.351

(2) 2.5차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 3) = 530.400 kN

합력작용점(X) = {P1 x (3.0 + 4.8) + P2 x (6.0 + 1.8)} / R

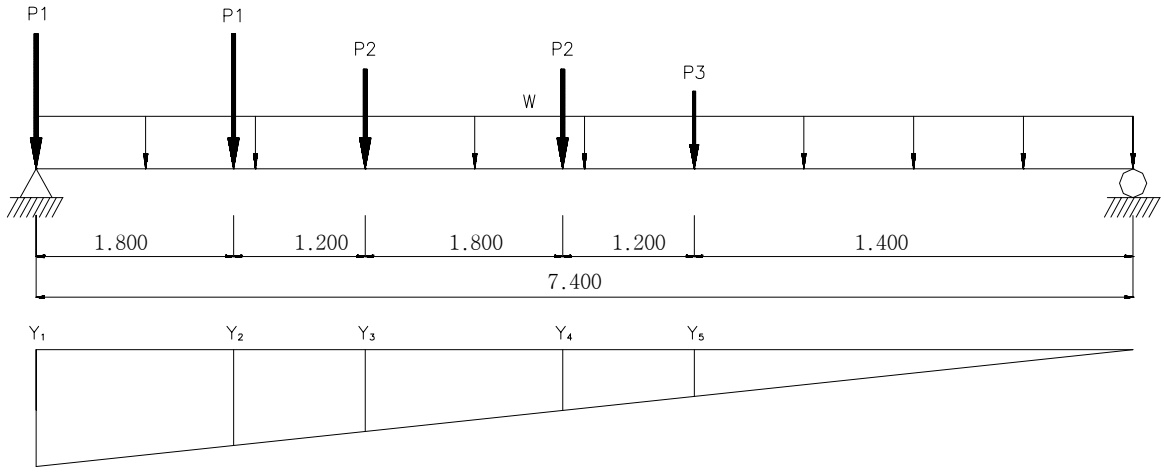
= [(124.800 x (3 + 4.80) + {93.600 x (6.0 + 1.8)}] / 530.400

= 3.212 m

∑Yp1 = 1.848 + 0.974 =	2.822	m	
∑Yp2 = 0.391 + 1.231 + 0.305 =	1.927	m	
A = 1/2 x 7.400 x 1.848 =	6.838	㎡	
Md = 6.838 x 6.435 =	44.000	kN·m	
ML = 0.9 x (124.800 x 2.822 + 93.600 x 1.927) =	479.298	kN·m	
M2 = Md + ML = 44.000 + 479.298 =	523.30	kN·m	

Y_1 =	1.848
Y_2 =	0.305
Y_3 =	1.231
Y_4 =	0.974
Y_5 =	0.391

나. 전단력 산정



Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.757
Y_3 =	0.595
Y_4 =	0.351
Y_5 =	0.189

∑Yp1 = 1.000 + 0.757 = 1.757 m

∑Yp2 = 0.595 + 0.351 = 0.946 m

∑Yp3 = 0.189 = 0.189 m

A = 7.400 x (1.000 / 2) = 3.700 m²

Sd = 3.700 x 6.435 = 23.810 kN

SL = 0.9 x (124.8 x 1.757 + 93.6 x 0.946 + 70.2 x 0.189)

= 288.978 kN

S2 = Sd + SL = 23.810 + 288.978 = 312.788 kN

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1, M2 중 큰값 545.285 kN·m

Smax = S1, S2 중 큰값 331.629 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 545285000 / 5760000 = 94.7 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 331629 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 39.1 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.50 m

ℓ /b = 2500 / 300.0 = 8.333 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 196.2 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 94.7 MPa < fba = 196.2 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 39.1 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 501.353 / (1 + 0.300) = 385.656 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 6.435 x 7.400^2 / 8 = 44.048 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 385656000 \times 7400^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 4.169 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = $w\ell^2$ / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 44048000 \times 7400^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.595 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 4.169 + 0.595 = 4.765 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 7400 / 400 = 18.5 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 18.5 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 4.765 mm < δa = 18.500 mm ∴ O.K !

3.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

3.2.1 외측 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.00	mm
W =	1.060	kN/m		ry =	72.60	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

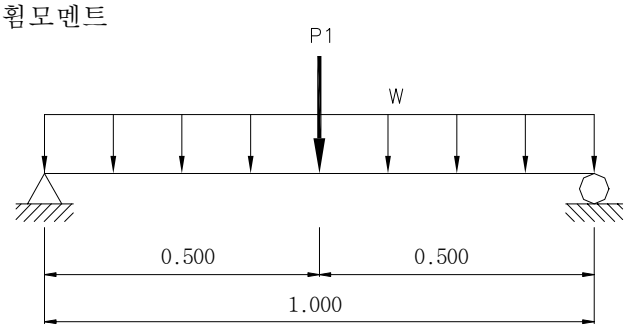
설계경간(L) = 1.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 23.810 + 307.819 = 331.629 kN (후륜재하시)

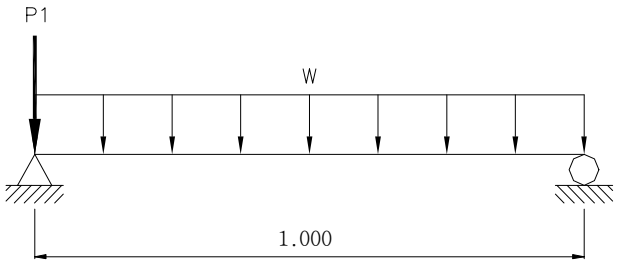
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.060 x 1.000) / 8 + (331.629 x 1.000) / 4

= 83.040 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 331.629 + (1.060 x 1.000) / 2

= 332.159 kN

Smin = 331.629 + 1.060 - 332.159 = 0.530 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 83040000 / 1440000 = 57.7 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 332,159 / [(300.0 - 15.0x2)x15.0)] = 82.01 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 1,000 / 305 = 3.279 (ℓ/b ≤ 4.5)

fba = 1.00 x 210 210.0 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 57.7 MPa < fba = 210.0 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 82.0 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((332.159+0.530) x 1000) / 61,072.6 = 5.447 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.2.2 내측 주형지지보

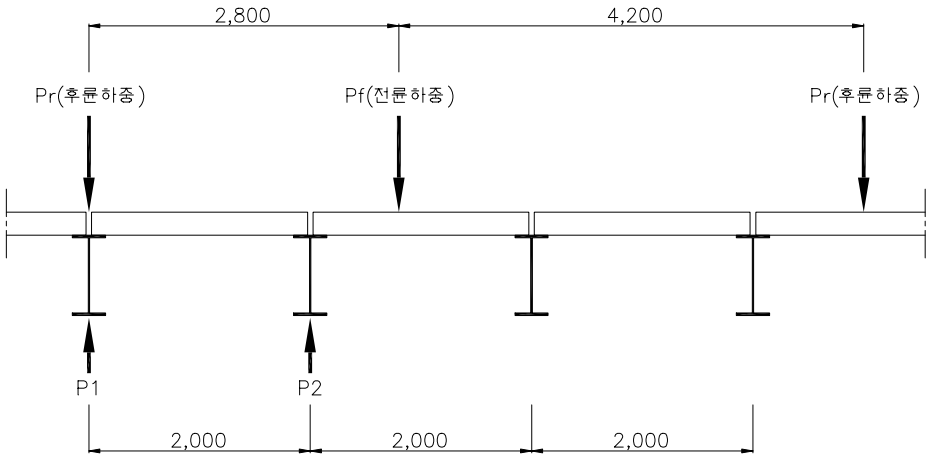
1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	15740.0	mm^2		rx =	189.00	mm
w =	1.240	kN/m		ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4		Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4		Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = 3.000 m (중간 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)



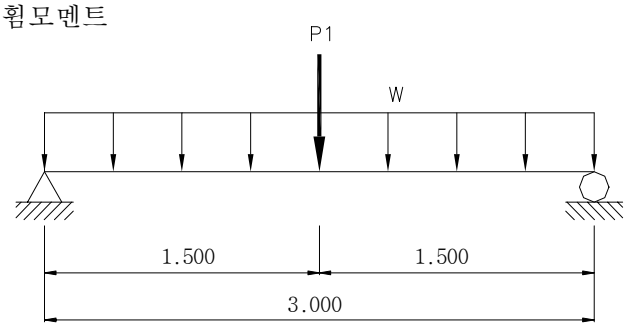
P1 = Sd + SLmax = 23.810 + 307.819

= 331.629 kN (후륜재하시)

P2 = Sd + (SLmax / 4) x (1.2 / 2) = 23.810 + (307.819 / 4) x (1.2 / 2)

= 60.459 kN (전륜재하시)

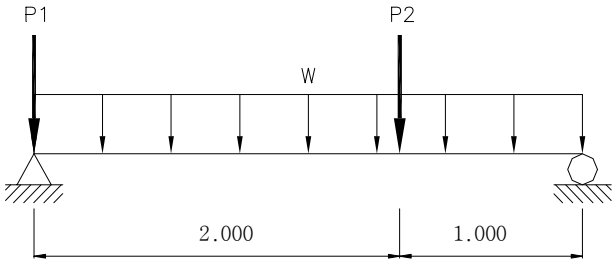
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = P1 x L / 4 + W x L^2 / 8 = (331.629 x 3.000) / 4 + (1.240 x 3.000 ^{2}) / 8

= 250.117 kN · m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + P2 x (1.000 / 3.000) + W x L / 2

= 331.629 + 60.459 x (1.000 / 3.000) + (1.240 x 3.000) / 2

= 353.642 kN

Smin = 331.629 + 60.459 + 3.720 - 353.642 = 42.166 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 250,117,000 / 2,550,000 = 98.1 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 353,642/[(440.0-18.0x2)x11.0] = 79.6 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 300.0 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 98.1 MPa < fba = 190.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 79.6 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = v x (πD^2 /4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((353.642+42.166) x 1000) / 61,072.6 = 6.481 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m) (L = 25.13 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	13480.0	mm^2	rx =	126.0	mm
Y =	1.060	kN/m	ry =	72.6	mm
Ix =	215000000.0	mm^4	Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4	Zy =	466000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 7.400 + 7.400 = 14.800 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

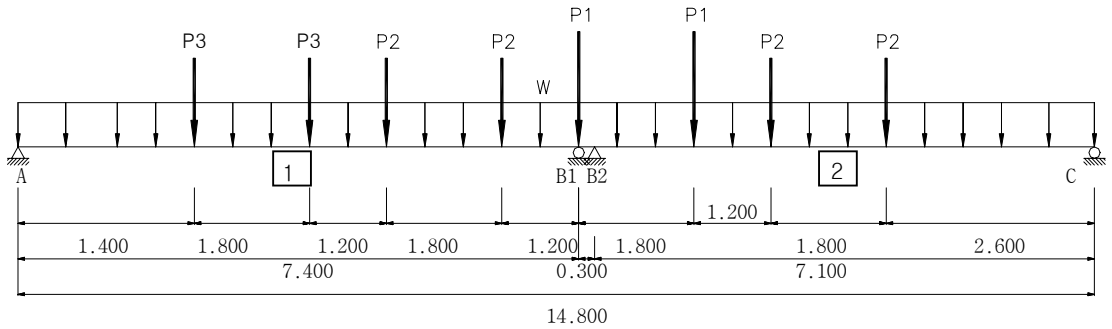
구 분	계 산 식	
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 3.00	= 7.440 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	= 1.060 kN
중앙Pile의 자중	1.060 x 25.133	= 26.641 kN
버팀보의 자중	(0.882 x 7.400 / 2 x 7단) / 3.00 x 3.00	= 91.380 kN
	(1.167 x 7.400 / 2 x 8단) / 3.00 x 3.00	= 138.194 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 7단) x 3.00	= 11.445 kN
합 계		Ps = 276.160 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 6.435 x 7.400 x 1/2 = 23.810 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 6.435 x 7.400 x 1/2 = 23.810 kN

(3) 활 하 중

가. 2차선 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.200 \times (1.400 + 3.200) + 93.600 \times (4.400 + 6.200) + 124.800 \times 7.400}{7.400}$$

$$= 302.514 \text{ kN}$$

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.600 + 4.400) + 124.800 \times 5.600}{7.100}$$

$$= 190.715 \text{ kN}$$

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

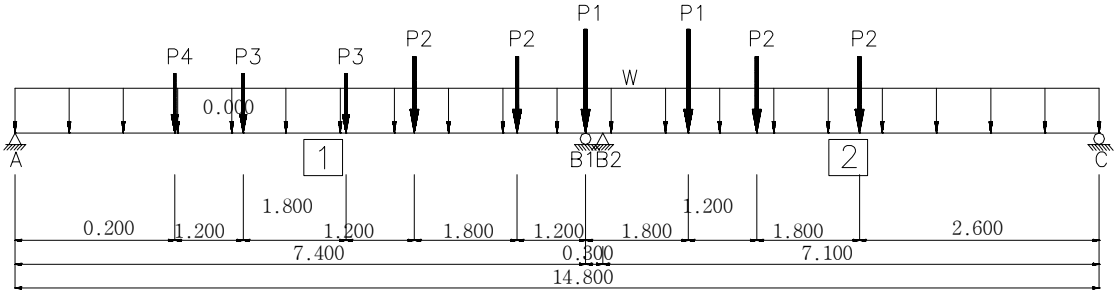
RB1 = 302.514 x 0.25 = 75.629 kN

RB2 = 190.715 x 0.25 = 47.679 kN

③ 2차로 활하중 재하시 반력을 100%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	302.514	75.629	
P2	190.715	47.679	

나. 2.5차선 이상 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.20x0.20 + 70.20x(1.40+3.20) + 93.60x(4.40+6.20) + 124.80x7.40}{7.400}$$

= 304.411 kN

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.600 + 4.400) + 124.800 \times 5.600}{7.100}$$

= 190.715 kN

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

RB1 = 304.411 x 0.25 = 76.103 kN

RB2 = 190.715 x 0.25 = 47.679 kN

③ 2.5차로 이상 활하중 재하시 반력을 90%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	273.970	68.493	
P2	190.715	47.679	

라. 편재하시

① 후륜하중 재하시 B점의 반력

RB1 = MAX(2차선재하시,3차선재하시x90%)

= MAX(302.514 , 273.970) = 302.514 kN (2차선재하시)

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

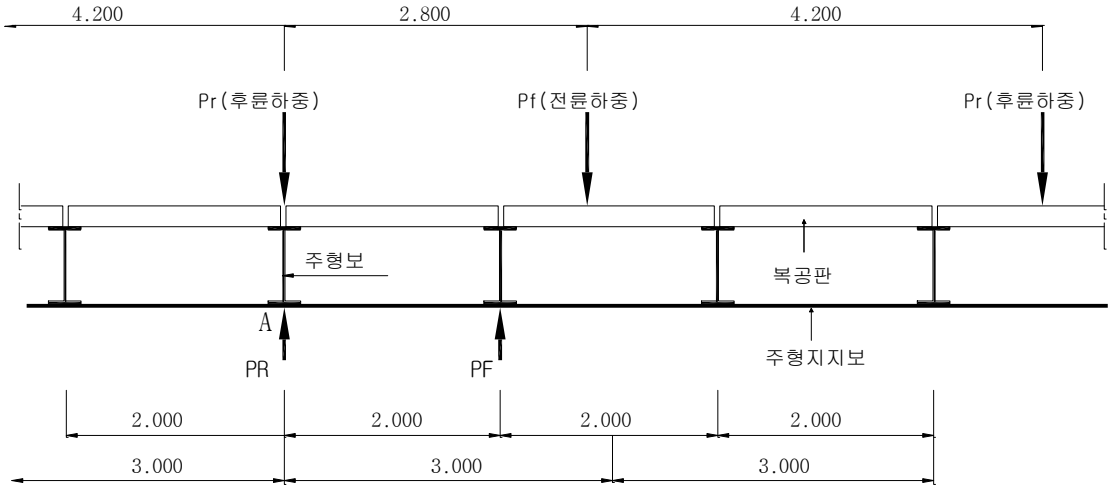
RB1 = 302.514 x 0.25 = 75.629 kN (2차선재하시)

마. 설계적용 활하중

구 분		후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
연직력 최 대	P1	302.514	75.629	(2차선재하시)
	P2	190.715	47.679	(2.5차선이상재하시)
편재하시	P1	302.514	75.629	(2차선재하시)

(4) 단면력 산정

가. 주형보의 반력



① 연직력 최대인경우

PR1 = Pr1 + Sd1 = 302.514 + 23.810 = 326.324 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (75.629 x 1.200 / 2.000) + 23.810 = 69.187 kN

PR2 = Pr2 + Sd2 = 190.715 + 23.810 = 214.525 kN

PF2 = (Pf2 x 1.200 / 2.000) + Sd2 = (47.679 x 1.200 / 2.000) + 23.810 = 52.417 kN

② 편재하시

PR1 = Pr1 + Sd1 = 302.514 + 23.810 = 326.324 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (75.629 x 1.200 / 2.000) + 23.810 = 69.187 kN

PR2 = Sd1 = 23.810 kN

PF2 = Sd2 = 23.810 kN

나. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 326.324 + 69.187 x (1.00 / 3.00)
+ 23.810 = 373.196 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 214.525 + 52.417 x (1.00 / 3.00)
+ 23.810 = 255.807 kN

② 편재하시 (A점 기준)

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 326.324 + 69.187 x (1.00 / 3.00)
+ 23.810 = 373.196 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 23.810 + 23.810 x (1.00 / 3.00)
+ 23.810 = 55.556 kN

다. 단면력 집계

구 분		계 산 식	
압축응력 및 지지력검토		(373.196 + 255.807 + 276.160)/2 + 0.000 =	452.582 kN
편재하시	압축응력 검토	(373.196 + 55.556 + 276.160)/2 + 0.000 =	352.456 kN
	휨압축응력 검토	(373.196 - 55.556) /2 + 0.000 =	158.820 kN

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 452,581.5 / 13,480.00 = 33.6 MPa

(2) fc : 압축응력 - 조합응력검토시

fc = Pp/A = 352,456.0 / 13,480.00 = 26.1 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 158.820 x 0.300 = 47.646 kN.m

여기서, e(편심) = 0.3 m

fb = Mmax/Zx = 47,646,000 / 1,440,000 = 33.1 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 2,485.0 / 126.0 = 19.722 ($\ell/r \leq 20$)

fca = 1.00 x 210 = 210.0 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 2,485.0 / 72.6 = 34.229 ($20 < \ell/r \leq 93$)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 191.5 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 2,485.0 / 305.0 = 8.283 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 196.4 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 2,485.0 / 126.0 = 19.722

fcax = 1.00 x [1200000 / (ℓ/r)^2 x 1.5] = 4627.8 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력	fba =	196.4 MPa	>	fb =	33.1 MPa	∴ O.K !
압축응력	fca =	210.0 MPa	>	fc =	33.6 MPa	∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{26.1}{210.0} + \frac{33.1}{196.4 \times (1 - 26.1 / 4{,}627.8)} = 0.290$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력	fca =	191.5 MPa	>	fc =	33.6 MPa	∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = Pu + α x β x Rt (파일 지지선단이 암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

Pu : 암반에 근입된 말뚝의 선단지지력(tonf)(140 x qu^(1/2) x At^(2/5) x Ai^(1/3))

qu : 암반의 일축압축강도(tonf/㎡)(qu≤1000tonf/㎡)

At : 말뚝의 선단부 순단면적(㎡), Ai : 말뚝의 선단부 심부면적(㎡)

α : 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β : 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 = (1.210m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ : 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/㎡)= 0.1N 적용

- Pu = 140 x qu^(1/2) x At^(2/5) x Ai^(1/3) = 239 tonf = 2389.04 kN
: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 2,389.0 / 2 = 1194.522 kN
- R(최대반력) = 452.582 kN
: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

∴ R(최대반력) = 452.582 kN < Qa(허용지지력) = 1,194.522 kN ∴ O.K !

4. 흙막이벽 설계

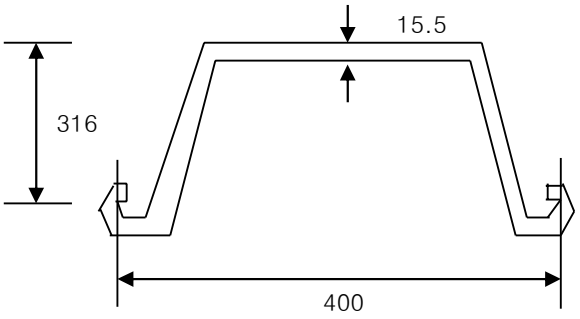
4.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : 합성-V 400×316×15.5 (SY30)

w (kN/m)	1.034
A (mm^2)	27625
I_x (mm^4/m)	420438161
Z_x (mm^3/m)	2712504
R_x (mm/m)	123.4
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	×	2			=	2.12	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	×	2			=	3.288	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	14.800	×	1	×	6	/	3	=	26.108	kN	
		1.167	×	14.800	×	1	×	0	/	3	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	1.034	×	25.133							=	25.97	kN	
주형보의 반력	:	307.819									=	307.819	kN	
주형지지보의 자중:		1.06	×	1.000							=	1.060	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	375.09	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 248.71 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 324.48 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	375.090	x	1000	/	27624.6	=	13.578	MPa		
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	248.710	x	1000000	/	2712504	×	0.6	MPa		
												=	152.817	MPa		
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	324.480	x	100	/	2445.1	=	13.270	MPa		

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (23.320)^2

= 3309.904 MPa

5) 응력검토결과

압축응력 f_{ca} = 255.000 MPa > f_c = 13.578 MPa ---> O.K

휨응력 , f_{ba} = 270.000 MPa > f_b = 152.817 MPa ---> O.K

전단응력 ua = 150.000 MPa > f_u = 13.270 MPa ---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{13.578}{255.0} + \frac{152.817}{270.000 \times (1 - (13.578 / 3309.904))}$$

= 0.622 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 421.471 kN

Total Passive Moment

Mp = 847.110 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 847.110 ÷ 421.471

= 2.010 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 17.410 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

19.633 × 0.2% = 39.266 mm

17.410 < 39.266 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 18.68 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 17.37 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	17.37	13.85	10.73	8.00	3.75	0.10

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 13.85 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 3.75 mm

부등 침하량: 10.10 mm

변위(δ/L) = 10.10 / 8,000 = 1 / 792 < 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 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 947.90 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 7.400 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 7.400 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 = 947.900 / 1 EA / cos (0.0 °) = 947.900 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 947.900 + 120.000 = 1067.900 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 1067.90 / 112.3622 × 1.0 = 9.504 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 × 7.40^2 / 8 = 34.23 kN · m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 34.23 / 1092 × 100 = 3.134 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 × 7.40 / 2 = 18.50 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.329 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.40 / 14.05 × 100 = 52.655 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.40 / 14.05 × 100 = 52.655 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 150.79 Mpa

f_c = 95.040 Mpa f_{bc} = 31.340 Mpa f_{bt} = 31.34 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -126.380$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -63.700$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-126.380) - (-63.700)}{-126.380} = 0.496$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.496 / 10 = 1.05$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.050 \times 0.90) = 21.503$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 150.790 \times 189.0 / 189.0 = 150.79$ Mpa

$\therefore f_c = 95.04$ Mpa $< f_{ca} = 150.79$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 31.34$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 584.30$ Mpa

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

$$= \frac{95.04}{150.79} + \frac{31.34}{189.00 \times (1 - 95.04 / 584.30)}$$

$= 0.630 + 0.198 = 0.828 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 95.04 + \frac{31.34}{(1 - 95.04 / 584.30)}$$

$= 95.040 + 37.428 = 132.468 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 3.290 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{126.380}{150.790} + \left\{\frac{3.290}{106.692}\right\}^2$$

= 0.838 + 0.031^2 = 0.839 ≤ 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
95.04	150.79	O.K	31.34	189.000	O.K	3.290	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.828	O.K	132.468	189.00	O.K	0.839	O.K

4.2.2 버팀보 (Φ406.4mm, t=12mm) : 8 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 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 1378.50 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 7.400 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 7.400 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 : Ø 406.4㎜, t=12㎜(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 = 1378.500 / 1 EA / cos (0.0 °) = 1378.500 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 1378.500 + 120.000 = 1498.500 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 1498.50 / 148.7 × 1.0 = 10.077 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 × 7.40^2 / 8 = 34.23 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 34.23 / 1430 × 100 = 2.393 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 × 7.40 / 2 = 18.50 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.249 \ kN/cm^2$$

3) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.40 / 14.00 × 100 = 52.857 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.40 / 14.00 × 100 = 52.857 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 150.56 Mpa

f_c = 100.770 Mpa　　f_{bc} = 23.930 Mpa　　f_{bt} = 23.93 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -124.700$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -76.840$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-124.700) - (-76.840)}{-124.700} = 0.384$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.384 / 10 = 1.038$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.038 \times 1.20) = 16.313$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa　　(r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 150.560 \times 189.0 / 189.0 = 150.56$ Mpa

$\therefore f_c = 100.77$ Mpa $< f_{ca} = 150.56$ Mpa　　∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$　　f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 23.93$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa　　∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 579.84$ Mpa

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

$$= \frac{100.77}{150.56} + \frac{23.93}{189.00 \times (1 - 100.77 / 579.84)}$$

$= 0.669 + 0.153 = 0.822 \le 1.0$　　∴ O.K

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

$$= 100.77 + \frac{23.93}{(1 - 100.77 / 579.84)}$$

$= 100.770 + 28.964 = 129.734 < f_{cal} = 189.0$　　∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 107.265 Mpa

τ = 2.490 Mpa < τ_a = 107.265 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{124.700}{150.560} + \left\{\frac{2.490}{107.265}\right\}^2$$

= 0.828 + 0.023^2 = 0.829 ≤ 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
100.77	150.56	O.K	23.93	189.000	O.K	2.490	107.27	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.822	O.K	129.734	189.00	O.K	0.829	O.K

4.3 버팀보 띠장 설계

4.3.1 버팀보 띠장 (1 ~ 3) 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 = 3.000 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) = 495.500 / 3.000 = 165.167 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 165.167 x 3.000 x 3.000 = 185.813 kN·m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 165.167 x 3.000 x 3.000 = 148.650 kN·m

∴ Mmax max (148.650 , 185.813) = 185.813 kN·m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

$S_1 = 7/12\ WL$ 7/12 x 165.167 x 3.000 = 289.042 kN

- 연속보로 적용시

$S_2 = 6/10\ WL$ 6/10 x 165.167 x 3.000 = 297.301 kN

∴ Smax max (289.042 , 297.301) = 297.301 kN·m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 185,812,875 / 1,440,000 = 129.037 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 297,301 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 73.408 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 305 = 9.836 (4.5 < $\ell/b \leq$ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.790 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.790 MPa	>	fb =	129.037 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	73.408 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 297300.6 / 120 = 2477.505 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 289042.25 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 64.396 MPa

전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	64.396 MPa	∴ O.K !

4.3.2 버팀보 띠장 (4 ~ 7) 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 = 3.000 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) = 947.900 / 3.000 = 315.967 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 315.967 x 3.000 x 3.000 = 355.463 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 315.967 x 3.000 x 3.000 = 284.370 kN · m

∴ Mmax max (284.370 , 355.463) = 355.463 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

$S_1 = 7/12\ WL$ 7/12 x 315.967 x 3.000 = 552.942 kN

- 연속보로 적용시

$S_2 = 6/10\ WL$ 6/10 x 315.967 x 3.000 = 568.741 kN

∴ Smax max (552.942 , 568.741) = 568.741 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 355,462,875 / 2,550,000 = 139.397 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 568,741 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 127.979 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 300 = 10.000 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.200 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.200 MPa	>	fb =	139.397 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	<	v =	127.979 MPa	tiffner 필요

총소요 단면적 = Smax / va = 568740.6 / 120 = 4739.505 mm^2

추가필요 단면적 = 4739.505 - 4444 = 295.505 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) = (295.505 / 1093.493) + 1ea ≒ 2 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 552942.25 / (4444 + 1093.493 x 2ea)

= 83.388 MPa

전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	83.388 MPa	∴ O.K !

4.3.3 버팀보 띠장 (8) 단 (2H - 440 x 300)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	2H - 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 = 3.000 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) = 1,378.500 / 3.000 / 2 = 229.750 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 229.750 x 3.000 x 3.000 = 258.469 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 229.750 x 3.000 x 3.000 = 206.775 kN · m

∴ Mmax max (206.775 , 258.469) = 258.469 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

$S_1 = 7/12\ WL$ 7/12 x 229.750 x 3.000 = 402.063 kN

- 연속보로 적용시

$S_2 = 6/10\ WL$ 6/10 x 229.750 x 3.000 = 413.550 kN

∴ Smax max (402.063 , 413.550) = 413.550 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 258,468,750 / 2,550,000 = 101.360 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 413,550 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 93.058 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 300 = 10.000 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.200 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.200 MPa	>	fb =	101.36 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	93.058 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 413550 / 120 = 3446.250 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 1093.493) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 402062.5 / (4444 + 1093.493 x 1ea)

= 72.607 MPa

전단응력	va =	120.0 MPa	>	v =	72.607 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
주형보	휨 응 력		MPa	94.67	196.20	2.07	∴ O.K	I - 700x300x13x24
	전단응력		MPa	39.13	120.00	3.07	∴ O.K	
	처 짐		mm	4.76	18.50	3.88	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(측면)	휨 응 력		MPa	57.67	210.00	3.64	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	전단응력		MPa	82.01	120.00	1.46	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(중앙)	휨 응 력		MPa	98.09	190.20	1.94	∴ O.K	H - 440x300x11x18
	전단응력		MPa	79.58	120.00	1.51	∴ O.K	(SS400)
중앙파일	휨응력		MPa	33.09	196.38	5.94	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	압축응력		MPa	33.57	210.00	6.25	∴ O.K	
	조합응력			0.29	1.00	3.45	∴ O.K	(SS400)
	지지력		kN	452.58	1194.52	2.64	∴ O.K	
쉬트파일	휨응력		MPa	152.82	270.00	1.77	∴ O.K	합성-V 400×316×15.5
	압축응력		MPa	13.58	255.00	18.78	∴ O.K	
	전단응력		MPa	13.27	150.00	11.30	∴ O.K	(SY30)
	조합응력			0.622	1.000	1.61	∴ O.K	
버팀보(9t)	작용력		kN/ea	1067.90				Φ406.4mm, t=9mm
	조합응력			0.84	1.00	1.19	∴ O.K	(SS400)
버팀보(12t)	작용력		kN/ea	1498.50				Φ406.4mm, t=12mm
	조합응력			0.83	1.00	1.21	∴ O.K	(SS400)
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	129.04	190.79	1.48	∴ O.K	H - 300x305x15x15
		전단응력	MPa	64.40	120.00	1.86	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 H440	휨응력	MPa	139.40	190.20	1.36	∴ O.K	H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	83.39	120.00	1.44	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 2H-440	휨응력	MPa	101.36	190.20	1.88	∴ O.K	2H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	93.06	120.00	1.29	∴ O.K	(SS400)

6.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	2.01	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	17.41mm	<	39.27mm	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/453	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+202.000~STA.8+232.000 NBB-5 GL-11.30M적용)

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

PROFILE    1    3.481     1      1
           2    13.664    3      3
           3    20.840    4      4
           4    23.487    5      5
           5    25.870    6      6
           6    30.000    7      7
           7    60        8      8

VWALL      1    24.633    .02762     4.2044E-04     2.1E+08     1     1     1     0     0
           2    24.633    .008336    .000133        2.1E+08     2.4   .594  .201  0     0


STRUT      1    0.7       0.02355         7.4            2       0       0       0       0
           2    2.055     0.01124         7.4            3       150     0       0       0
           3    4.355     0.01124         7.4            3       150     0       0       0
           4    6.655     0.01124         7.4            3       200     0       0       0
           5    8.955     0.01124         7.4            3       250     0       0       0
           6    11.255    0.01124         7.4            3       250     0       0       0
           7    13.255    0.01124         7.4            3       300     0       0       0
           8    15.055    0.01487         7.4            3       350     0       0       0
```

```
        9    16.755  0.01487          7.4            3       350     0       0       0

Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.2
      gwl 11.3 11.3 10
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 1.2

STEP  2  const strut 1 and excavation to 2.555
      const strut 1
      excavation 2.555

STEP  3  const strut 2 and excavation to 4.855
      const strut 2
      excavation 4.855

STEP  4  const strut 3 and excavation to 7.155
      const strut 3
      excavation 7.155

STEP  5  const strut 4 and excavation to 9.455
      const strut 4
      excavation 9.455

STEP  6  const strut 5 and excavation to 11.755
      const strut 5
      excavation 11.755

STEP    7  const strut 6 and excavation to 13.755
      const strut 6
      excavation 13.755

STEP    8  const strut 7 and excavation to 15.555
```

```
      const strut 7
      excavation 15.555

STEP    9  const strut 8 and excavation to 17.255
      const strut 8
      excavation 17.255

STEP   10  const strut 9 and excavation to 19.633
      const strut 9
      excavation 19.633
      ground settlement
      depth check

STEP   11  peck check
      peck 0.65 0 0
```

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+220) 검토.datDate : 2015-10-13
Project : 종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+202.000~STA.8+232.000 NBB-5 GL-11.30M적용)Time : 10:5

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	1.20	1.28	5.00	-4.13	1.10	1.21	20.90	-3.96	2.00
2	2.60	10.61	0.70	-6.96	3.40	9.24	2.20	-3.06	5.20
-3	2.60	27.73	2.10	-22.27	2.10	2.17	20.90	-18.95	2.10
3	4.90	49.65	2.10	-32.12	2.10	29.43	4.40	-36.26	2.10
-4	4.90	35.73	2.10	-25.00	4.40	4.70	5.80	-21.99	2.10
4	7.20	75.04	4.40	-34.72	7.80	49.37	6.60	-38.08	4.40
-5	7.20	41.35	4.40	-37.04	6.70	14.25	5.70	-24.72	2.10
5	9.50	95.21	6.70	-49.80	6.70	63.09	8.90	-44.37	6.70
-6	9.50	52.26	6.70	-48.70	9.00	20.53	7.90	-24.60	2.10
6	11.80	129.74	9.00	-71.58	9.00	91.45	11.50	-73.49	9.00
-7	11.80	79.63	9.00	-57.53	9.00	31.80	12.00	-32.48	9.00
7	13.80	147.57	11.30	-70.17	15.00	110.34	13.50	-60.73	11.30
-8	13.80	84.25	11.30	-61.25	9.00	42.55	14.00	-39.57	9.00
8	15.60	178.43	13.30	-77.19	13.30	127.28	15.30	-61.17	13.30
-9	15.60	99.50	13.30	-61.42	13.30	50.00	15.70	-38.02	9.00
9	17.30	217.73	15.10	-98.18	15.10	145.36	17.10	-78.56	15.10
-10	17.30	133.65	15.10	-78.17	15.10	71.25	17.40	-36.52	9.00
10	19.60	324.48	16.80	-134.90	16.80	248.71	19.20	-161.11	16.80
11	19.60	274.63	16.80	-135.69	16.80	164.31	19.10	-156.81	16.80

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

>> Strut Force <<

		------- STRUT No. and DEPTH --------							
Step	Exca	1	2	3	4	5	6	7	8
No	Depth	0.7	2.1	4.4	6.7	9.0	11.3	13.3	15.1
1	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	2.6	26.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-3	2.6	-10.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	4.9	-37.3	250.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-4	4.9	-15.7	182.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.2	-28.0	172.0	327.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-5	7.2	-19.5	181.9	203.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	9.5	-17.5	168.1	182.9	435.1	0.0	0.0	0.0	0.0
-6	9.5	-19.3	178.0	201.9	274.7	0.0	0.0	0.0	0.0
6	11.8	-17.4	177.7	175.5	230.8	604.1	0.0	0.0	0.0
-7	11.8	-18.4	177.7	190.3	259.3	411.6	0.0	0.0	0.0
7	13.8	-18.5	179.2	190.5	229.6	362.1	640.8	0.0	0.0
-8	13.8	-18.5	178.3	190.5	247.1	389.1	407.6	0.0	0.0
8	15.6	-18.7	178.6	193.2	245.7	344.6	364.8	767.1	0.0
-9	15.6	-18.6	178.4	191.6	246.8	371.1	386.4	482.9	0.0
9	17.3	-18.6	178.3	192.2	250.3	367.3	325.8	420.8	947.9
-10	17.3	-18.6	178.4	191.9	248.5	369.4	356.7	449.9	635.7
10	19.6	-18.6	178.2	191.6	250.2	376.5	341.7	336.5	501.7
11	19.6	231.8	451.6	495.5	415.7	387.3	335.3	308.2	402.2

------- S T R U T N o. a n d D E P T H --------

Step No	Exca Depth	9 16.8
1	1.2	0.0
2	2.6	0.0
-3	2.6	0.0
3	4.9	0.0
-4	4.9	0.0
4	7.2	0.0
-5	7.2	0.0
5	9.5	0.0
-6	9.5	0.0
6	11.8	0.0
-7	11.8	0.0
7	13.8	0.0
-8	13.8	0.0
8	15.6	0.0
-9	15.6	0.0
9	17.3	0.0
-10	17.3	0.0
10	19.6	1378.5
11	19.6	1231.0

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

>> 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	0.00(1)	0.00(0)	0.12(11)	0.00(0)	0.92(1)	70.05(11)
6	0.50	0.00(0)	-36.16(11)	0.00(0)	-8.82(11)	0.83(1)	74.68(11)
8	0.70	64.61(11)	-51.28(11)	0.00(0)	-17.56(11)	0.83(2)	76.60(11)
13	1.20	25.10(11)	-23.24(3)	4.98(11)	-11.94(3)	0.88(2)	81.59(11)
22	2.10	97.98(11)	-52.56(11)	9.16(2)	-36.26(3)	0.95(11)	91.30(11)
27	2.60	50.94(11)	-5.71(2)	30.65(11)	-20.78(4)	1.14(11)	97.13(11)
36	3.50	25.05(3)	-39.20(11)	35.76(11)	-18.45(4)	1.45(3)	64.52(11)
45	4.40	75.04(4)	-96.42(11)	29.43(3)	-38.08(4)	1.70(3)	62.88(11)
50	4.90	60.13(4)	-13.53(3)	26.45(3)	-14.00(5)	1.80(4)	61.99(11)
57	5.60	37.26(4)	-19.42(3)	29.99(4)	-12.36(5)	2.33(4)	60.76(11)
68	6.70	95.21(5)	-71.01(11)	49.25(4)	-44.37(5)	2.79(4)	58.86(11)
73	7.20	75.10(5)	-23.22(4)	42.70(4)	-19.19(6)	2.78(4)	58.01(11)
80	7.90	45.24(5)	-34.04(4)	40.49(5)	-23.12(6)	3.27(5)	56.84(11)
91	9.00	129.74(6)	-71.58(6)	62.78(5)	-73.49(6)	3.77(5)	55.04(11)
96	9.50	105.20(6)	-29.99(5)	53.95(5)	-29.34(7)	3.83(6)	54.24(11)
103	10.20	69.42(6)	-44.74(5)	46.50(6)	-21.22(7)	4.82(6)	53.13(11)
114	11.30	147.57(7)	-66.00(7)	90.56(6)	-60.73(7)	5.81(6)	56.26(6)
119	11.80	118.36(7)	-19.09(6)	88.41(6)	-25.98(8)	5.87(6)	61.59(10)
124	12.30	86.53(7)	-43.53(6)	72.24(6)	-20.67(8)	6.32(7)	66.90(10)
134	13.30	178.43(8)	-81.62(9)	108.88(7)	-61.17(8)	7.30(7)	77.45(7)
138	13.70	146.88(8)	-46.74(6)	108.65(7)	-31.49(9)	7.37(7)	81.69(10)
139	13.80	138.73(8)	-42.89(6)	106.59(7)	-29.19(9)	7.36(7)	82.88(7)
152	15.10	217.73(9)	-118.30(10)	124.86(8)	-92.96(10)	8.97(8)	98.53(10)
157	15.60	167.35(9)	-57.67(7)	123.39(8)	-81.00(10)	9.06(8)	104.63(10)
169	16.80	324.48(10)	-135.69(11)	140.50(9)	-161.11(10)	10.59(10)	119.43(9)
174	17.30	263.78(10)	-70.04(8)	142.55(9)	-39.06(7)	12.43(10)	125.67(10)
197	19.60	16.73(7)	-71.56(11)	238.82(10)	-37.61(8)	17.33(10)	155.00(10)
202	20.10	16.13(8)	-100.37(11)	203.88(10)	-30.46(8)	16.66(10)	0.00(0)
207	20.60	16.98(8)	-107.85(10)	154.93(10)	-40.44(9)	15.43(10)	0.00(0)

209	20.80	16.55(8)	-113.39(10)	132.76(10)	-41.84(9)	14.80(10)	0.00(0)
212	21.10	15.43(8)	-117.24(10)	97.97(10)	-41.94(9)	13.75(10)	0.00(0)
217	21.60	13.11(8)	-109.35(10)	40.50(10)	-38.00(9)	11.80(10)	0.00(0)
222	22.10	17.16(9)	-82.50(10)	9.73(7)	-30.58(9)	9.73(10)	0.00(0)
227	22.60	19.34(9)	-35.32(10)	9.28(7)	-38.74(10)	7.68(10)	0.00(0)
232	23.10	18.29(9)	-3.36(7)	8.14(7)	-43.87(10)	5.74(10)	0.00(0)
236	23.50	28.84(10)	-6.41(7)	6.25(7)	-35.41(10)	4.27(10)	0.00(0)
237	23.60	31.53(10)	-7.20(7)	5.56(7)	-32.40(10)	3.91(10)	0.00(0)
242	24.10	41.38(10)	-6.17(7)	1.94(8)	-13.26(10)	2.18(10)	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		324.48	-135.69	248.71	-161.11	17.41	155.00

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

Max Disp / Max Exdepth = 17.41mm/19.60m = 0.09%

변 경

6. Ramp-B

집수정

목 차

1. 표준단면

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

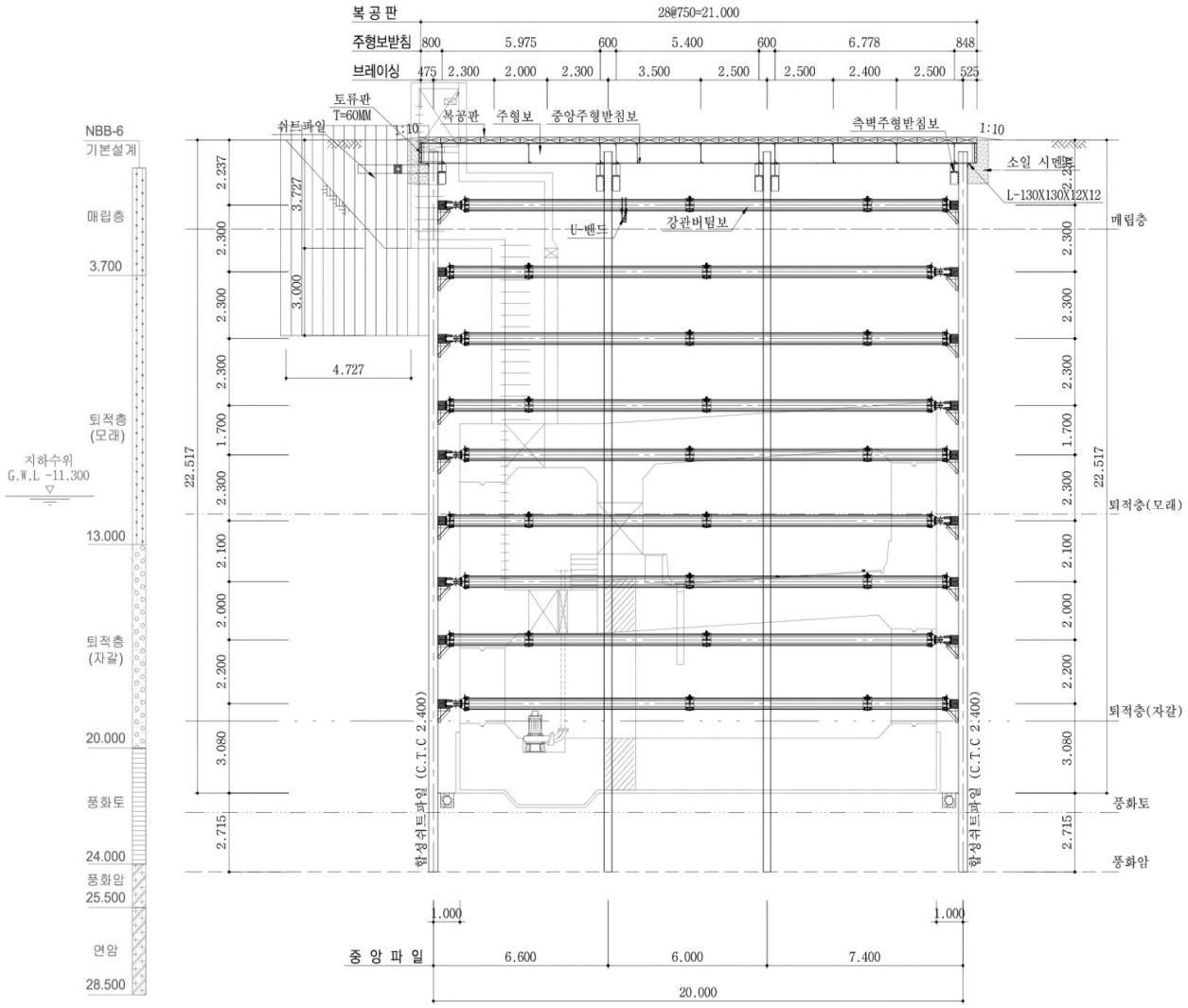
3. 노면복공 설계
   3.1 주형보 설계
   3.2 주형지지보 설계
   3.3 중앙말뚝 설계

4. 흙막이 벽 설계
   4.1 SHEETPILE 설계
   4.2 버팀보 설계
   4.3 버팀보 띠장 설계

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


복공판
28@750=21.000
주형보받침
800
5.975
600
5.400
600
6.778
848
브레이싱
475
2.300
2.000
2.300
3.500
2.500
2.500
2.400
2.500
525
토류판
T=60MM
쉬트파일
1:10
복공판
주형보
중앙주형받침보
측벽주형받침보
1:10
소일 시멘트
L-130X130X12X12
U-밴드
강관버팀보
NBB-6
기본설계
매립층
3.700
퇴적층
(모래)
지하수위
G.W.L -11.300
13.000
퇴적층
(자갈)
20.000
풍화토
24.000
풍화암
25.500
연암
28.500
22.517
2.237
2.300
2.300
2.300
1.700
2.300
2.100
2.000
2.200
3.080
2.715
3.727
3.000
4.727
합성쉬트파일 (C.T.C 2.400)
매립층
퇴적층(모래)
퇴적층(자갈)
풍화토
풍화암
1.000
6.600
6.000
7.400
1.000
중 앙 파 일
20.000

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 20 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		20 < ℓ/r ≤ 93 일 경우 210-1.3(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 93 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.5 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.5 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 210-3.6(ℓ/b-4.5)	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 15 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		15 < ℓ/r ≤ 80 일 경우 285-1.95(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 80 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.0 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.0 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 285-5.7(ℓ/b-4.0)	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3.노면복공설계

3.1 주형보 설계

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	I - 700 x	300 x	13.0 x	24	(SS400)		
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 7.400 m ∴ 최대 주형보 2.5 차로 재하

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	4.000	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(4 + 1.85) x 0.100	=	0.585	kN/m
합 계		∑ W =	6.435	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 7.400) = 0.316 > 0.300

∴ I = 0.300

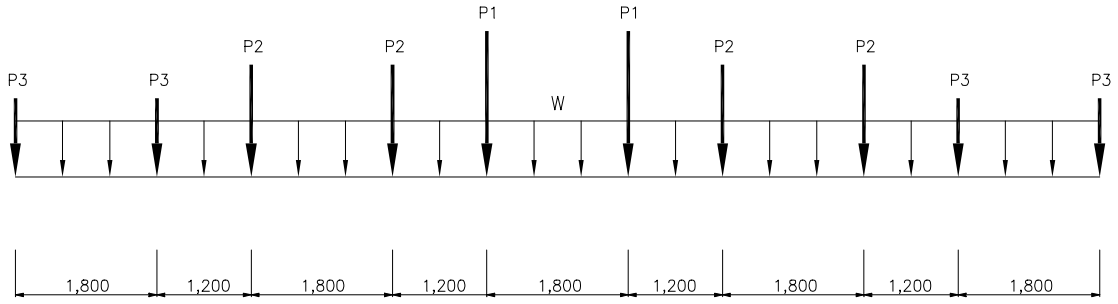
P1 = 240.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 124.800 kN (DB-24 후륜하중)

P2 = 180.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 93.600 kN (DB-18 후륜하중)

P3 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

P4 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

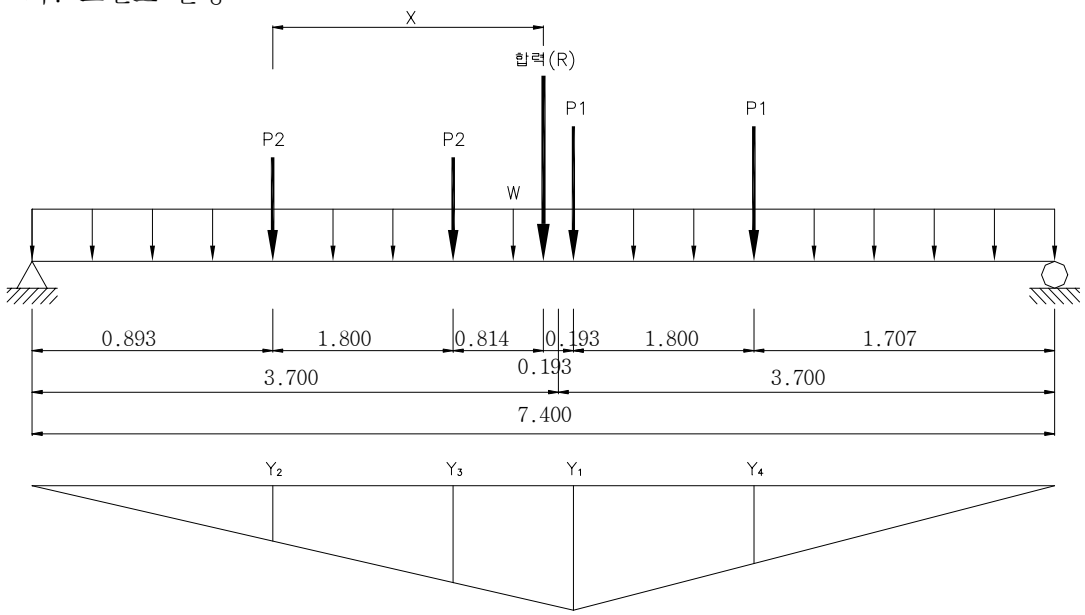
(3) 보가 차량 진행방향과 직각인 경우의 연행이동 하중



3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 2) = 436.800 kN

합력작용점(X) = [{P1 x (3.0 + 4.8)} + (P2 x 1.8)] / R

= [(124.8 x 7.80) + (93.6 x 1.8)] / 436.800 = 2.614 m

Y_1 =	1.845
Y_2 =	0.423
Y_3 =	1.276
Y_4 =	0.898

∑Yp1 = 1.845 + 0.898 = 2.743 m

∑Yp2 = 0.423 + 1.276 = 1.699 m

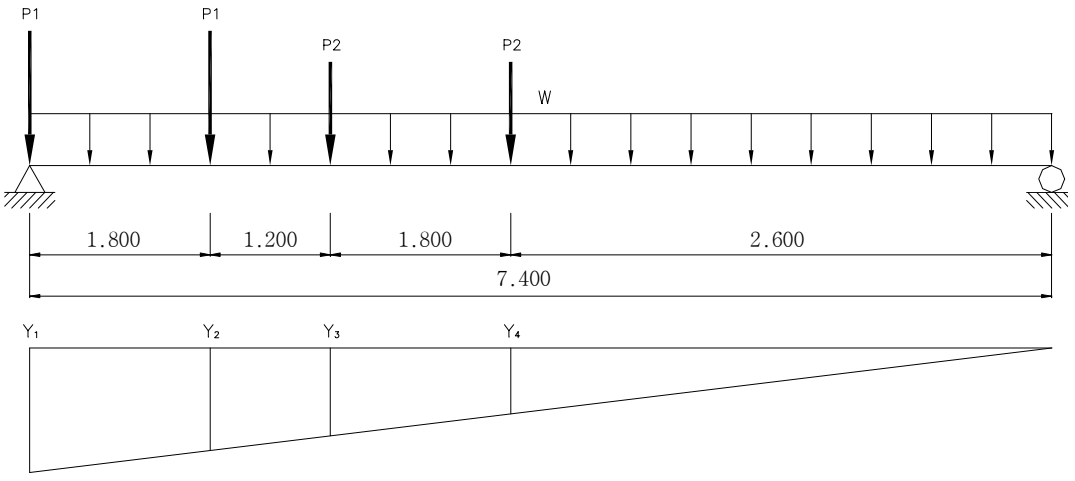
A = 7.400 x (1.845 / 2) = 6.827 m^2

Md = 6.827 x 6.435 = 43.932 kN·m

ML = 124.800 x 2.743 + 93.600 x 1.699 = 501.353 kN·m

M1 = Md + ML = 43.932 + 501.353 = 545.285 kN·m

나. 전단력 산정

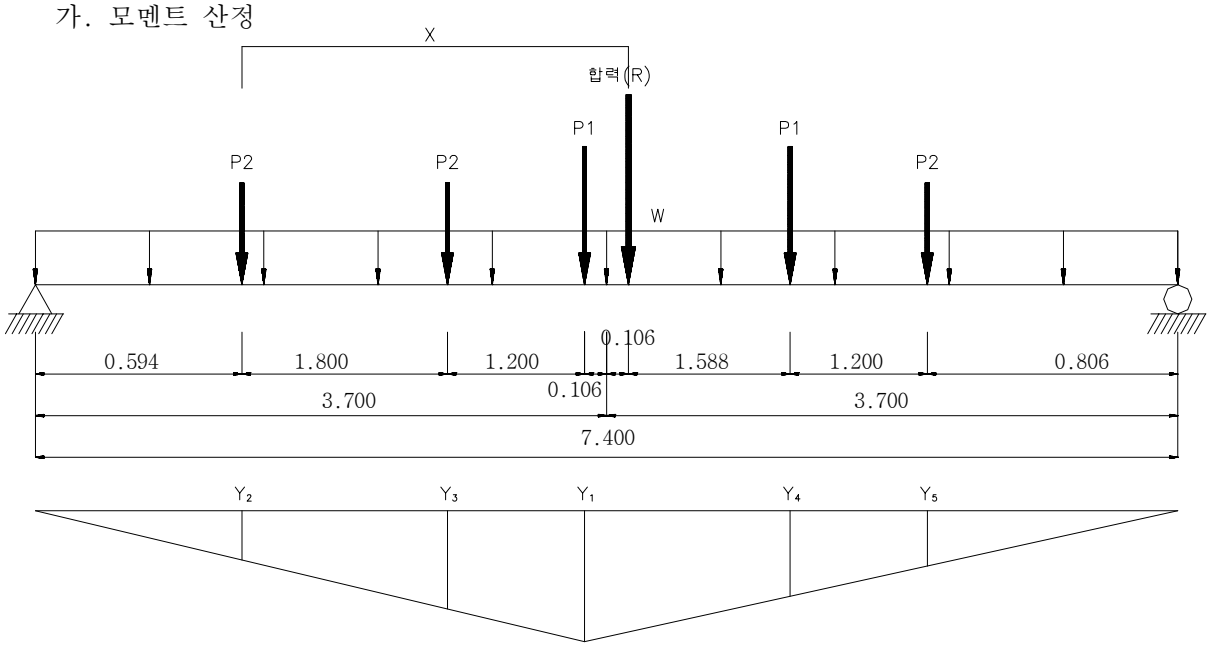


∑Yp1 = 1.000 + 0.757 =	1.757	m	
∑Yp2 = 0.595 + 0.351 =	0.946	m	
A = 7.400 x (1.000 / 2) =	3.700	㎡	
Sd = 3.700 x 6.435 =	23.810	kN	
SL = 124.800 x 1.757 + 93.600 x 0.946 =	307.819	kN	
S1 = Sd + SL = 23.810 + 307.819 =	331.629	kN	

Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.757
Y_3 =	0.595
Y_4 =	0.351

(2) 2.5차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 3) = 530.400 kN

합력작용점(X) = {P1 x (3.0 + 4.8) + P2 x (6.0 + 1.8)} / R

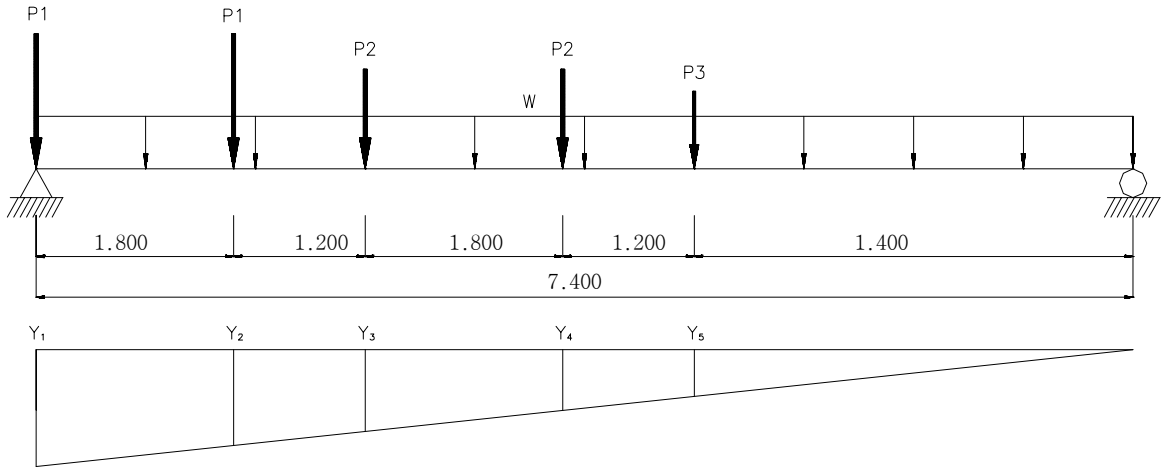
= [(124.800 x (3 + 4.80) + {93.600 x (6.0 + 1.8)}] / 530.400

= 3.212 m

∑Yp1 = 1.848 + 0.974 =	2.822	m	
∑Yp2 = 0.391 + 1.231 + 0.305 =	1.927	m	
A = 1/2 x 7.400 x 1.848 =	6.838	㎡	
Md = 6.838 x 6.435 =	44.000	kN·m	
ML = 0.9 x (124.800 x 2.822 + 93.600 x 1.927) =	479.298	kN·m	
M2 = Md + ML = 44.000 + 479.298 =	523.30	kN·m	

Y_1 =	1.848
Y_2 =	0.305
Y_3 =	1.231
Y_4 =	0.974
Y_5 =	0.391

나. 전단력 산정



Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.757
Y_3 =	0.595
Y_4 =	0.351
Y_5 =	0.189

∑Yp1 = 1.000 + 0.757 = 1.757 m

∑Yp2 = 0.595 + 0.351 = 0.946 m

∑Yp3 = 0.189 = 0.189 m

A = 7.400 x (1.000 / 2) = 3.700 m²

Sd = 3.700 x 6.435 = 23.810 kN

SL = 0.9 x (124.8 x 1.757 + 93.6 x 0.946 + 70.2 x 0.189)

= 288.978 kN

S2 = Sd + SL = 23.810 + 288.978 = 312.788 kN

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1, M2 중 큰값 545.285 kN·m

Smax = S1, S2 중 큰값 331.629 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 545285000 / 5760000 = 94.7 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 331629 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 39.1 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.50 m

ℓ /b = 2500 / 300.0 = 8.333 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 196.2 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 94.7 MPa < fba = 196.2 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 39.1 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 501.353 / (1 + 0.300) = 385.656 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 6.435 x 7.400^2 / 8 = 44.048 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 385656000 \times 7400^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 4.169 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = $w\ell^2$ / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 44048000 \times 7400^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.595 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 4.169 + 0.595 = 4.765 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 7400 / 400 = 18.5 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 18.5 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 4.765 mm < δa = 18.500 mm ∴ O.K !

3.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

3.2.1 외측 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.00	mm
W =	1.060	kN/m		ry =	72.60	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

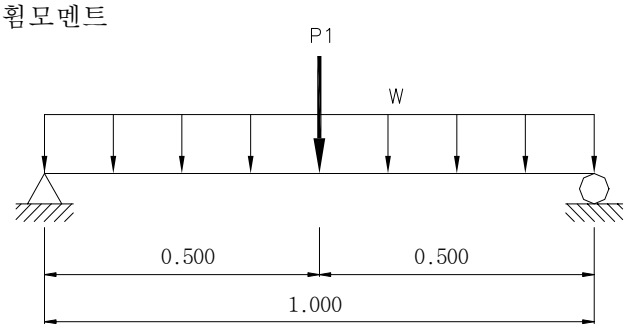
설계경간(L) = 1.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 23.810 + 307.819 = 331.629 kN (후륜재하시)

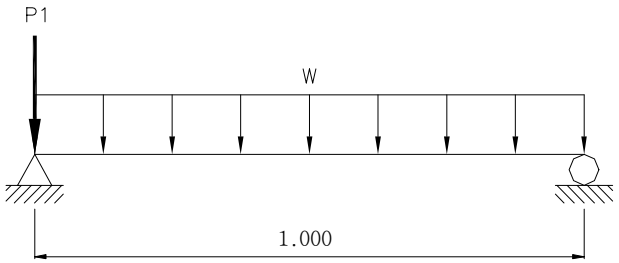
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.060 x 1.000) / 8 + (331.629 x 1.000) / 4

= 83.040 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 331.629 + (1.060 x 1.000) / 2

= 332.159 kN

Smin = 331.629 + 1.060 - 332.159 = 0.530 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 83040000 / 1440000 = 57.7 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 332,159 / [(300.0 - 15.0x2)x15.0)] = 82.01 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 1,000 / 305 = 3.279 (ℓ/b ≤ 4.5)

fba = 1.00 x 210 210.0 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 57.7 MPa < fba = 210.0 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 82.0 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((332.159+0.530) x 1000) / 61,072.6 = 5.447 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.2.2 내측 주형지지보

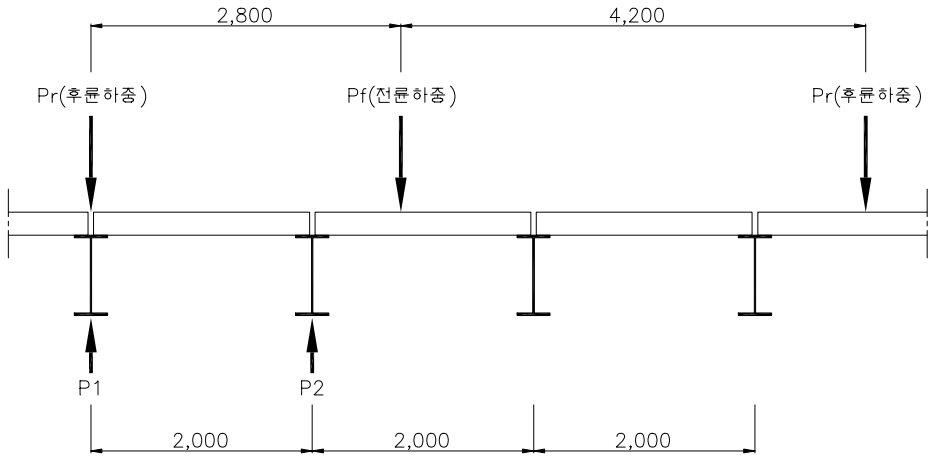
1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	15740.0	mm^2		rx =	189.00	mm
w =	1.240	kN/m		ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4		Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4		Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = 3.000 m (중간 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)



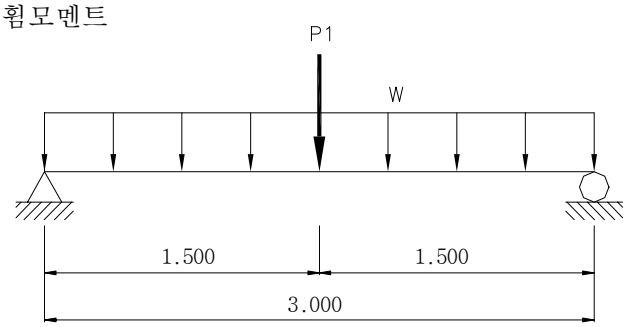
P1 = Sd + SLmax = 23.810 + 307.819

= 331.629 kN (후륜재하시)

P2 = Sd + (SLmax / 4) x (1.2 / 2) = 23.810 + (307.819 / 4) x (1.2 / 2)

= 60.459 kN (전륜재하시)

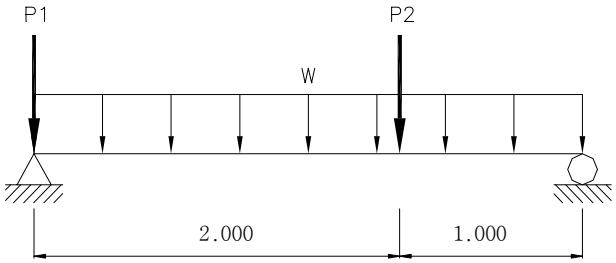
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = P1 x L / 4 + W x L^2 / 8 = (331.629 x 3.000) / 4 + (1.240 x 3.000 ^{2}) / 8

= 250.117 kN · m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + P2 x (1.000 / 3.000) + W x L / 2

= 331.629 + 60.459 x (1.000 / 3.000) + (1.240 x 3.000) / 2

= 353.642 kN

Smin = 331.629 + 60.459 + 3.720 - 353.642 = 42.166 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 250,117,000 / 2,550,000 = 98.1 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 353,642/[(440.0-18.0x2)x11.0] = 79.6 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 300.0 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 98.1 MPa < fba = 190.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 79.6 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = v x (πD^2 /4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((353.642+42.166) x 1000) / 61,072.6 = 6.481 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m) (L = 25.23 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 : H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)

▣ 단면 제원 :

A =	13480.0	mm^2	rx =	126.0	mm
w =	1.060	kN/m	ry =	72.6	mm
Ix =	215000000.0	mm^4	Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4	Zy =	466000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 7.400 + 6.000 = 13.400 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

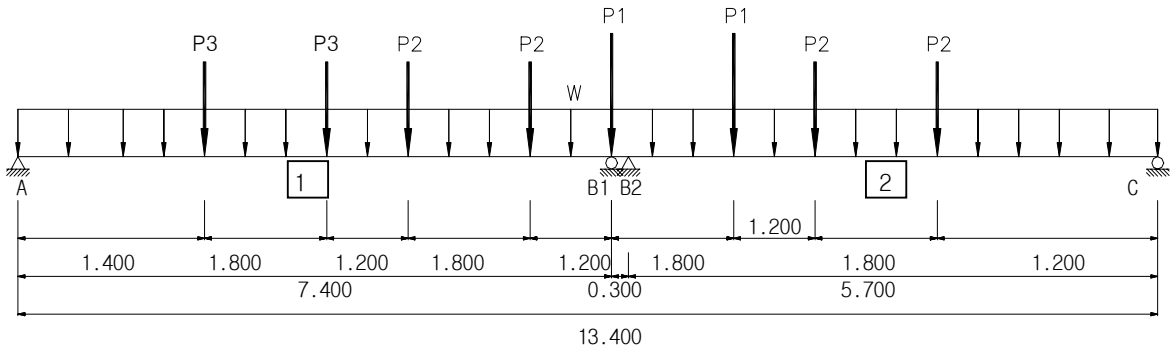
구 분	계 산 식	
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 3.00	= 7.440 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	= 1.060 kN
중앙Pile의 자중	1.060 x 25.232	= 26.746 kN
버팀보의 자중	(0.882 x 7.400 / 2 x 7단) / 3.00 x 3.00	= 82.736 kN
	(1.167 x 7.400 / 2 x 9단) / 3.00 x 3.00	= 140.762 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 7단) x 3.00	= 11.445 kN
합 계		Ps = 270.189 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 6.435 x 7.400 x 1/2 = 23.810 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 6.435 x 6.000 x 1/2 = 19.305 kN

(3) 활 하 중

가. 2차선 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.200 \times (1.400 + 3.200) + 93.600 \times (4.400 + 6.200) + 124.800 \times 7.400}{7.400}$$

= 302.514 kN

$$RB2 = \frac{93.600 \times (1.200 + 3.000) + 124.800 \times 4.200}{5.700}$$

$= 160.926$ kN

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

RB1 = 302.514 x 0.25 = 75.629 kN

RB2 = 160.926 x 0.25 = 40.232 kN

③ 2차로 활하중 재하시 반력을 100%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
RB1	302.514	75.629	
RB2	160.926	40.232	

라. 편재하시

① 후륜하중 재하시 B점의 반력

RB1 = (2차선재하시 MAX(P1,P2)) = 302.514 kN (1.5차선재하시)

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

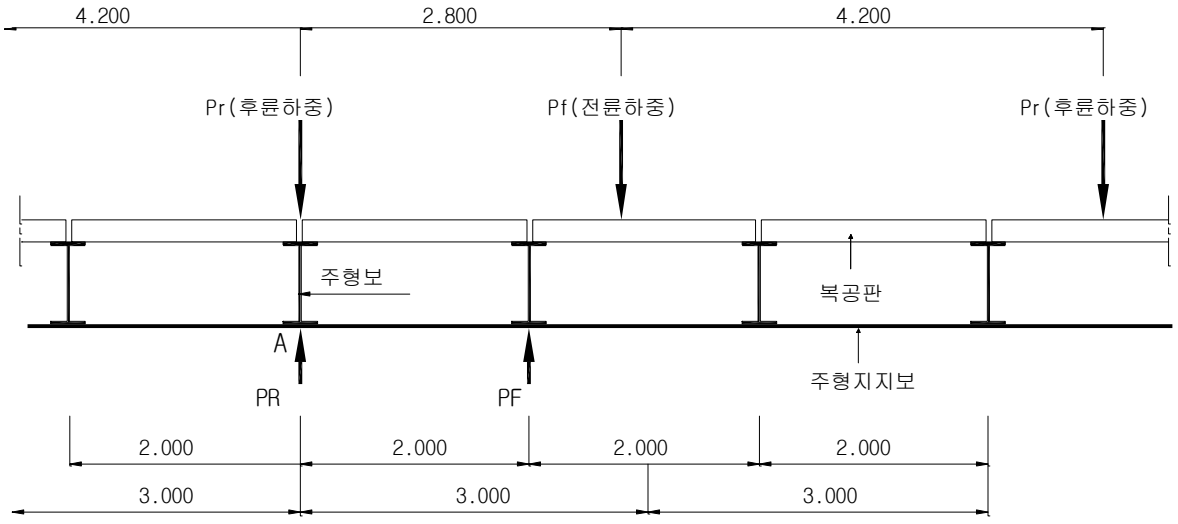
RB1 = 302.514 x 0.25 = 75.629 kN (1.5차선재하시)

마. 설계적용 활하중

구 분		후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
연직력 최 대	RB1	302.514	75.629	
	RB2	160.926	40.232	
편재하시	RB1	302.514	75.629	

(4) 단면력 산정

가. 주형보의 반력



① 연직력 최대인경우

PR1 = Pr1 + Sd1 = 302.514 + 23.810 = 326.324 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (75.629 x 1.200 / 2.000) + 23.810 = 69.187 kN

PR2 = Pr2 + Sd2 = 160.926 + 19.305 = 180.231 kN

PF2 = (Pf2 x 1.200 / 2.000) + Sd2 = (40.232 x 1.200 / 2.000) + 19.305 = 43.444 kN

② 편재하시

PR1 = Pr1 + Sd1 = 302.514 + 23.810 = 326.324 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (75.629 x 1.200 / 2.000) + 23.810 = 69.187 kN

PR2 = Sd1 = 23.810 kN

PF2 = Sd2 = 19.305 kN

나. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 326.324 + 69.187 x (1.00 / 3.00)
+ 23.810 = 373.196 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 180.231 + 43.444 x (1.00 / 3.00)
+ 19.305 = 214.017 kN

② 편재하시 (A점 기준)

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 326.324 + 69.187 x (1.00 / 3.00)
+ 23.810 = 373.196 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 23.810 + 19.305 x (1.00 / 3.00)
+ 19.305 = 49.550 kN

다. 단면력 집계

구 분		계 산 식	
압축응력 및 지지력검토		(373.196 + 214.017 + 270.189) /2 =	428.701 kN
편재하시	압축응력 검토	(373.196 + 49.550 + 270.189) /2 =	346.468 kN
	휨압축응력 검토	(373.196 - 49.550) /2 =	161.823 kN

여기서, - 압축응력 및 지지력 검토시 (Pmax) = P1(연직력최대) + P2(연직력최대) + Ps
- 조합응력 검토의 압축응력 검토시 (Pp) = P1(편재하시) + P2(편재하시) + Ps
- 조합응력 검토의 휨응력 검토시 (Pm) = P1(편재하시) - P2(편재하시)
- 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.
① 중간말뚝의 간격 4.0m 미만의 경우 : 최대 반력의 1/3
② 중간말뚝의 간격 4.0m 이상의 경우 : 최대 반력의 1/2

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 428,701.0 / 13,480.00 = 31.8 MPa

(2) fc : 압축응력 - 조합응력검토시

fc = Pp/A = 346,467.5 / 13,480.00 = 25.7 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 161.823 x 0.300 = 48.547 kN.m

여기서, e(편심) = 0.3 m

fb = Mmax/Zx = 48,547,000 / 1,440,000 = 33.7 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 3,380.0 / 126.0 = 26.825 ($20 < \ell/r \leq 93$)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 201.1 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 3,380.0 / 72.6 = 46.556 ($20 < \ell/r \leq 93$)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 175.5 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 3,380.0 / 305.0 = 11.267 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 185.6 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 3,380.0 / 126.0 = 26.825

fcax = 1.00 x [1200000 / (ℓ/r)^2 x 1.5] = 2501.5 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력	fba =	185.6 MPa	>	fb =	33.7 MPa	∴ O.K !
압축응력	fca =	201.1 MPa	>	fc =	31.8 MPa	∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{25.7}{201.1} + \frac{33.7}{185.6 \times (1 - 25.7 / 2{,}501.5)} = 0.310$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력	fca =	175.5 MPa	>	fc =	31.8 MPa	∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = Pu + α x β x Rt (파일 지지선단이 암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

Pu : 암반에 근입된 말뚝의 선단지지력(tonf)(140 x qu^(1/2) x At^(2/5) x Ai^(1/3))

qu : 암반의 일축압축강도(to= 40

At : 말뚝의 선단부 순단면적= 0.090 ㎡

α: 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β: 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 = (1.210m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ: 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/㎡)= 0.1N 적용

- Pu = 140 x qu^(1/2) x At^(2/5) x Ai^(1/3) = 239 tonf = 2389.04 kN
: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 2,389.0 / 2 = 1194.522 kN
- R(최대반력) = 428.701 kN
: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

∴ R(최대반력) = 428.701 kN < Qa(허용지지력) = 1,194.522 kN ∴ O.K !

4. 흙막이벽 설계

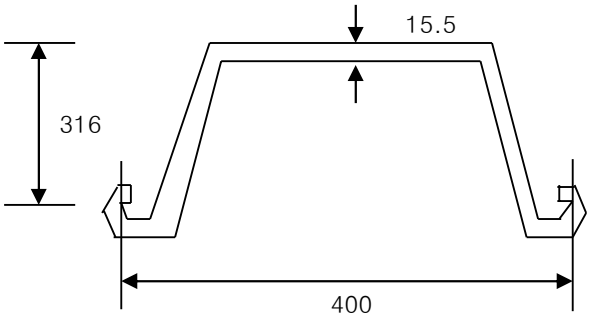
4.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : 합성-V 400×316×15.5 (SY30)

w (kN/m)	1.034
A (mm^2)	27625
I_x (mm^4/m)	420438161
Z_x (mm^3/m)	2712504
R_x (mm/m)	123.4
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	×	4			=	4.24	kN	
		1.24	×	1.000	×	1	×	1			=	1.24	kN	
		1.06	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		0.82	×	1.000	×	2	×	2			=	3.288	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	20.000	×	1	×	6	/	3	=	35.282	kN	
		1.167	×	20.000	×	1	×	1	/	3	=	7.781	kN	
SHEETPILE 자중	:	1.034	×	25.232							=	26.08	kN	
주형보의 반력	:	307.819									=	307.819	kN	
주형지지보의 자중:		1.06	×	1.000							=	1.060	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	391.79	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 283.55 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 365.83 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	391.787	x	1000	/	27624.6	=	14.183	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	283.550	x	1000000	/	2712504	×	0.6	MPa	
												=	174.224	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	365.830	x	100	/	2445.1	=	14.962	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (25.770)^2

= 2710.464 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	255.000	MPa	>	f_c	=	14.183	MPa	--->	O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	270.000	MPa	>	f_b	=	174.224	MPa	--->	O.K
전단응력	ua	=	150.000	MPa	>	f_u	=	14.962	MPa	--->	O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{14.183}{255.0} + \frac{174.224}{270.000 \times \left(1 - \left(14.183 / 2710.464\right)\right)}$$

= 0.704 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 238.991 kN

Total Passive Moment

Mp = 696.232 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 696.232 ÷ 238.991

= 2.913 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 15.820 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

22.517 × 0.2% = 45.034 mm

15.820 < 45.034 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 22.86 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 17.37 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	17.37	14.46	11.82	9.45	5.50	0.25

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 14.46 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 5.50 mm

부등 침하량: 8.96 mm

변위(δ/L) = 8.96 / 8,000 = 1 / 893 < 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 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 1061.10 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 7.400 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 7.400 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 = 1061.100 / 1 EA / cos (0.0 °) = 1061.100 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 1061.100 + 120.000 = 1181.100 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

$f_c = N / A = 1181.10 / 112.3622 \times 1.0 = 10.512$ kN/cm^2

(3) 설계 휨모멘트 (M)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 휨모멘트 (M) $= w \times L^2 / 8 = 5.00 \times 7.40^{\,2} / 8 = 34.23$ kN · m

(4) 휨 압축응력 : f_b

$f_b = M / Z = 34.23 / 1092 \times 100 = 3.134$ kN/cm^2

(5) 설계 전단력(S)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 전단력 (S) $= w \times L / 2 = 5.00 \times 7.40 / 2 = 18.50$ kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^{\,2} + r_2 \times r_1 + r_1^{\,2})}{3 \times (r_2^{\,2} + r_1^{\,2})} = 0.329 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.40 / 14.05 × 100 = 52.655 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.40 / 14.05 × 100 = 52.655 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 150.79 Mpa

f_c = 105.120 Mpa f_{bc} = 31.340 Mpa f_{bt} = 31.34 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -136.460$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -73.780$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-136.460) - (-73.780)}{-136.460} = 0.459$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.459 / 10 = 1.046$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.046 \times 0.90) = 21.585$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 150.790 \times 189.0 / 189.0 = 150.79$ Mpa

$\therefore f_c = 105.12$ Mpa $< f_{ca} = 150.79$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 31.34$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 584.30$ Mpa

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

$$= \frac{105.12}{150.79} + \frac{31.34}{189.00 \times (1 - 105.12 / 584.30)}$$

$= 0.697 + 0.202 = 0.899 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 105.12 + \frac{31.34}{(1 - 105.12 / 584.30)}$$

$= 105.120 + 38.215 = 143.335 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 3.290 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{136.460}{150.790} + \left\{\frac{3.290}{106.692}\right\}^2$$

= 0.905 + 0.031^2 = 0.906 ≤ 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
105.12	150.79	O.K	31.34	189.000	O.K	3.290	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.899	O.K	143.335	189.00	O.K	0.906	O.K

4.2.2 버팀보 (Φ406.4mm, t=12mm) : 8 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 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 1672.50 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 7.400 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 7.400 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 : Ø 406.4㎜, t=12㎜(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 = 1672.500 / 1 EA / cos (0.0 °) = 1672.500 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 1672.500 + 120.000 = 1792.500 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 1792.50 / 148.7 × 1.0 = 12.054 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 × 7.40^2 / 8 = 34.23 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 34.23 / 1430 × 100 = 2.393 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 × 7.40 / 2 = 18.50 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.249 \ kN/cm^2$$

3) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.40 / 14.00 × 100 = 52.857 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.40 / 14.00 × 100 = 52.857 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 150.56 Mpa

f_c = 120.540 Mpa f_{bc} = 23.930 Mpa f_{bt} = 23.93 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -144.470$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -96.610$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-144.470) - (-96.610)}{-144.470} = 0.331$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.331 / 10 = 1.033$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.033 \times 1.20) = 16.392$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 150.560 \times 189.0 / 189.0 = 150.56$ Mpa

$\therefore f_c = 120.54$ Mpa $< f_{ca} = 150.56$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min (0.9 \times 210 , f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 23.93$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 579.84$ Mpa

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

$$= \frac{120.54}{150.56} + \frac{23.93}{189.00 \times (1 - 120.54 / 579.84)}$$

$= 0.801 + 0.160 = 0.961 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 120.54 + \frac{23.93}{(1 - 120.54 / 579.84)}$$

$= 120.540 + 30.210 = 150.750 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 107.265 Mpa

τ = 2.490 Mpa < τ_a = 107.265 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{144.470}{150.560} + \left\{\frac{2.490}{107.265}\right\}^2$$

= 0.960 + 0.023^2 = 0.961 ≤ 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
120.54	150.56	O.K	23.93	189.000	O.K	2.490	107.27	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.961	O.K	150.750	189.00	O.K	0.961	O.K

4.3 버팀보 띠장 설계

4.3.1 버팀보 띠장 (1 ~ 5) 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 = 3.000 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) = 627.900 / 3.000 = 209.300 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 209.300 x 3.000 x 3.000 = 235.463 kN·m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 209.300 x 3.000 x 3.000 = 188.370 kN·m

∴ Mmax max (188.370 , 235.463) = 235.463 kN·m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 209.300 x 3.000 = 366.275 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 209.300 x 3.000 = 376.740 kN

∴ Smax max (366.275 , 376.740) = 376.740 kN·m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 235,462,500 / 1,440,000 = 163.516 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 376,740 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 93.022 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 305 = 9.836 (4.5 < $\ell/b \leq$ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.790 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.790 MPa	>	fb =	163.516 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	93.022 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 376740 / 120 = 3139.500 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 366275 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 81.603 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 81.603 MPa ∴ O.K !

4.3.2 버팀보 띠장 (6 ~ 7) 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 = 3.000 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) = 1,061.100 / 3.000 = 353.700 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 353.700 x 3.000 x 3.000 = 397.913 kN·m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 353.700 x 3.000 x 3.000 = 318.330 kN·m

∴ Mmax max (318.330 , 397.913) = 397.913 kN·m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 353.700 x 3.000 = 618.975 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 353.700 x 3.000 = 636.660 kN

∴ Smax max (618.975 , 636.660) = 636.660 kN·m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 397,912,500 / 2,550,000 = 156.044 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 636,660 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 143.263 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 300 = 10.000 (4.5 < $\ell/b \leq$ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.200 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba = 190.200 MPa	>	fb = 156.044 MPa	∴ O.K !	
전단응력	va = 120.000 MPa	<	v = 143.263 MPa	tiffner 필요	
총소요 단면적	= Smax / va = 636660 / 120 =			5305.500	mm^2

추가필요 단면적 = 5305.5 - 4444 = 861.500 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) = (861.5 / 1093.493) + 1ea ≒ 2 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 618975 / (4444 + 1093.493 x 2ea)

= 93.346 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 93.346 MPa ∴ O.K !

4.3.3 버팀보 띠장 (8) 단 (2H - 300 x 305)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :		2H - 300 x	305 x	15 x	15		
▣ 단면 제원 :							
A =	13,480	mm^2		rx =	126	mm	
w =	1.060	kN/m		ry =	72.600	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 = 3.000 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) = 1,263.000 / 3.000 / 2 = 210.500 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 210.500 x 3.000 x 3.000 = 236.813 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 210.500 x 3.000 x 3.000 = 189.450 kN · m

∴ Mmax max (189.450 , 236.813) = 236.813 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

$S_1 = 7/12\ WL$ 7/12 x 210.500 x 3.000 = 368.375 kN

- 연속보로 적용시

$S_2 = 6/10\ WL$ 6/10 x 210.500 x 3.000 = 378.900 kN

∴ Smax max (368.375 , 378.900) = 378.900 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 236,812,500 / 1,440,000 = 164.453 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 378,900 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 93.556 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 305 = 9.836 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.790 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.790 MPa	>	fb =	164.453 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	93.556 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 378900 / 120 = 3157.500 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 mm^2

사용 PL = 2PL - 145 x 270 x 14

사용 PL 단면적 (Aw') = 145 x 270 x 14 x 2ea / 1500 = 730.8 mm^2

소요 STIFFENER 수량 (n) = (0 / 730.8) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 368375 / (4050 + 730.8 x 1ea)

= 77.053 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 77.053 MPa ∴ O.K !

4.3.4 버팀보 띠장 (9) 단 (2H - 440 x 300)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	2H - 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 = 3.000 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) = 1,672.500 / 3.000 / 2 = 278.750 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 278.750 x 3.000 x 3.000 = 313.594 kN·m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 278.750 x 3.000 x 3.000 = 250.875 kN·m

∴ Mmax max (250.875 , 313.594) = 313.594 kN·m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 278.750 x 3.000 = 487.813 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 278.750 x 3.000 = 501.750 kN

∴ Smax max (487.813 , 501.750) = 501.750 kN·m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 313,593,750 / 2,550,000 = 122.978 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 501,750 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 112.905 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 300 = 10.000 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.200 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba = 190.200 MPa	>	fb = 122.978 MPa	∴ O.K !	
전단응력	va = 120.000 MPa	>	v = 112.905 MPa	∴ O.K !	
총소요 단면적	= Smax / va = 501750 / 120 =		4181.250	mm^2	

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 1093.493) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 487812.5 / (4444 + 1093.493 x 1ea)

= 88.093 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 88.093 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
주형보	휨 응 력		MPa	94.67	196.20	2.07	∴ O.K	I - 700x300x13x24
	전단응력		MPa	39.13	120.00	3.07	∴ O.K	
	처 짐		mm	4.76	18.50	3.88	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(측면)	휨 응 력		MPa	57.67	210.00	3.64	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	전단응력		MPa	82.01	120.00	1.46	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(중앙)	휨 응 력		MPa	98.09	190.20	1.94	∴ O.K	H - 440x300x11x18
	전단응력		MPa	79.58	120.00	1.51	∴ O.K	(SS400)
중앙파일	휨응력		MPa	33.71	185.64	5.51	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	압축응력		MPa	31.80	201.13	6.32	∴ O.K	
	조합응력			0.31	1.00	3.23	∴ O.K	(SS400)
	지지력		kN	428.70	1194.52	2.79	∴ O.K	
쉬트파일	휨응력		MPa	174.22	270.00	1.55	∴ O.K	합성-V 400×316×15.5
	압축응력		MPa	14.18	255.00	17.98	∴ O.K	
	전단응력		MPa	14.96	150.00	10.03	∴ O.K	(SY30)
	조합응력			0.704	1.000	1.42	∴ O.K	
버팀보(9t)	작용력		kN/ea	1181.10				Φ406.4mm, t=9mm
	조합응력			0.91	1.00	1.10	∴ O.K	(SS400)
버팀보(12t)	작용력		kN/ea	1792.50				Φ406.4mm, t=12mm
	조합응력			0.96	1.00	1.04	∴ O.K	(SS400)
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	163.52	190.79	1.17	∴ O.K	H - 300x305x15x15
		전단응력	MPa	81.60	120.00	1.47	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 H440	휨응력	MPa	156.04	190.20	1.22	∴ O.K	H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	93.35	120.00	1.29	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 2H-300	휨응력	MPa	164.45	190.79	1.16	∴ O.K	2H - 300x305x15x15
		전단응력	MPa	93.56	120.00	1.28	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 2H-440	휨응력	MPa	122.98	190.20	1.55	∴ O.K	2H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	112.91	120.00	1.06	∴ O.K	(SS400)

5.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	2.91	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	15.82mm	<	45.03mm	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/782	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (집수정 NBB-6 GL-11.30M적용)

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

PROFILE    1    3.059     1       1
           2    12.911    3       3
           3    20.036    4       4
           4    23.176    5       5
           5    25.227    6       6
           6    40        7       7

VWALL      1    25.232      .02762      4.2044E-04      2.1E+08      1      1      1      0      0
           2    25.232      .008336      .000133      2.1E+08      2.4      .594      .201      0      0


STRUT   1    0.7     0.02355      10.0     2          0      0      0      0
        2    2.159   0.01124      10.0     3.0      150      0      0      0
        3    4.537   0.01124      10.0     3.0      200      0      0      0
        4    6.837   0.01124      10.0     3.0      250      0      0      0
        5    9.137   0.01124      10.0     3.0      300      0      0      0
        6    10.837  0.01124      10.0     3.0      300      0      0      0
        7    13.137  0.01124      10.0     3.0      300      0      0      0
        8    15.237  0.01487      10.0     3.0      400      0      0      0
        9    17.237  0.01487      10.0     3.0      400      0      0      0
        10   19.437  0.01487      10.0     3.0      400      0      0      0
```

```
Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.2
      gwl 11.3 11.3 10
      rankine 1.0 0.0 30
      surcharge 10
      excavation 1.2

STEP  2  const strut 1 and excavation to 2.659
      const strut 1
      excavation 2.659

STEP  3  const strut 2 and excavation to 5.037
      const strut 2
      excavation 5.037

STEP  4  const strut 3 and excavation to 7.337
      const strut 3
      excavation 7.337

STEP  5  const strut 4 and excavation to 9.637
      const strut 4
      excavation 9.637

STEP  6  const strut 5 and excavation to 11.337
      const strut 5
      excavation 11.337

STEP  7  const strut 6 and excavation to 13.637
      const strut 6
      excavation 13.637

STEP  8  const strut 7 and excavation to 15.737
      const strut 7
      excavation 15.737

STEP  9  const strut 8 and excavation to 17.737
```

```
      const strut 8
      excavation 17.737

STEP  10  const strut 9 and excavation to 19.937
      const strut 9
      excavation 19.937

STEP  11  const strut 10 and excavation to 22.517
      const strut 10
      excavation 22.517
      ground settlement
      depth check

STEP  12  peck check
      peck 0.65 0 0
```

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(집수정) 검토.datDate : 2015-11-24
Project : 종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (집수정 NBB-6 GL-11.30M적용)Time : 14:43:58

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	1.20	1.50	4.60	-3.76	1.10	1.03	20.20	-3.87	3.30
2	2.70	10.74	0.70	-7.81	3.00	10.02	2.20	-2.99	5.20
-3	2.70	27.15	2.20	-22.85	2.20	2.14	5.00	-18.28	2.20
3	5.00	50.16	2.20	-29.45	2.20	30.92	4.50	-33.60	2.20
-4	5.00	35.04	4.50	-31.63	4.50	6.65	6.60	-17.43	2.20
4	7.30	75.98	4.50	-36.57	4.50	47.63	6.70	-41.81	4.50
-5	7.30	40.47	6.80	-42.86	6.80	7.54	8.60	-18.22	2.20
5	9.60	95.29	6.80	-49.39	6.80	61.06	9.00	-47.25	6.80
-6	9.60	46.59	6.80	-53.90	9.10	12.18	7.90	-18.86	9.10
6	11.30	104.18	9.10	-60.83	9.10	60.25	11.10	-48.23	9.10
-7	11.30	55.43	10.80	-53.60	9.10	12.62	7.90	-18.42	2.20
7	13.60	149.18	10.80	-72.27	9.10	107.44	13.20	-82.14	10.80
-8	13.60	92.71	10.80	-60.45	9.10	35.34	12.40	-41.10	10.80
8	15.70	187.68	13.10	-80.48	16.90	143.55	15.30	-73.60	10.80
-9	15.70	104.84	13.10	-76.54	15.20	56.63	14.40	-53.67	10.80
9	17.70	239.15	15.20	-114.48	15.20	171.58	17.30	-94.12	15.20
-10	17.70	150.13	15.20	-93.49	15.20	78.04	16.60	-52.32	10.80
10	19.90	297.56	17.20	-123.32	17.20	232.71	19.40	-101.51	17.20
-11	19.90	211.66	17.20	-110.01	15.20	139.80	18.80	-63.85	15.20
11	22.50	333.10	19.40	-187.25	23.20	291.61	21.50	-87.65	17.20
12	22.50	360.44	19.40	-197.03	19.40	235.80	21.70	-182.22	19.40

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	0.7	2.2	4.5	6.8	9.1	10.8	13.1	15.2
1	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	2.7	26.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-3	2.7	-7.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	5.0	-30.2	244.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-4	5.0	-6.4	160.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.3	-18.4	158.5	337.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-5	7.3	-7.5	162.9	212.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	9.6	-6.7	151.7	205.0	434.1	0.0	0.0	0.0	0.0
-6	9.6	-7.7	162.1	214.7	268.2	0.0	0.0	0.0	0.0
6	11.3	-6.8	161.1	204.0	267.5	495.1	0.0	0.0	0.0
-7	11.3	-7.7	162.0	214.8	268.8	298.8	0.0	0.0	0.0
7	13.6	-7.6	163.6	212.9	239.1	304.5	627.9	0.0	0.0
-8	13.6	-7.6	162.6	214.0	257.1	301.9	425.9	0.0	0.0
8	15.7	-7.8	163.1	215.8	252.8	265.8	409.1	785.0	0.0
-9	15.7	-7.7	162.8	214.7	255.2	288.2	422.6	488.1	0.0
9	17.7	-7.8	162.7	215.3	258.9	280.7	369.7	431.0	1061.1
-10	17.7	-7.7	162.8	215.0	256.9	284.2	397.1	464.9	731.0
10	19.9	-7.7	162.7	214.9	258.3	287.1	386.4	387.6	659.3
-11	19.9	-7.7	162.7	214.9	257.8	285.8	390.1	418.9	698.5
11	22.5	-7.7	162.7	214.8	257.6	287.1	394.0	411.3	613.0
12	22.5	282.9	471.3	529.3	442.3	368.9	361.8	427.1	559.0

		------- S T R U T N o. a n d D E P T H --------	
Step	Exca	9	10
No	Depth	17.2	19.4
1	1.2	0.0	0.0
2	2.7	0.0	0.0
-3	2.7	0.0	0.0
3	5.0	0.0	0.0
-4	5.0	0.0	0.0
4	7.3	0.0	0.0
-5	7.3	0.0	0.0
5	9.6	0.0	0.0
-6	9.6	0.0	0.0
6	11.3	0.0	0.0
-7	11.3	0.0	0.0
7	13.6	0.0	0.0
-8	13.6	0.0	0.0
8	15.7	0.0	0.0
-9	15.7	0.0	0.0
9	17.7	0.0	0.0
-10	17.7	0.0	0.0
10	19.9	1263.0	0.0
-11	19.9	933.7	0.0
11	22.5	863.2	1428.7
12	22.5	703.2	1672.5

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

>> 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	0.00(1)	0.00(0)	0.13(12)	0.00(0)	0.89(1)	77.87(12)
6	0.50	0.00(0)	-40.36(12)	0.00(0)	-9.83(12)	0.80(1)	83.70(12)
8	0.70	84.09(12)	-57.33(12)	0.00(0)	-19.59(12)	0.82(2)	86.13(12)
13	1.20	39.50(12)	-19.32(3)	11.45(12)	-9.97(3)	0.87(2)	92.48(12)
23	2.20	97.38(12)	-59.70(12)	10.02(2)	-33.60(3)	1.36(12)	106.43(12)
28	2.70	42.38(3)	-7.28(2)	37.64(12)	-18.38(4)	1.55(12)	114.11(12)
46	4.50	76.20(12)	-100.22(12)	30.92(3)	-41.81(4)	1.78(3)	68.80(12)
51	5.00	61.02(4)	-15.03(3)	27.19(3)	-17.50(5)	1.79(3)	67.78(12)
58	5.70	38.14(4)	-20.50(3)	27.33(4)	-15.62(5)	2.13(4)	66.37(12)
69	6.80	95.29(5)	-76.44(12)	47.61(4)	-47.25(5)	2.62(4)	64.20(12)
74	7.30	75.28(5)	-22.11(4)	41.58(4)	-12.66(6)	2.63(4)	63.24(12)
81	8.00	45.63(5)	-32.16(4)	37.87(5)	-9.44(6)	2.92(5)	61.91(12)
92	9.10	104.18(6)	-72.27(7)	60.84(5)	-54.44(7)	3.48(5)	59.86(12)
97	9.60	79.88(6)	-28.84(5)	52.51(5)	-47.49(7)	3.47(5)	58.95(12)
109	10.80	149.18(7)	-67.78(8)	57.17(6)	-82.14(7)	3.57(6)	56.80(12)
114	11.30	122.21(7)	-19.64(5)	59.60(6)	-46.04(8)	3.90(7)	55.92(12)
121	12.00	81.41(7)	-35.12(6)	57.31(7)	-30.97(8)	5.13(7)	62.44(7)
130	12.90	21.47(7)	-62.31(9)	104.26(7)	-56.78(8)	6.23(7)	71.92(7)
132	13.10	187.68(8)	-76.85(9)	107.11(7)	-70.10(8)	6.35(7)	74.30(7)
137	13.60	149.35(8)	-30.83(7)	101.16(7)	-29.33(9)	6.83(8)	80.26(11)
143	14.20	99.49(8)	-60.02(7)	89.17(8)	-27.08(9)	8.11(8)	87.47(11)
153	15.20	239.15(9)	-120.82(10)	143.36(8)	-94.12(9)	9.38(8)	99.61(8)
158	15.70	188.24(9)	-42.16(8)	134.23(8)	-48.40(10)	9.43(8)	105.74(11)
163	16.20	134.31(9)	-68.35(8)	105.90(8)	-37.83(10)	10.27(9)	111.92(11)
173	17.20	297.56(10)	-135.38(12)	170.47(9)	-101.51(10)	11.75(9)	124.42(11)
178	17.70	234.36(10)	-61.74(8)	163.49(9)	-51.12(12)	12.54(10)	130.74(9)
184	18.30	154.43(10)	-74.90(9)	148.49(10)	-52.32(12)	14.24(10)	138.38(11)
195	19.40	360.44(12)	-197.03(12)	232.71(10)	-182.22(12)	15.63(10)	152.60(11)
200	19.90	284.95(12)	-76.94(10)	211.67(10)	-37.21(8)	16.38(11)	159.14(11)
201	20.00	269.49(12)	-84.19(10)	203.55(10)	-35.77(8)	16.63(11)	160.46(11)
226	22.50	22.54(9)	-169.00(11)	202.41(11)	-57.57(10)	14.47(11)	175.17(11)
231	23.00	20.89(9)	-185.77(11)	112.82(11)	-72.64(10)	11.96(11)	0.00(0)
233	23.20	17.58(9)	-187.25(11)	79.21(12)	-74.24(10)	10.85(11)	0.00(0)
236	23.50	13.23(9)	-162.93(11)	41.18(12)	-73.27(10)	9.13(11)	0.00(0)
241	24.00	48.18(10)	-48.32(11)	3.57(12)	-58.44(10)	6.23(11)	0.00(0)
246	24.50	63.00(10)	-2.33(8)	0.34(8)	-32.19(11)	3.41(11)	0.00(0)
251	25.00	45.30(11)	0.00(0)	0.15(8)	-4.82(11)	1.11(12)	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		360.44	-197.03	291.61	-182.22	17.99	175.17

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

Max Disp / Max Exdepth = 17.99mm/22.50m = 0.08%

변 경

7. Ramp-B

(STA.8+ 260.000～STA.8+ 280.000)

목 차

1. 표준단면

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

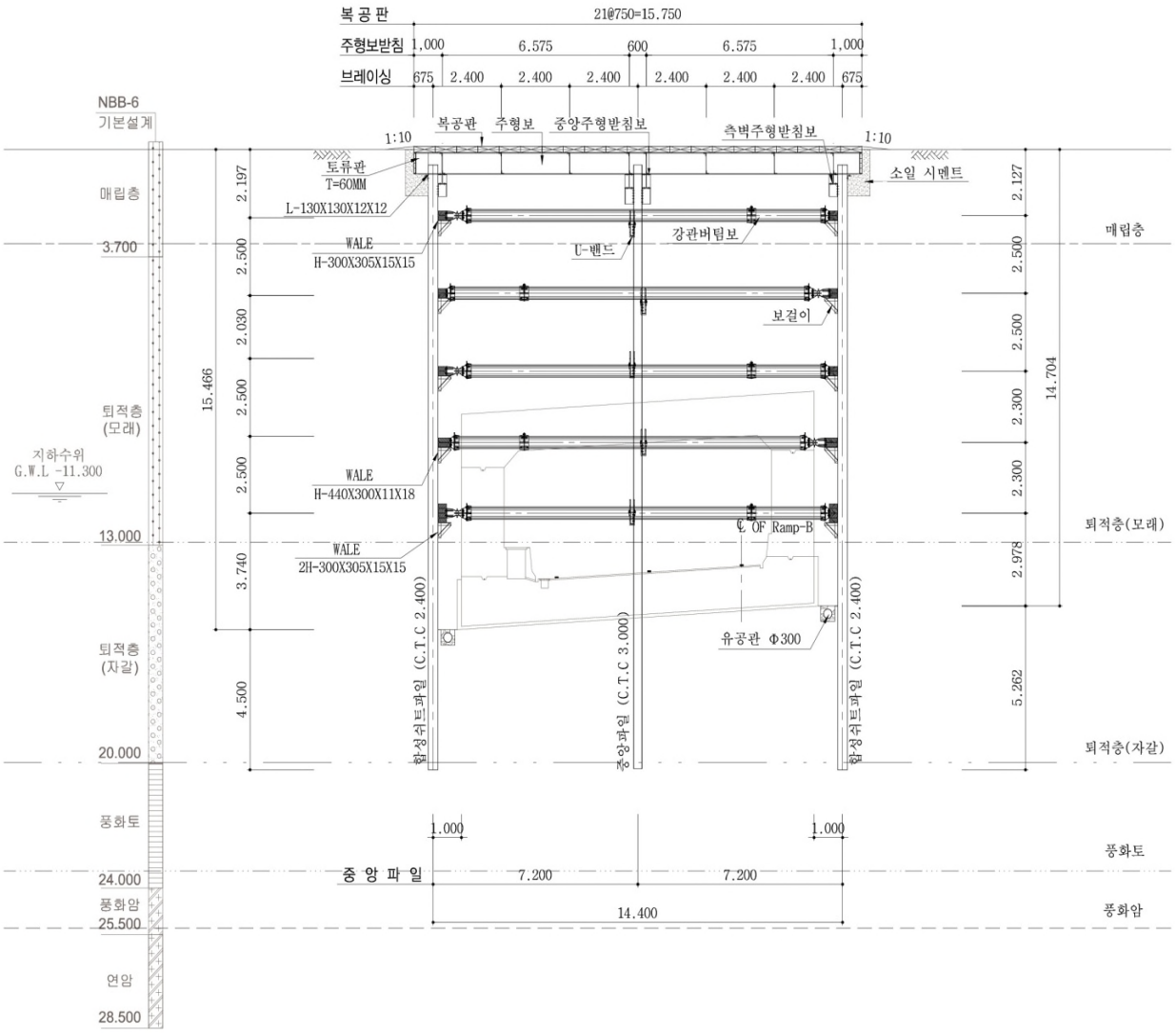
3. 노면복공 설계 1
3.1 주형보 설계
3.2 주형지지보 설계
3.3 중앙말뚝 설계

4. 흙막이 벽 설계
4.1 SHEETPILE 설계
4.2 버팀보 설계
4.3 버팀보 띠장 설계

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


복 공 판
21@750=15.750
주형보받침
1,000
6.575
600
6.575
1,000
브레이싱
675
2.400
2.400
2.400
2.400
2.400
2.400
675
NBB-6
기본설계
복공판
주형보
중앙주형받침보
측벽주형받침보
1:10
1:10
토류판
T=60MM
L-130X130X12X12
WALE
H-300X305X15X15
U-밴드
강관버팀보
보걸이
소일 시멘트
WALE
H-440X300X11X18
℄ OF Ramp-B
WALE
2H-300X305X15X15
유공관 Φ300
합성쉬트파일 (C.T.C 2.400)
중앙파일 (C.T.C 3.000)
합성쉬트파일 (C.T.C 2.400)
매립층
퇴적층
(모래)
지하수위
G.W.L -11.300
퇴적층
(자갈)
풍화토
풍화암
연암
3.700
13.000
20.000
24.000
25.500
28.500
2.197
2.500
2.030
2.500
2.500
3.740
4.500
15.466
2.127
2.500
2.500
2.300
2.300
2.978
5.262
14.704
매립층
퇴적층(모래)
퇴적층(자갈)
풍화토
풍화암
1.000
1.000
중 앙 파 일
7.200
7.200
14.400

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ 10.5-0.072(ℓ/r)	$\ell/r \leq 100$ 12-0.087(ℓ/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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3.노면복공설계

3.1 주형보 설계

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	I - 700 x	300 x	13.0 x	24	(SS400)		
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 7.200 m ∴ 최대 주형보 2.5 차로 재하

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	4.000	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(4 + 1.85) x 0.100	=	0.585	kN/m
합 계		∑ W =	6.435	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 7.200) = 0.318 > 0.300

∴ I = 0.300

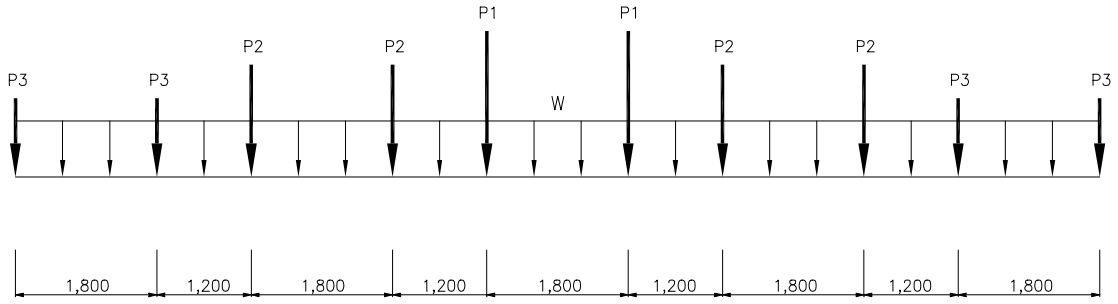
P1 = 240.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 124.800 kN (DB-24 후륜하중)

P2 = 180.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 93.600 kN (DB-18 후륜하중)

P3 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

P4 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

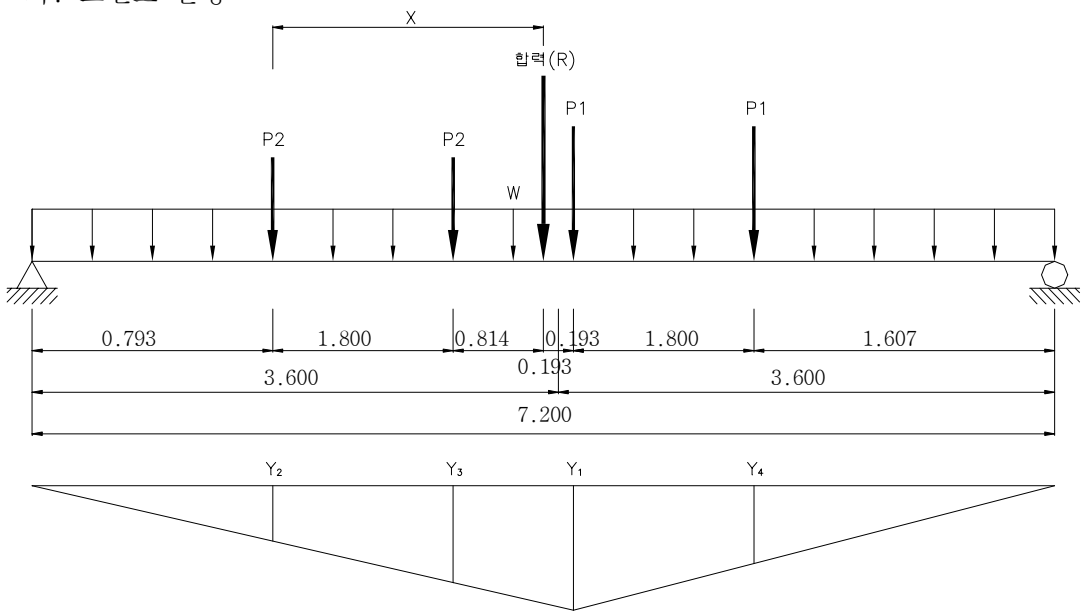
(3) 보가 차량 진행방향과 직각인 경우의 연행이동 하중



3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 2) = 436.800 kN

합력작용점(X) = [{P1 x (3.0 + 4.8)} + (P2 x 1.8)] / R

= [(124.8 x 7.80) + (93.6 x 1.8)] / 436.800 = 2.614 m

Y_1 =	1.795
Y_2 =	0.375
Y_3 =	1.227
Y_4 =	0.847

∑Yp1 = 1.795 + 0.847 = 2.642 m

∑Yp2 = 0.375 + 1.227 = 1.602 m

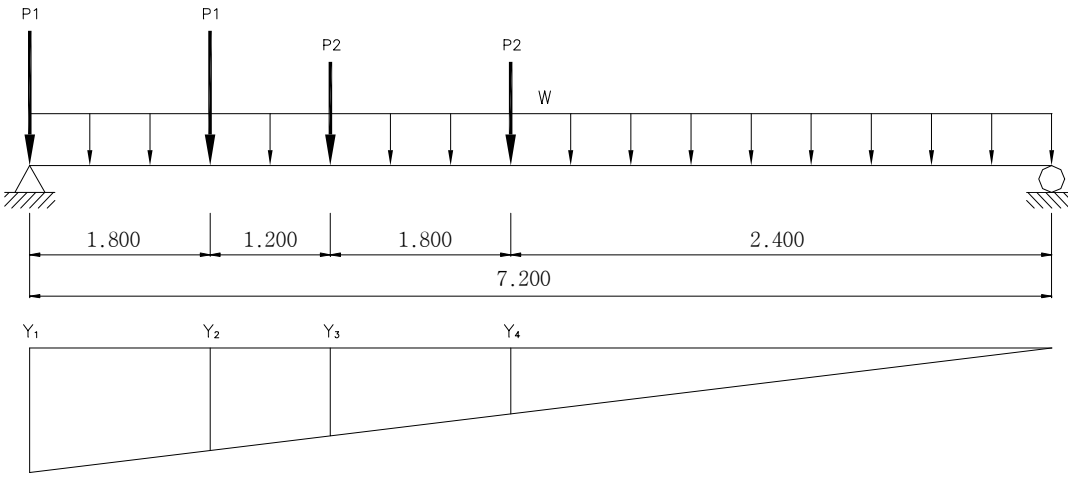
A = 7.200 x (1.795 / 2) = 6.462 m^2

Md = 6.462 x 6.435 = 41.583 kN·m

ML = 124.800 x 2.642 + 93.600 x 1.602 = 479.669 kN·m

M1 = Md + ML = 41.583 + 479.669 = 521.252 kN·m

나. 전단력 산정

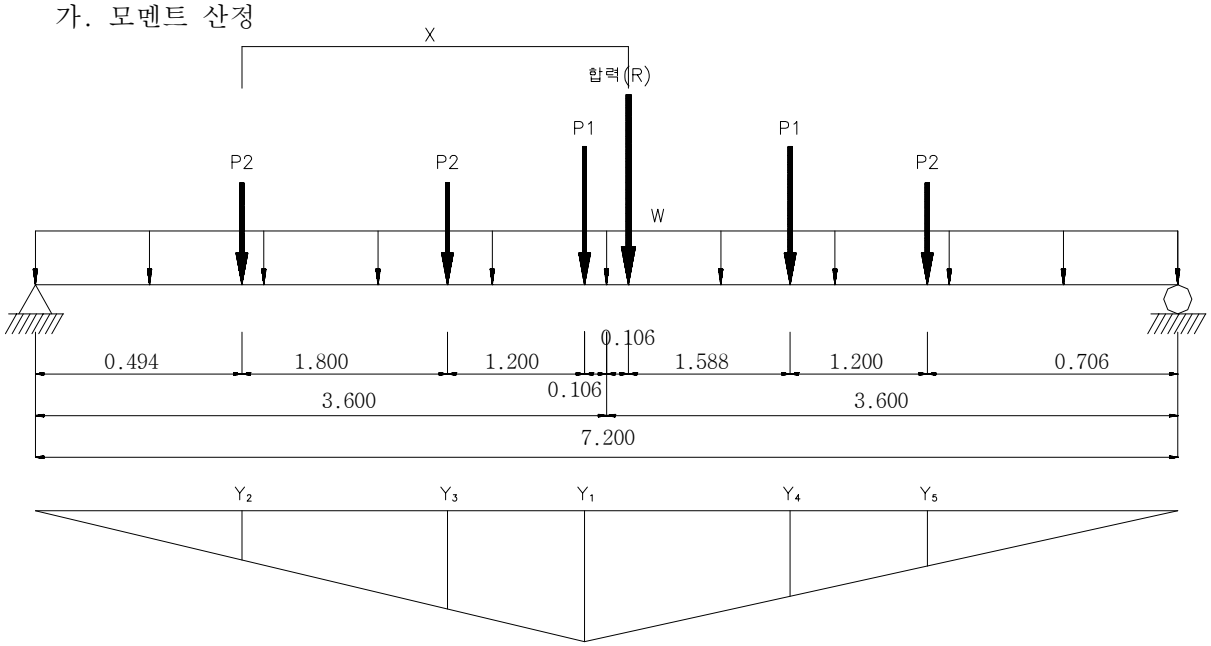


∑Yp1 = 1.000 + 0.750 =	1.750	m	
∑Yp2 = 0.583 + 0.333 =	0.916	m	
A = 7.200 x (1.000 / 2) =	3.600	㎡	
Sd = 3.600 x 6.435 =	23.166	kN	
SL = 124.800 x 1.750 + 93.600 x 0.916 =	304.138	kN	
S1 = Sd + SL = 23.166 + 304.138 =	327.304	kN	

Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.750
Y_3 =	0.583
Y_4 =	0.333

(2) 2.5차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 3) = 530.400 kN

합력작용점(X) = {P1 x (3.0 + 4.8) + P2 x (6.0 + 1.8)} / R

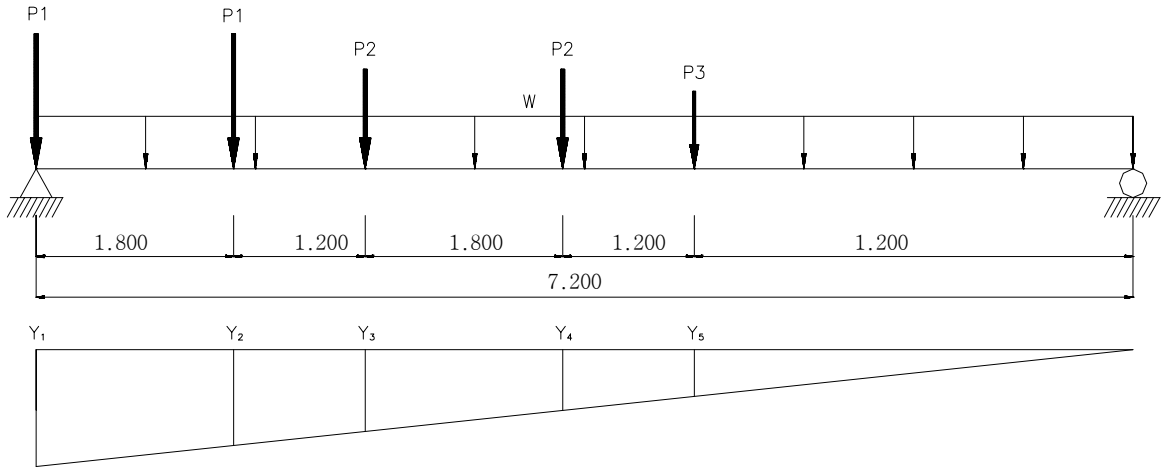
= [(124.800 x (3 + 4.80) + {93.600 x (6.0 + 1.8)}] / 530.400

= 3.212 m

∑Yp1 = 1.798 + 0.925 =	2.723	m	
∑Yp2 = 0.343 + 1.180 + 0.254 =	1.777	m	
A = 1/2 x 7.200 x 1.798 =	6.473	㎡	
Md = 6.473 x 6.435 =	41.652	kN·m	
ML = 0.9 x (124.800 x 2.723 + 93.600 x 1.777) =	455.542	kN·m	
M2 = Md + ML = 41.652 + 455.542 =	497.19	kN·m	

Y_1 =	1.798
Y_2 =	0.254
Y_3 =	1.180
Y_4 =	0.925
Y_5 =	0.343

나. 전단력 산정



Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.750
Y_3 =	0.583
Y_4 =	0.333
Y_5 =	0.167

∑Yp1 = 1.000 + 0.750 = 1.750 m

∑Yp2 = 0.583 + 0.333 = 0.916 m

∑Yp3 = 0.167 = 0.167 m

A = 7.200 x (1.000 / 2) = 3.600 m²

Sd = 3.600 x 6.435 = 23.166 kN

SL = 0.9 x (124.8 x 1.75 + 93.6 x 0.916 + 70.2 x 0.167)

= 284.275 kN

S2 = Sd + SL = 23.166 + 284.275 = 307.441 kN

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1, M2 중 큰값 521.252 kN·m

Smax = S1, S2 중 큰값 327.304 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 521252000 / 5760000 = 90.5 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 327304 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 38.6 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.40 m

ℓ /b = 2400 / 300.0 = 8.000 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 197.4 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 90.5 MPa < fba = 197.4 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 38.6 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 479.669 / (1 + 0.300) = 368.976 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 6.435 x 7.200^2 / 8 = 41.699 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 368976000 \times 7200^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 3.776 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = $w\ell^2$ / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 41699000 \times 7200^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.533 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 3.776 + 0.533 = 4.310 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 7200 / 400 = 18.0 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 18.0 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 4.310 mm < δa = 18.000 mm ∴ O.K !

3.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

3.2.1 외측 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.00	mm
W =	1.060	kN/m		ry =	72.60	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

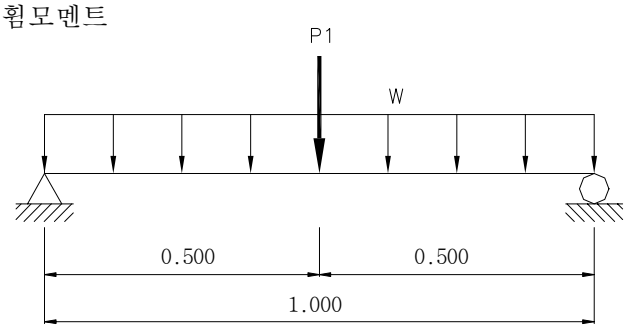
설계경간(L) = 1.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 23.166 + 304.138 = 327.304 kN (후륜재하시)

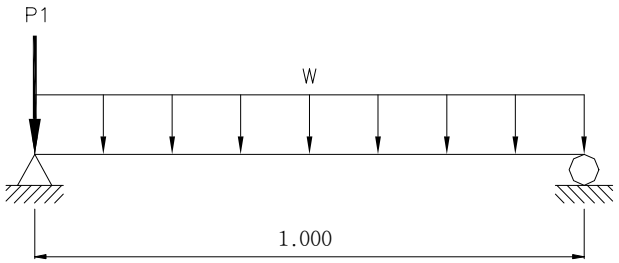
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.060 x 1.000) / 8 + (327.304 x 1.000) / 4

= 81.959 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 327.304 + (1.060 x 1.000) / 2

= 327.834 kN

Smin = 327.304 + 1.060 - 327.834 = 0.530 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 81959000 / 1440000 = 56.9 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 327,834 / [(300.0 - 15.0x2)x15.0)] = 80.95 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 1,000 / 305 = 3.279 (ℓ/b ≤ 4.5)

fba = 1.00 x 210 210.0 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 56.9 MPa < fba = 210.0 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 81.0 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((327.834+0.530) x 1000) / 61,072.6 = 5.377 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.2.2 내측 주형지지보

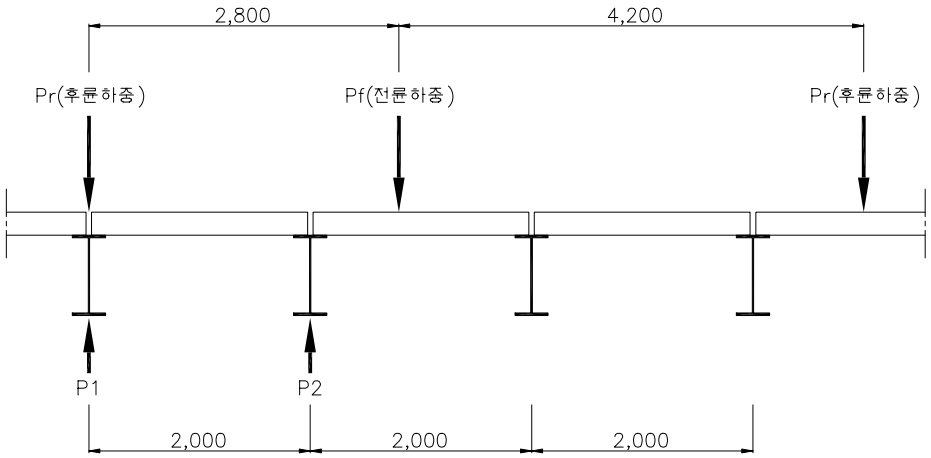
1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	15740.0	mm^2		rx =	189.00	mm
w =	1.240	kN/m		ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4		Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4		Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = 3.000 m (중간 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)



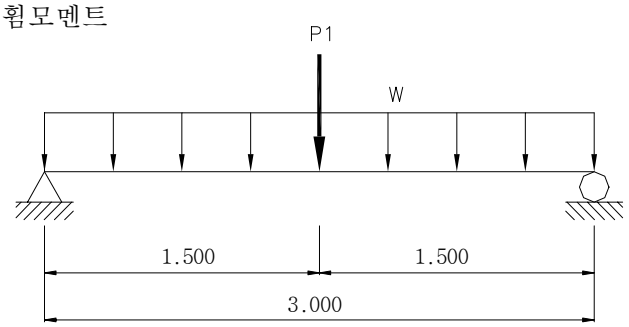
P1 = Sd + SLmax = 23.166 + 304.138

= 327.304 kN (후륜재하시)

P2 = Sd + (SLmax / 4) x (1.2 / 2) = 23.166 + (304.138 / 4) x (1.2 / 2)

= 59.520 kN (전륜재하시)

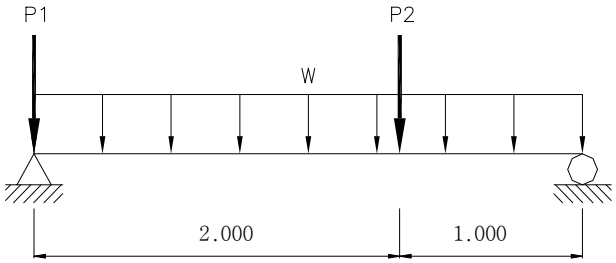
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = P1 x L / 4 + W x L^2 / 8 = (327.304 x 3.000) / 4 + (1.240 x 3.000^2) / 8

= 246.873 kN · m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + P2 x (1.000 / 3.000) + W x L / 2

= 327.304 + 59.520 x (1.000 / 3.000) + (1.240 x 3.000) / 2

= 349.004 kN

Smin = 327.304 + 59.520 + 3.720 - 349.004 = 41.540 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 246,873,000 / 2,550,000 = 96.8 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 349,004/[(440.0-18.0x2)x11.0] = 78.5 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 300.0 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 96.8 MPa < fba = 190.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 78.5 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = v x (πD² /4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((349.004+41.540) x 1000) / 61,072.6 = 6.395 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m) (L = 20.47 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	13480.0	mm^2	rx =	126.0	mm
Y =	1.060	kN/m	ry =	72.6	mm
Ix =	215000000.0	mm^4	Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4	Zy =	466000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 7.200 + 7.200 = 14.400 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

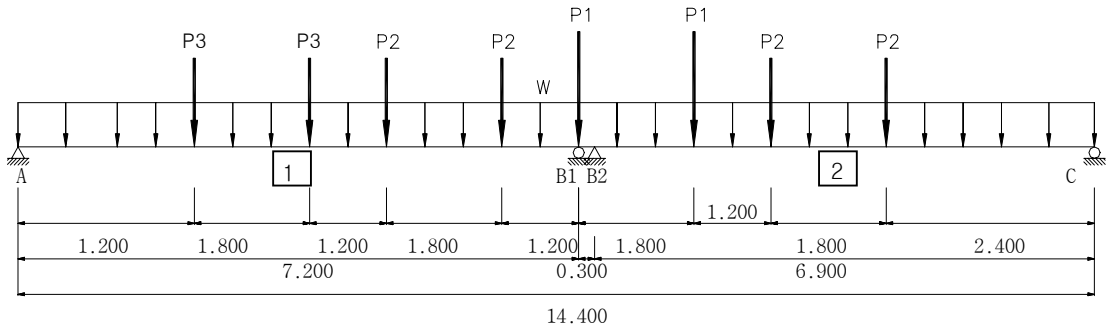
구 분	계 산 식		
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 3.00	=	7.440 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	=	1.060 kN
중앙Pile의 자중	1.060 x 20.466	=	21.694 kN
버팀보의 자중	(0.882 x 7.200 / 2 x 4단) / 3.00 x 3.00	=	50.806 kN
	(1.167 x 7.200 / 2 x 5단) / 3.00 x 3.00	=	84.037 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 4단) x 3.00	=	6.540 kN
합 계		Ps =	171.577 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 6.435 x 7.200 x 1/2 = 23.166 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 6.435 x 7.200 x 1/2 = 23.166 kN

(3) 활 하 중

가. 2차선 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.200 \times (1.200 + 3.000) + 93.600 \times (4.200 + 6.000) + 124.800 \times 7.200}{7.200}$$

$$= 298.350 \text{ kN}$$

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.400 + 4.200) + 124.800 \times 5.400}{6.900}$$

$$= 187.200 \text{ kN}$$

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

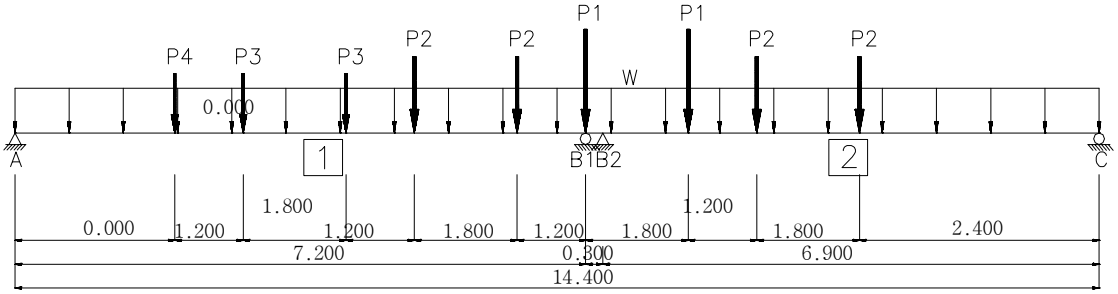
RB1 = 298.350 x 0.25 = 74.588 kN

RB2 = 187.200 x 0.25 = 46.800 kN

③ 2차로 활하중 재하시 반력을 100%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	298.350	74.588	
P2	187.200	46.800	

나. 2.5차선 이상 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.20x0.00 + 70.20x(1.20+3.00) + 93.60x(4.20+6.00) + 124.80x7.20}{7.200}$$

= 298.350 kN

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.400 + 4.200) + 124.800 \times 5.400}{6.900}$$

= 187.200 kN

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

RB1 = 298.350 x 0.25 = 74.588 kN

RB2 = 187.200 x 0.25 = 46.800 kN

③ 2.5차로 이상 활하중 재하시 반력을 90%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	268.515	67.129	
P2	187.200	46.800	

라. 편재하시

① 후륜하중 재하시 B점의 반력

RB1 = MAX(2차선재하시,3차선재하시x90%)

= MAX(298.350 , 268.515) = 298.350 kN (2차선재하시)

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

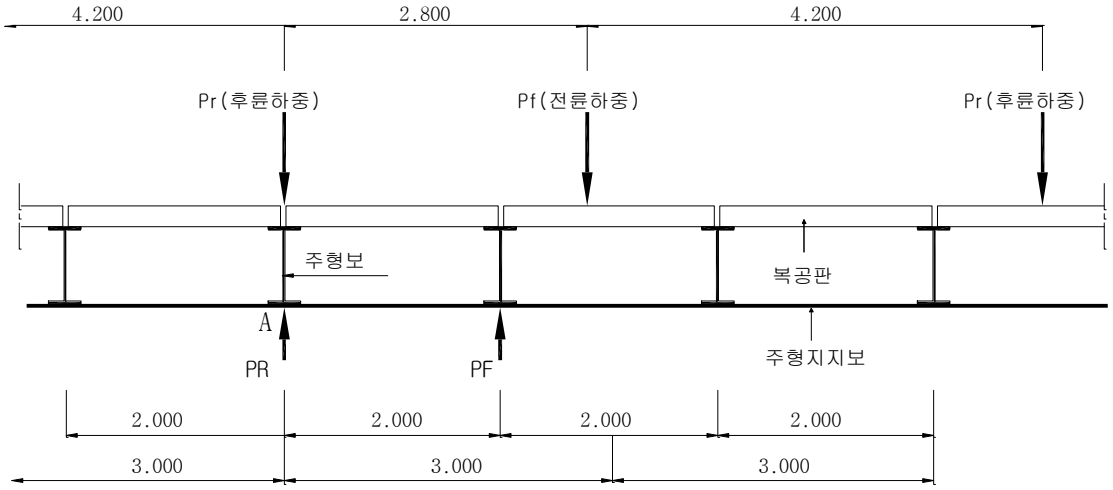
RB1 = 298.350 x 0.25 = 74.588 kN (2차선재하시)

마. 설계적용 활하중

구 분		후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
연직력 최 대	P1	298.350	74.588	(2차선재하시)
	P2	187.200	46.800	(2.5차선이상재하시)
편재하시	P1	298.350	74.588	(2차선재하시)

(4) 단면력 산정

가. 주형보의 반력



① 연직력 최대인경우

PR1 = Pr1 + Sd1 = 298.350 + 23.166 = 321.516 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (74.588 x 1.200 / 2.000) + 23.166 = 67.919 kN

PR2 = Pr2 + Sd2 = 187.200 + 23.166 = 210.366 kN

PF2 = (Pf2 x 1.200 / 2.000) + Sd2 = (46.800 x 1.200 / 2.000) + 23.166 = 51.246 kN

② 편재하시

PR1 = Pr1 + Sd1 = 298.350 + 23.166 = 321.516 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (74.588 x 1.200 / 2.000) + 23.166 = 67.919 kN

PR2 = Sd1 = 23.166 kN

PF2 = Sd2 = 23.166 kN

나. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 321.516 + 67.919 x (1.00 / 3.00)
+ 23.166 = 367.322 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 210.366 + 51.246 x (1.00 / 3.00)
+ 23.166 = 250.614 kN

② 편재하시 (A점 기준)

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 321.516 + 67.919 x (1.00 / 3.00)
+ 23.166 = 367.322 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 23.166 + 23.166 x (1.00 / 3.00)
+ 23.166 = 54.054 kN

다. 단면력 집계

구 분		계 산 식	
압축응력 및 지지력검토		(367.322 + 250.614 + 171.577)/2 + 0.000 =	394.757 kN
편재하시	압축응력 검토	(367.322 + 54.054 + 171.577)/2 + 0.000 =	296.477 kN
	휨압축응력 검토	(367.322 - 54.054) /2 + 0.000 =	156.634 kN

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 394,756.5 / 13,480.00 = 29.3 MPa

(2) fc : 압축응력 - 조합응력검토시

fc = Pp/A = 296,476.5 / 13,480.00 = 22.0 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 156.634 x 0.300 = 46.990 kN.m

여기서, e(편심) = 0.3 m

fb = Mmax/Zx = 46,990,000 / 1,440,000 = 32.6 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 3,359.0 / 126.0 = 26.659 (20 < $\ell/r \leq$ 93)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 201.3 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 3,359.0 / 72.6 = 46.267 (20 < $\ell/r \leq$ 93)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 175.9 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 3,359.0 / 305.0 = 11.197 (4.5 < $\ell/b \leq$ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 185.9 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 3,359.0 / 126.0 = 26.659

fcax = 1.00 x [1200000 / (ℓ/r)^2 x 1.5] = 2532.7 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력	fba =	185.9 MPa	>	fb =	32.6 MPa	∴ O.K !
압축응력	fca =	201.3 MPa	>	fc =	29.3 MPa	∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{22.0}{201.3} + \frac{32.6}{185.9 \times (1 - 22.0 / 2{,}532.7)} = 0.290$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력	fca =	175.9 MPa	>	fc =	29.3 MPa	∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = qd x Ap (파일 지지선단이 풍화암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

qd : 말뚝 선단 지반의 극한 지지력도(tonf)(30 x N)

N : 파일선단 지반의 N치값

Ap : 선단지지 단면적(m^2)

α : 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β : 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 = (1.210m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ : 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력($tonf/m^2$)= 0.1N 적용

qu x Ap = 30 x N x Ap = 110 tonf = 1098.00 kN

: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 1,098.0 / 2 = 549.000 kN
- R(최대반력) = 394.757 kN

: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

∴ R(최대반력) = 394.757 kN < Qa(허용지지력) = 549.000 kN ∴ O.K !

4. 흙막이벽 설계

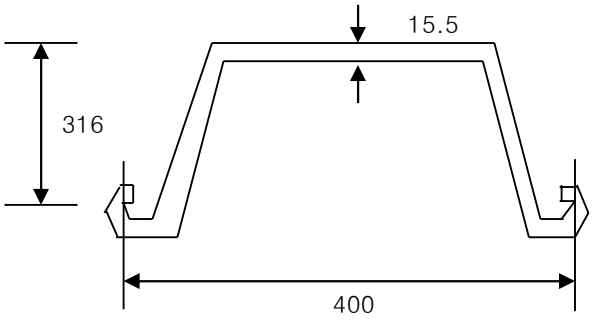
4.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : 합성-V 400×316×15.5 (SY30)

w (kN/m)	1.034
A (mm^2)	27625
I_x (mm^4/m)	420438161
Z_x (mm^3/m)	2712504
R_x (mm/m)	123.4
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	×	2			=	2.12	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	×	2			=	3.288	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	14.400	×	1	×	3	/	3	=	12.701	kN	
		1.167	×	14.400	×	1	×	0	/	3	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	1.034	×	20.466							=	21.15	kN	
주형보의 반력	:	304.138									=	304.138	kN	
주형지지보의 자중:		1.06	×	1.000							=	1.060	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	349.46	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 210.61 kN·m 1

(3) 전단응력 S_{max} = 239.00 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	349.459	x	1000	/	27624.6	=	12.650	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	210.610	x	1000000	/	2712504	×	0.6	MPa	
												=	129.407	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	239.000	x	100	/	2445.1	=	9.775	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (30.310)^2

= 1959.299 MPa

5) 응력검토결과

압축응력 f_{ca} = 255.000 MPa > f_c = 12.650 MPa ---> O.K

휨응력 , f_{ba} = 270.000 MPa > f_b = 129.407 MPa ---> O.K

전단응력 ua = 150.000 MPa > f_u = 9.775 MPa ---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{12.650}{255.0} + \frac{129.407}{270.000 \times (1 - (12.650 / 1959.299))}$$

= 0.532 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 352.710 kN

Total Passive Moment

Mp = 461.169 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 461.169 ÷ 352.710

= 1.308 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 14.460 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

15.466 × 0.2% = 30.932 mm

14.460 < 30.932 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 16.15 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 17.37 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	17.37	13.33	9.83	6.86	2.52	1.04

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 13.33 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 2.52 mm

부등 침하량: 10.81 mm

변위(δ /L) = 10.81 / 8,000 = 1 / 740 < 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 ~ 4 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	3.0	m
버팀보의 설치 각도	0.0	°
버팀보의 온도변화에 의한 축력	120.00	Kn
버팀보 위에 작용하는 등분포하중 (w) (자중, 자재적재 등에 의한 하중)	5.00	kN/m
버팀보의 최대축력	637.40	kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1)	7.200	m
최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2)	7.200	m
강재의 허용응력 보정계수 (강재의 재사용과 장기사용등을 고려하여 보정계수 0.9를 적용)	0.9	

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 = 637.400 / 1 EA / cos (0.0 °) = 637.400 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 637.400 + 120.000 = 757.400 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 757.40 / 112.3622 × 1.0 = 6.741 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 × 7.20^2 / 8 = 32.40 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 32.40 / 1092 × 100 = 2.967 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 × 7.20 / 2 = 18.00 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.320 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.20 / 14.05 × 100 = 51.232 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.20 / 14.05 × 100 = 51.232 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 152.46 Mpa

f_c = 67.410 Mpa f_{bc} = 29.670 Mpa f_{bt} = 29.67 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -97.080$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -37.740$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-97.080) - (-37.740)}{-97.080} = 0.611$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.611 / 10 = 1.061$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.061 \times 0.90) = 21.280$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 152.460 \times 189.0 / 189.0 = 152.46$ Mpa

$\therefore f_c = 67.41$ Mpa $< f_{ca} = 152.46$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 29.67$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 617.21$ Mpa

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

$$= \frac{67.41}{152.46} + \frac{29.67}{189.00 \times (1 - 67.41 / 617.21)}$$

$= 0.442 + 0.176 = 0.618 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 67.41 + \frac{29.67}{(1 - 67.41 / 617.21)}$$

$= 67.410 + 33.308 = 100.718 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 3.200 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{97.080}{152.460} + \left\{\frac{3.200}{106.692}\right\}^2$$

= 0.637 + 0.030^2 = 0.638 ≤ 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
67.41	152.46	O.K	29.67	189.000	O.K	3.200	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.618	O.K	100.718	189.00	O.K	0.638	O.K

4.2.2 버팀보 (Φ406.4mm, t=12mm) : 5 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 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 1095.90 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 7.200 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 7.200 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 : 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 = 1095.900 / 1 EA / cos (0.0 °) = 1095.900 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 1095.900 + 120.000 = 1215.900 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

$f_c = N / A = 1215.90 / 148.7 \times 1.0 = 8.177$ kN/cm^2

(3) 설계 휨모멘트 (M)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 휨모멘트 (M) = $w \times L^2 / 8 = 5.00 \times 7.20^2 / 8 = 32.40$ kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

$f_b = M / Z = 32.40 / 1430 \times 100 = 2.266$ kN/cm^2

(5) 설계 전단력(S)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 전단력 (S) = $w \times L / 2 = 5.00 \times 7.20 / 2 = 18.00$ kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.242 \text{ kN/cm}^2$$

3) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.20 / 14.00 × 100 = 51.429 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.20 / 14.00 × 100 = 51.429 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 152.23 Mpa

f_c = 81.770 Mpa f_{bc} = 22.660 Mpa f_{bt} = 22.66 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -104.430$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -59.110$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-104.430) - (-59.110)}{-104.430} = 0.434$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.434 / 10 = 1.043$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.043 \times 1.20) = 16.235$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 152.230 \times 189.0 / 189.0 = 152.23$ Mpa

$\therefore f_c = 81.77$ Mpa $< f_{ca} = 152.23$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min (0.9 \times 210 , f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 22.66$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 612.49$ Mpa

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

$$= \frac{81.77}{152.23} + \frac{22.66}{189.00 \times (1 - 81.77 / 612.49)}$$

$= 0.537 + 0.138 = 0.675 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 81.77 + \frac{22.66}{(1 - 81.77 / 612.49)}$$

$= 81.770 + 26.151 = 107.921 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 107.265 Mpa

τ = 2.420 Mpa < τ_a = 107.265 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{104.430}{152.230} + \left\{\frac{2.420}{107.265}\right\}^2$$

= 0.686 + 0.023^2 = 0.687 ≤ 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
81.77	152.23	O.K	22.66	189.000	O.K	2.420	107.27	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.675	O.K	107.921	189.00	O.K	0.687	O.K

4.3 버팀보 띠장 설계

4.3.1 버팀보 띠장 (1 ~ 3) 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 = 3.000 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) = 459.000 / 3.000 = 153.000 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

M_1 = 1/8 WL^2 1/8 x 153.000 x 3.000 x 3.000 = 172.125 kN · m

- 연속보로 적용시

M_2 = 1/10 WL^2 1/10 x 153.000 x 3.000 x 3.000 = 137.700 kN · m

∴ Mmax max (137.700 , 172.125) = 172.125 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 153.000 x 3.000 = 267.750 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 153.000 x 3.000 = 275.400 kN

∴ Smax max (267.750 , 275.400) = 275.400 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 172,125,000 / 1,440,000 = 119.531 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 275,400 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 68.000 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 3,000 / 305 = 9.836 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 190.790 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.790 MPa	>	fb =	119.531 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	68.000 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 275400 / 120 = 2295.000 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 267750 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 59.653 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 59.653 MPa ∴ O.K !

4.3.2 버팀보 띠장 (4) 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 = 3.000 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) = 637.400 / 3.000 = 212.467 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 212.467 x 3.000 x 3.000 = 239.025 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 212.467 x 3.000 x 3.000 = 191.220 kN · m

∴ Mmax max (191.220 , 239.025) = 239.025 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

$S_1 = 7/12\ WL$ 7/12 x 212.467 x 3.000 = 371.817 kN

- 연속보로 적용시

$S_2 = 6/10\ WL$ 6/10 x 212.467 x 3.000 = 382.441 kN

∴ Smax max (371.817 , 382.441) = 382.441 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 239,025,375 / 2,550,000 = 93.735 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 382,441 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 86.058 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 300 = 10.000 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.200 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba = 190.200 MPa	>	fb = 93.735 MPa	∴ O.K !	
전단응력	va = 120.000 MPa	>	v = 86.058 MPa	∴ O.K !	
총소요 단면적	= Smax / va = 382440.6 / 120 =			3187.005	mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 1093.493) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 371817.25 / (4444 + 1093.493 x 1ea)

= 67.145 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 67.145 MPa ∴ O.K !

4.3.3 버팀보 띠장 (5) 단 (2H - 300 x 305)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	2H - 300 x 305 x 15 x 15						
▣ 단면 제원 :							
A =	13,480	mm^2		rx =	126	mm	
w =	1.060	kN/m		ry =	72.600	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 = 3.000 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) = 1,095.900 / 3.000 / 2 = 182.650 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 182.650 x 3.000 x 3.000 = 205.481 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 182.650 x 3.000 x 3.000 = 164.385 kN · m

∴ Mmax max (164.385 , 205.481) = 205.481 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 182.650 x 3.000 = 319.638 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 182.650 x 3.000 = 328.770 kN

∴ Smax max (319.638 , 328.770) = 328.770 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 205,481,250 / 1,440,000 = 142.695 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 328,770 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 81.178 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 305 = 9.836 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.790 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.790 MPa	>	fb =	142.695 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	81.178 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 328770 / 120 = 2739.750 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 mm^2

사용 PL = 2PL - 145 x 270 x 14

사용 PL 단면적 (Aw') = 145 x 270 x 14 x 2ea / 1500 = 730.8 mm^2

소요 STIFFENER 수량 (n) = (0 / 730.8) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 319637.5 / (4050 + 730.8 x 1ea)

= 66.859 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 66.859 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
주형보	휨 응 력		MPa	90.50	197.40	2.18	∴ O.K	I - 700x300x13x24
	전단응력		MPa	38.62	120.00	3.11	∴ O.K	
	처 짐		mm	4.31	18.00	4.18	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(측면)	휨 응 력		MPa	56.92	210.00	3.69	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	전단응력		MPa	80.95	120.00	1.48	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(중앙)	휨 응 력		MPa	96.81	190.20	1.96	∴ O.K	H - 440x300x11x18
	전단응력		MPa	78.53	120.00	1.53	∴ O.K	(SS400)
중앙파일	휨응력		MPa	32.63	185.89	5.70	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	압축응력		MPa	29.29	201.34	6.88	∴ O.K	
	조합응력			0.29	1.00	3.45	∴ O.K	(SS400)
	지지력		kN	394.76	549.00	1.39	∴ O.K	
쉬트파일	휨응력		MPa	129.41	270.00	2.09	∴ O.K	합성-V 400×316×15.5
	압축응력		MPa	12.65	255.00	20.16	∴ O.K	
	전단응력		MPa	9.77	150.00	15.35	∴ O.K	(SY30)
	조합응력			0.532	1.000	1.88	∴ O.K	
버팀보(9t)	작용력		kN/ea	757.40				Φ406.4mm, t=9mm
	조합응력			0.64	1.00	1.57	∴ O.K	(SS400)
버팀보(12t)	작용력		kN/ea	1215.90				Φ406.4mm, t=12mm
	조합응력			0.69	1.00	1.46	∴ O.K	(SS400)
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	119.53	190.79	1.60	∴ O.K	H - 300x305x15x15
		전단응력	MPa	59.65	120.00	2.01	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 H440	휨응력	MPa	93.74	190.20	2.03	∴ O.K	H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	67.15	120.00	1.79	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 2H-300	휨응력	MPa	142.70	190.79	1.34	∴ O.K	2H - 300x305x15x15
		전단응력	MPa	81.18	120.00	1.48	∴ O.K	(SS400)

5.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	1.31	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	14.46㎜	<	30.93㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/556	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+260.000~STA.8+280.000 NBB-6 GL-11.30M적용)

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

PROFILE   1    3.025     1      1
          2    12.660    3      3
          3    19.727    4      4
          4    23.213    5      5
          5    25.049    6      6
          6    30.000    7      7
          7    60        8      8

VWALL   1    19.946    .02762     4.2044E-04     2.1E+08     1     1     1     0     0
        2    19.946    .008336    .000133        2.1E+08     2.4   .594  .201  0     0


STRUT   1    0.7     0.02355          7.2          2        0        0        0        0
        2    2.197   0.01124          7.2          3        150      0        0        0
        3    4.697   0.01124          7.2          3        200      0        0        0
        4    6.727   0.01124          7.2          3        250      0        0        0
        5    9.227   0.01124          7.2          3        300      0        0        0
        6    11.727  0.01487          7.2          3        300      0        0        0
```

```
Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.2
      gwl 11.3 11.3 10
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 1.2

STEP  2  const strut 1 and excavation to 2.697
      const strut 1
      excavation 2.697

STEP  3  const strut 2 and excavation to 5.197
      const strut 2
      excavation 5.197

STEP  4  const strut 3 and excavation to 7.227
      const strut 3
      excavation 7.227

STEP  5  const strut 4 and excavation to 9.727
      const strut 4
      excavation 9.727

STEP  6  const strut 5 and excavation to 12.227
      const strut 5
      excavation 12.227

STEP  7  const strut 6 and excavation to 15.466
      const strut 6
      excavation 15.466
      ground settlement
      depth check

STEP  8  peck check
      peck 0.65 0 0
```

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+260) 검토.datDate : 2015-10-13
Project : 종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+260.000~STA.8+280.000 NBB-6 GL-11.30M적용)Time : 11:2

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	1.20	1.55	4.50	-3.67	1.10	0.19	8.40	-4.00	3.20
2	2.70	10.95	0.70	-7.93	3.00	10.34	2.20	-2.92	5.20
-3	2.70	26.88	2.20	-23.12	2.20	2.24	5.10	-18.43	2.20
3	5.20	54.91	2.20	-34.51	2.20	34.10	4.60	-40.47	2.20
-4	5.20	34.05	4.70	-32.61	4.70	6.33	6.70	-19.07	2.20
4	7.20	71.72	4.70	-38.61	4.70	39.99	6.80	-38.32	4.70
-5	7.20	42.62	6.70	-40.72	6.70	8.31	8.60	-19.16	2.20
5	9.70	101.09	6.70	-51.88	6.70	64.79	9.10	-58.14	6.70
-6	9.70	52.95	6.70	-55.78	9.20	15.98	8.00	-19.16	2.20
6	12.20	134.16	9.20	-78.27	9.20	93.18	11.80	-84.67	9.20
-7	12.20	79.26	9.20	-61.72	9.20	26.46	10.80	-36.81	9.20
7	15.50	239.20	11.70	-126.04	11.70	210.61	14.90	-197.55	11.70
8	15.50	174.24	11.70	-98.35	11.70	133.90	14.60	-139.55	11.70

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 No	Exca Depth	1 0.7	2 2.2	3 4.7	4 6.7	5 9.2	6 11.7
1	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	2.7	26.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-3	2.7	-7.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	5.2	-39.1	274.1	0.0	0.0	0.0	0.0
-4	5.2	-8.8	171.6	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.2	-15.1	162.4	331.0	0.0	0.0	0.0
-5	7.2	-8.9	173.9	199.7	0.0	0.0	0.0
5	9.7	-6.5	159.3	178.8	459.0	0.0	0.0
-6	9.7	-8.9	172.0	201.8	282.4	0.0	0.0
6	12.2	-8.1	173.0	186.0	245.8	637.4	0.0
-7	12.2	-8.6	172.0	196.1	274.5	423.0	0.0
7	15.5	-9.2	174.3	203.8	249.2	250.7	1095.9
8	15.5	210.1	396.0	393.8	313.7	244.2	817.8

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

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

Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
1	0.00	0.00(3)	0.00(0)	0.10(8)	0.00(0)	0.89(3)	59.99(8)
6	0.50	0.00(0)	-31.14(8)	0.00(0)	-7.58(8)	0.80(1)	64.63(8)
8	0.70	60.80(8)	-44.25(8)	0.00(0)	-15.11(8)	0.80(2)	66.57(8)
13	1.20	26.28(8)	-23.72(3)	6.77(8)	-12.13(3)	0.86(2)	71.65(8)
23	2.20	81.22(8)	-50.78(8)	10.34(2)	-40.47(3)	0.92(2)	82.84(8)
28	2.70	46.82(3)	-7.38(2)	25.49(8)	-14.98(3)	1.13(3)	89.01(8)
31	3.00	41.40(3)	-7.93(2)	32.96(8)	-11.51(4)	1.28(3)	55.25(8)
36	3.50	30.23(3)	-14.43(8)	32.54(8)	-11.94(4)	1.54(3)	54.43(8)
48	4.70	71.72(4)	-78.49(8)	34.08(3)	-38.32(4)	1.92(3)	52.50(8)
53	5.20	56.33(4)	-17.06(3)	29.44(3)	-21.34(5)	1.93(3)	51.71(8)
58	5.70	39.80(4)	-24.43(3)	18.30(3)	-24.81(5)	1.86(3)	50.93(8)
68	6.70	101.09(5)	-51.88(5)	39.83(4)	-58.14(5)	2.18(4)	49.41(8)
73	7.20	81.35(5)	-16.20(4)	36.70(4)	-19.19(6)	2.25(4)	48.65(8)
81	8.00	47.77(5)	-24.59(4)	39.33(5)	-24.21(6)	2.92(5)	47.47(8)
93	9.20	134.16(6)	-78.27(6)	64.33(5)	-84.67(6)	3.59(5)	51.16(7)
98	9.70	109.83(6)	-31.24(5)	54.81(5)	-53.81(7)	3.58(5)	49.77(5)
106	10.50	69.29(6)	-60.88(7)	48.15(6)	-86.10(7)	4.42(6)	52.33(6)
118	11.70	239.20(7)	-126.04(7)	93.04(6)	-197.55(7)	5.53(6)	58.94(7)
123	12.20	208.69(7)	-26.14(6)	87.70(6)	-85.47(7)	6.45(7)	64.20(7)
128	12.70	175.65(7)	-51.44(6)	67.73(6)	-18.93(5)	8.46(7)	69.48(7)
156	15.50	4.67(5)	-72.11(8)	191.14(7)	-32.19(6)	14.28(7)	103.23(7)
161	16.00	6.72(6)	-89.19(8)	154.19(7)	-30.50(6)	13.58(7)	0.00(0)
166	16.50	11.52(6)	-94.18(7)	108.85(7)	-25.80(6)	12.45(7)	0.00(0)
171	17.00	12.79(6)	-89.86(7)	62.23(7)	-19.58(6)	11.01(7)	0.00(0)
176	17.50	11.70(6)	-72.43(7)	21.08(7)	-21.16(8)	9.39(7)	0.00(0)
181	18.00	9.40(6)	-42.58(7)	0.77(5)	-22.45(8)	7.71(7)	0.00(0)
186	18.50	14.67(8)	-4.53(7)	0.65(5)	-19.88(7)	6.05(7)	0.00(0)
191	19.00	18.19(7)	-0.41(5)	0.46(5)	-15.57(7)	4.44(7)	0.00(0)
196	19.50	20.86(7)	-0.35(5)	0.27(5)	-4.91(7)	2.87(7)	0.00(0)
198	19.70	13.66(7)	-0.30(5)	0.21(7)	-1.23(7)	2.25(7)	0.00(0)
Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
Max/Min		239.20	-126.04	210.61	-197.55	14.46	103.23

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

Max Disp / Max Exdepth = 14.46mm/15.50m = 0.09%

변 경

8. Ramp-B

(STA.8+ 280.000～STA.8+ 340.000)

목 차

1. 표준단면

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

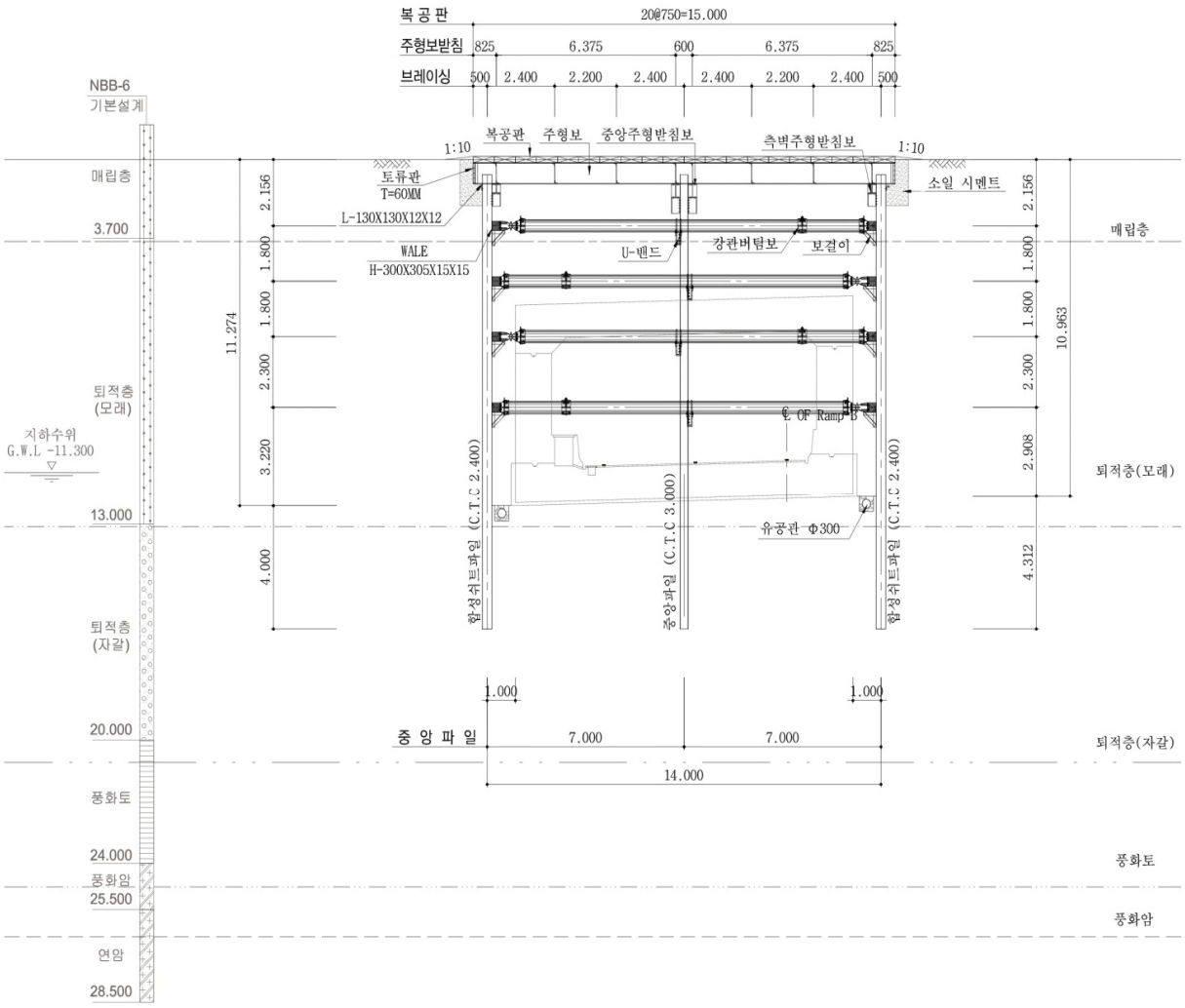
3. 노면복공 설계
   3.1 주형보 설계
   3.2 주형지지보 설계
   3.3 중앙말뚝 설계

4. 흙막이 벽 설계
   4.1 SHEETPILE 설계
   4.2 버팀보 설계
   4.3 버팀보 띠장 설계

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


복 공 판
20@750=15.000
주형보받침
825
6.375
600
6.375
825
브레이싱
500
2.400
2.200
2.400
2.400
2.200
2.400
500
NBB-6
기본설계
복공판
주형보
중앙주형받침보
측벽주형받침보
1:10
1:10
매립층
토류판
T=60MM
L-130X130X12X12
WALE
H-300X305X15X15
소일 시멘트
U-벤드
강관버팀보
보걸이
3.700
2.156
1.800
1.800
2.300
3.220
11.274
4.000
퇴적층
(모래)
지하수위
G.W.L -11.300
C OF Ramp B
13.000
퇴적층
(자갈)
합성쉬트파일 (C.T.C 2.400)
중앙파일 (C.T.C 3.000)
유공관 Φ300
합성쉬트파일 (C.T.C 2.400)
2.156
1.800
1.800
2.300
2.908
10.963
4.312
매립층
퇴적층(모래)
1.000
1.000
중 앙 파 일
7.000
7.000
14.000
20.000
퇴적층(자갈)
풍화토
24.000
풍화암
25.500
연암
28.500
풍화토
풍화암

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3.노면복공설계

3.1 주형보 설계

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	I - 700 x	300 x	13.0 x	24	(SS400)		
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 7.000 m ∴ 최대 주형보 2.5 차로 재하

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	4.000	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(4 + 1.85) x 0.100	=	0.585	kN/m
합 계		∑ W =	6.435	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 7.000) = 0.319 ㄴ 0.300

∴ I = 0.300

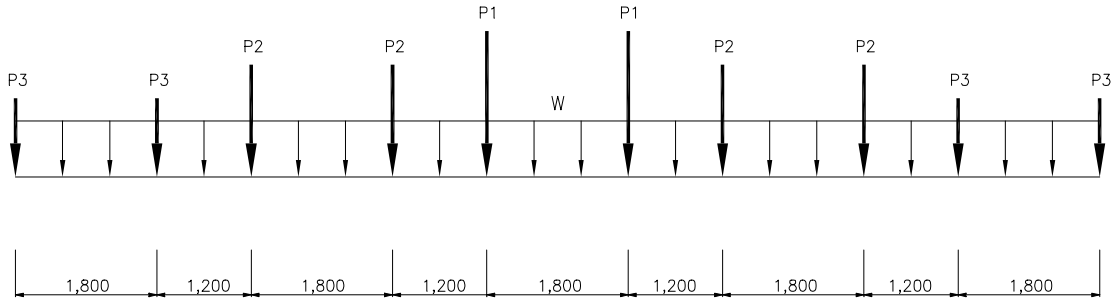
P1 = 240.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 124.800 kN (DB-24 후륜하중)

P2 = 180.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 93.600 kN (DB-18 후륜하중)

P3 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

P4 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

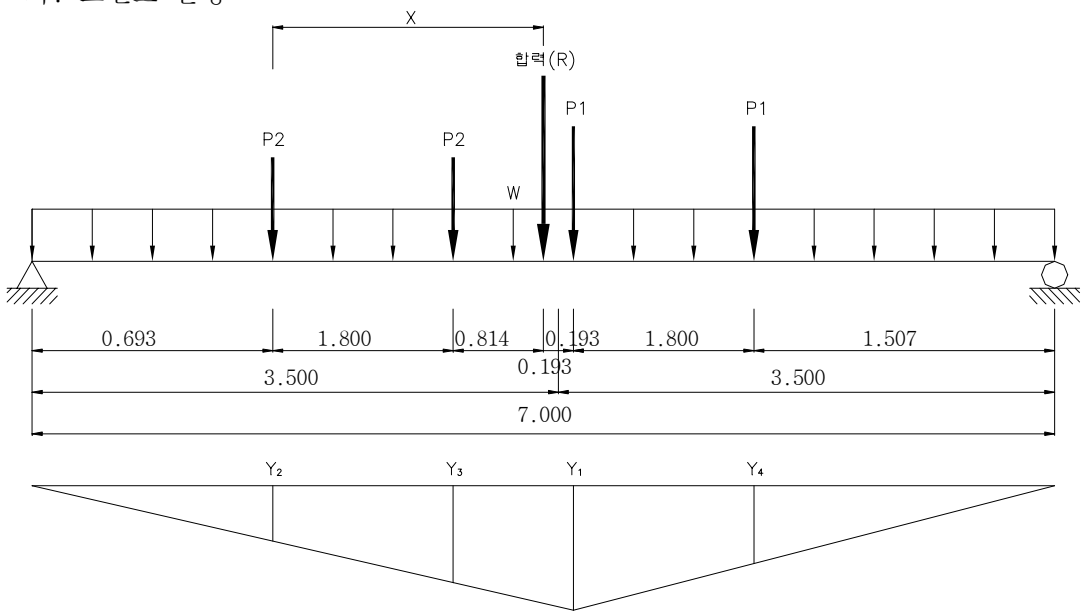
(3) 보가 차량 진행방향과 직각인 경우의 연행이동 하중



3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 2) = 436.800 kN

합력작용점(X) = [{P1 x (3.0 + 4.8)} + (P2 x 1.8)] / R

= [(124.8 x 7.80) + (93.6 x 1.8)] / 436.800 = 2.614 m

Y_1 =	1.745
Y_2 =	0.327
Y_3 =	1.178
Y_4 =	0.795

∑Yp1 = 1.745 + 0.795 = 2.540 m

∑Yp2 = 0.327 + 1.178 = 1.505 m

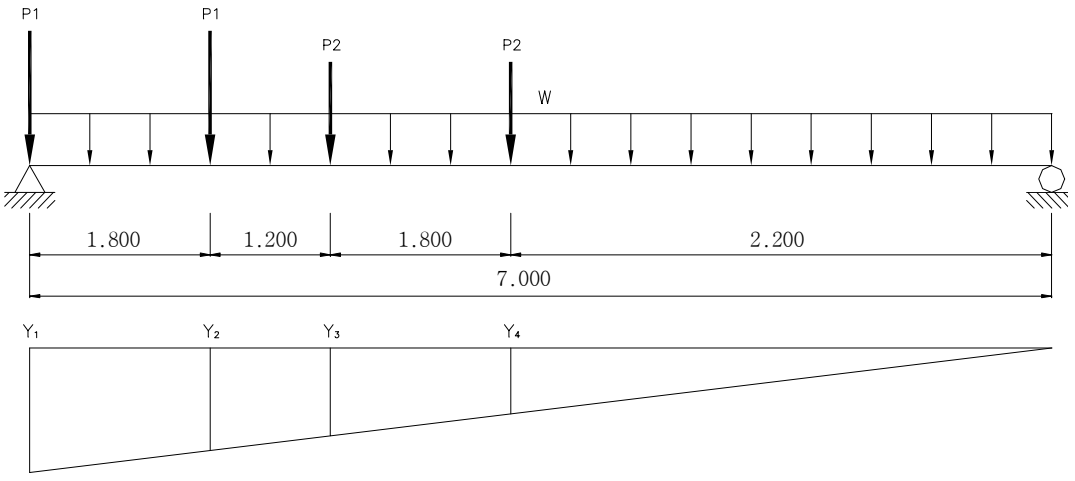
A = 7.000 x (1.745 / 2) = 6.108 m^2

Md = 6.108 x 6.435 = 39.305 kN·m

ML = 124.800 x 2.540 + 93.600 x 1.505 = 457.860 kN·m

M1 = Md + ML = 39.305 + 457.860 = 497.165 kN·m

나. 전단력 산정

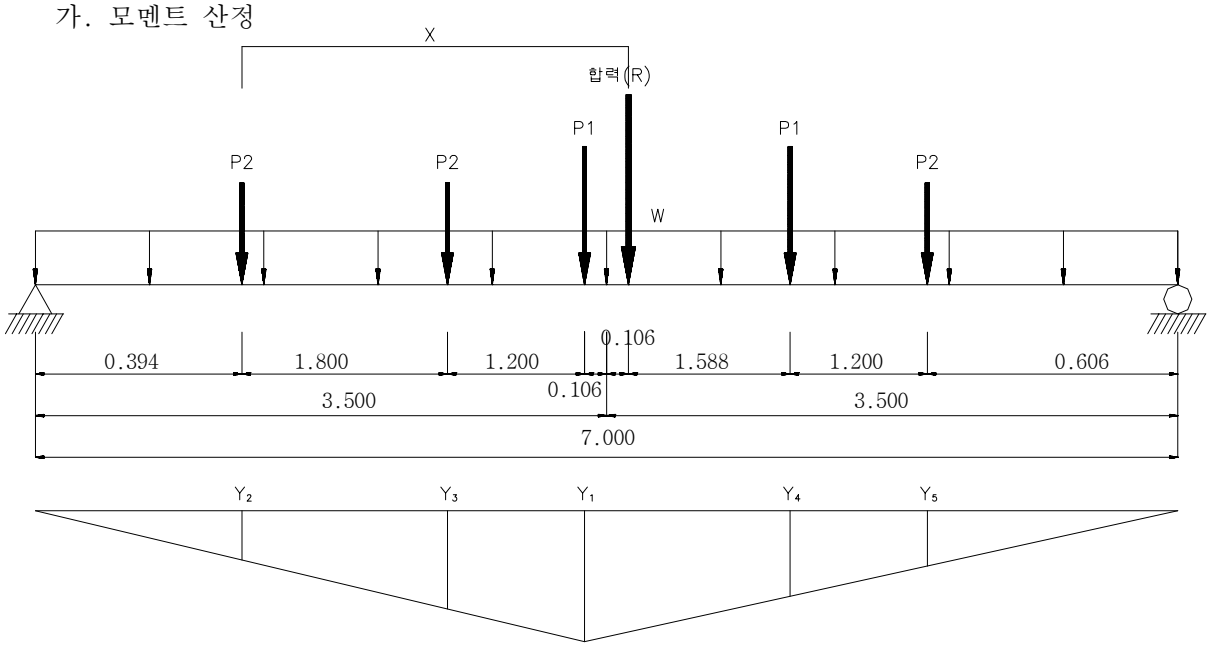


∑Yp1 = 1.000 + 0.743 =	1.743	m	
∑Yp2 = 0.571 + 0.314 =	0.885	m	
A = 7.000 x (1.000 / 2) =	3.500	㎡	
Sd = 3.500 x 6.435 =	22.523	kN	
SL = 124.800 x 1.743 + 93.600 x 0.885 =	300.362	kN	
S1 = Sd + SL = 22.523 + 300.362 =	322.885	kN	

Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.743
Y_3 =	0.571
Y_4 =	0.314

(2) 2.5차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 3) = 530.400 kN

합력작용점(X) = {P1 x (3.0 + 4.8) + P2 x (6.0 + 1.8)} / R

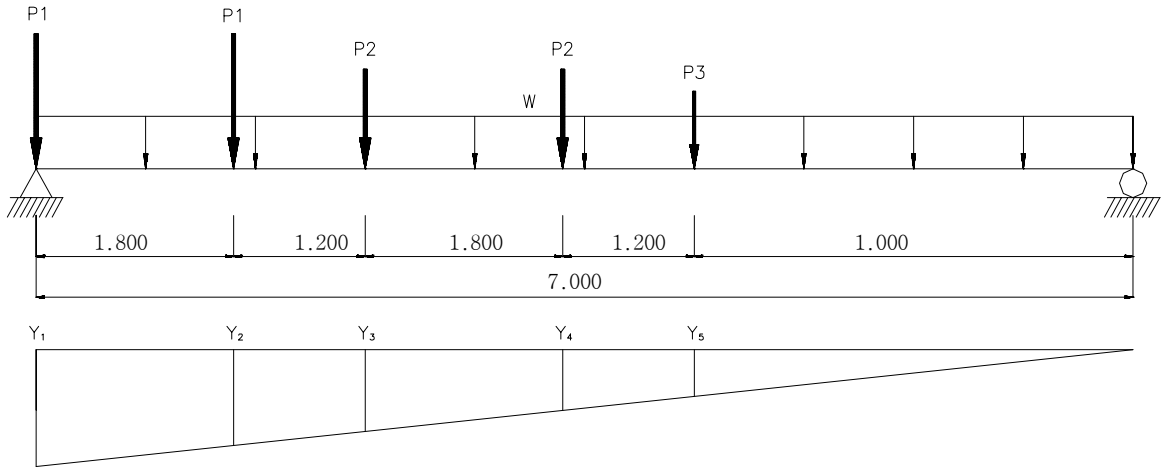
= [(124.800 x (3 + 4.80) + {93.600 x (6.0 + 1.8)}] / 530.400

= 3.212 m

∑Yp1 = 1.748 + 0.875 =	2.623	m	
∑Yp2 = 0.294 + 1.130 + 0.203 =	1.627	m	
A = 1/2 x 7.000 x 1.748 =	6.118	㎡	
Md = 6.118 x 6.435 =	39.369	kN·m	
ML = 0.9 x (124.800 x 2.623 + 93.600 x 1.627)			
=	431.674	kN·m	
M2 = Md + ML = 39.369 + 431.674 =	471.04	kN·m	

Y_1 =	1.748
Y_2 =	0.203
Y_3 =	1.130
Y_4 =	0.875
Y_5 =	0.294

나. 전단력 산정



Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.743
Y_3 =	0.571
Y_4 =	0.314
Y_5 =	0.143

∑Yp1 = 1.000 + 0.743 = 1.743 m

∑Yp2 = 0.571 + 0.314 = 0.885 m

∑Yp3 = 0.143 = 0.143 m

A = 7.000 x (1.000 / 2) = 3.500 ㎡

Sd = 3.500 x 6.435 = 22.523 kN

SL = 0.9 x (124.8 x 1.743 + 93.6 x 0.885 + 70.2 x 0.143)

= 279.361 kN

S2 = Sd + SL = 22.523 + 279.361 = 301.884 kN

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1, M2 중 큰값 497.165 kN·m

Smax = S1, S2 중 큰값 322.885 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 497165000 / 5760000 = 86.3 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 322885 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 38.1 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.40 m

ℓ /b = 2400 / 300.0 = 8.000 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 197.4 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 86.3 MPa < fba = 197.4 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 38.1 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 457.860 / (1 + 0.300) = 352.200 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 6.435 x 7.000^2 / 8 = 39.414 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 352200000 \times 7000^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 3.407 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = $w\ell^2$ / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 39414000 \times 7000^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.477 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 3.407 + 0.477 = 3.884 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 7000 / 400 = 17.5 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 17.5 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 3.884 mm < δa = 17.500 mm ∴ O.K !

3.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

3.2.1 외측 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.00	mm
W =	1.060	kN/m		ry =	72.60	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

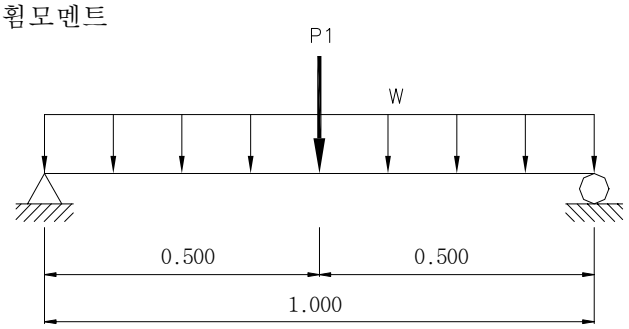
설계경간(L) = 1.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 22.523 + 300.362 = 322.885 kN (후륜재하시)

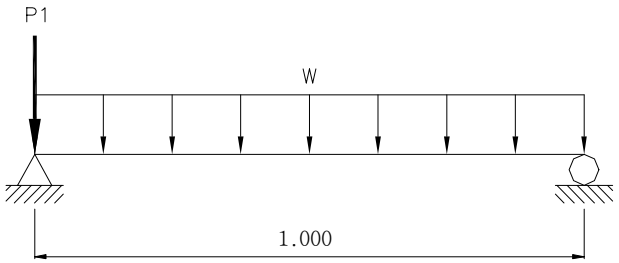
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.060 x 1.000) / 8 + (322.885 x 1.000) / 4

= 80.854 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 322.885 + (1.060 x 1.000) / 2

= 323.415 kN

Smin = 322.885 + 1.060 - 323.415 = 0.530 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 80854000 / 1440000 = 56.1 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 323,415 / [(300.0 - 15.0x2)x15.0)] = 79.86 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 1,000 / 305 = 3.279 (ℓ/b ≤ 4.5)

fba = 1.00 x 210 210.0 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 56.1 MPa < fba = 210.0 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 79.9 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((323.415+0.530) x 1000) / 61,072.6 = 5.304 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.2.2 내측 주형지지보

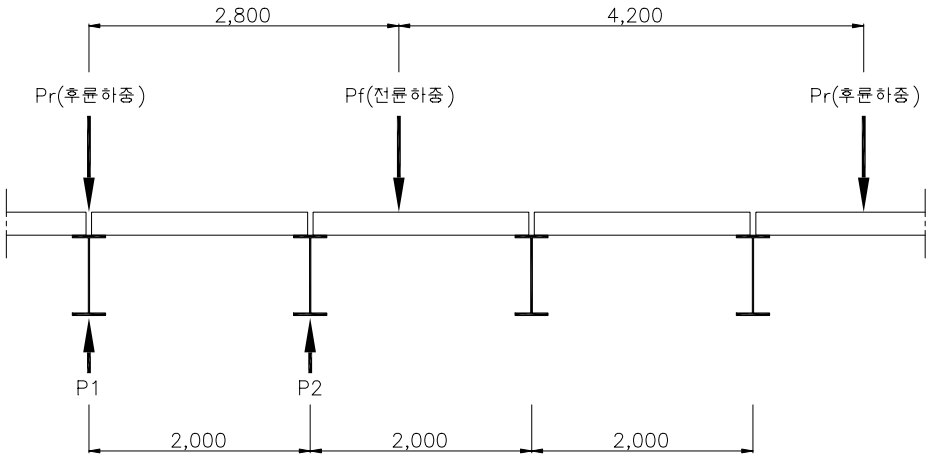
1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	15740.0	mm^2	rx =	189.00	mm
w =	1.240	kN/m	ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4	Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4	Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = 3.000 m (중간 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)



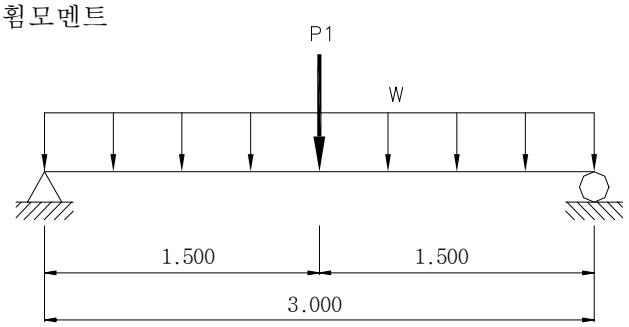
P1 = Sd + SLmax = 22.523 + 300.362

= 322.885 kN (후륜재하시)

P2 = Sd + (SLmax / 4) x (1.2 / 2) = 22.523 + (300.362 / 4) x (1.2 / 2)

= 58.568 kN (전륜재하시)

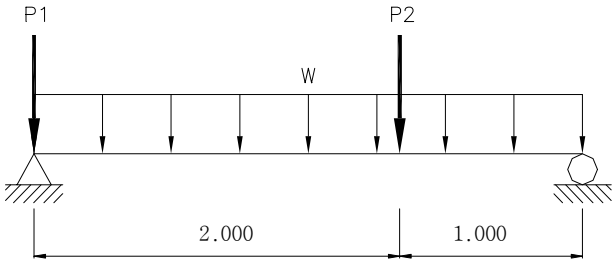
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = P1 x L / 4 + W x L^2 / 8 = (322.885 x 3.000) / 4 + (1.240 x 3.000^2) / 8

= 243.559 kN · m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + P2 x (1.000 / 3.000) + W x L / 2

= 322.885 + 58.568 x (1.000 / 3.000) + (1.240 x 3.000) / 2

= 344.268 kN

Smin = 322.885 + 58.568 + 3.720 - 344.268 = 40.905 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 243,559,000 / 2,550,000 = 95.5 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 344,268/[(440.0-18.0x2)x11.0] = 77.5 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 300.0 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 95.5 MPa < fba = 190.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 77.5 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = v x (πD² /4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((344.268+40.905) x 1000) / 61,072.6 = 6.307 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m) (L = 15.27 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	13480.0	mm^2	rx =	126.0	mm
Y =	1.060	kN/m	ry =	72.6	mm
Ix =	215000000.0	mm^4	Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4	Zy =	466000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 7.000 + 7.000 = 14.000 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

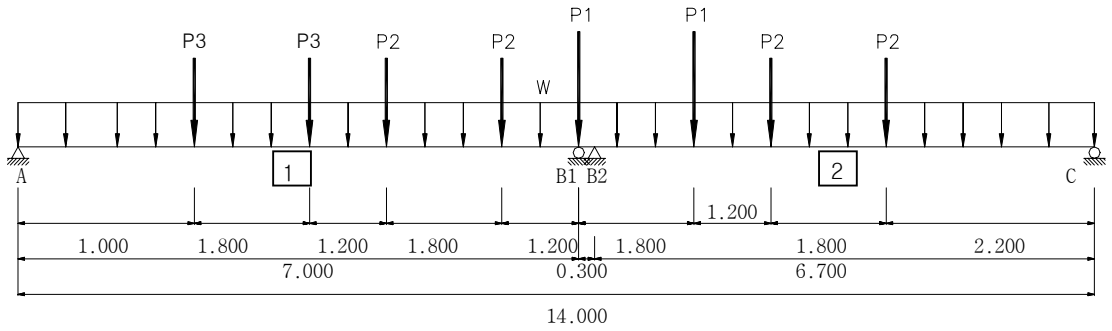
구 분	계 산 식		
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 3.00	=	7.440 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	=	1.060 kN
중앙Pile의 자중	1.060 x 15.274	=	16.190 kN
버팀보의 자중	(0.882 x 7.000 / 2 x 4단) / 3.00 x 3.00	=	49.394 kN
	(1.167 x 7.000 / 2 x 0단) / 3.00 x 3.00	=	0.000 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 4단) x 3.00	=	6.540 kN
합 계		Ps =	80.624 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 6.435 x 7.000 x 1/2 = 22.523 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 6.435 x 7.000 x 1/2 = 22.523 kN

(3) 활 하 중

가. 2차선 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.200 \times (1.000 + 2.800) + 93.600 \times (4.000 + 5.800) + 124.800 \times 7.000}{7.000}$$

$$= 293.949 \text{ kN}$$

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.200 + 4.000) + 124.800 \times 5.200}{6.700}$$

$$= 183.475 \text{ kN}$$

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

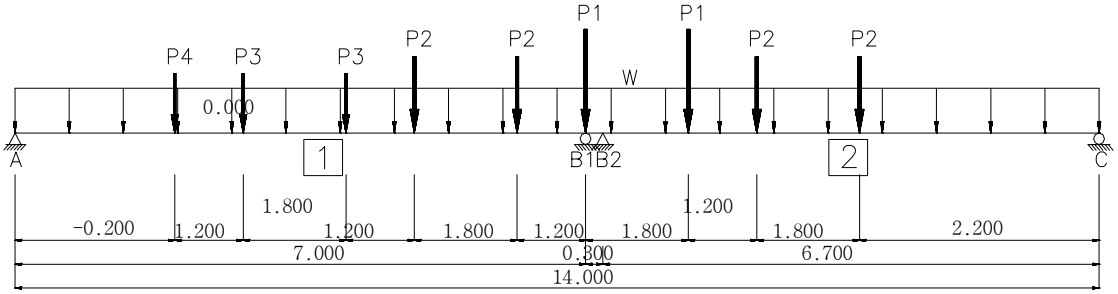
RB1 = 293.949 x 0.25 = 73.487 kN

RB2 = 183.475 x 0.25 = 45.869 kN

③ 2차로 활하중 재하시 반력을 100%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	293.949	73.487	
P2	183.475	45.869	

나. 2.5차선 이상 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.20x-0.20 + 70.20x(1.00+2.80) + 93.60x(4.00+5.80) + 124.80x7.00}{7.000}$$

= 291.943 kN

$$RB2 = \frac{93.600 \text{ x } (2.200 + 4.000) + 124.800 \text{ x } 5.200}{6.700}$$

= 183.475 kN

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

RB1 = 291.943 x 0.25 = 72.986 kN

RB2 = 183.475 x 0.25 = 45.869 kN

③ 2.5차로 이상 활하중 재하시 반력을 90%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	262.749	65.687	
P2	183.475	45.869	

라. 편재하시

① 후륜하중 재하시 B점의 반력

RB1 = MAX(2차선재하시,3차선재하시x90%)

= MAX(293.949 , 262.749) = 293.949 kN (2차선재하시)

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

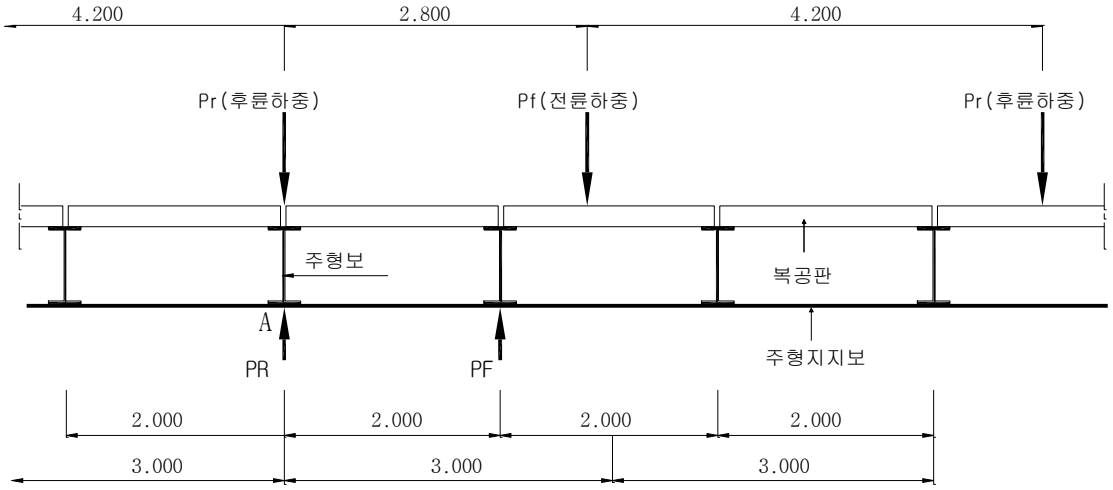
RB1 = 293.949 x 0.25 = 73.487 kN (2차선재하시)

마. 설계적용 활하중

구 분		후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
연직력 최 대	P1	293.949	73.487	(2차선재하시)
	P2	183.475	45.869	(2.5차선이상재하시)
편재하시	P1	293.949	73.487	(2차선재하시)

(4) 단면력 산정

가. 주형보의 반력



① 연직력 최대인경우

PR1 = Pr1 + Sd1 = 293.949 + 22.523 = 316.472 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (73.487 x 1.200 / 2.000) + 22.523 = 66.615 kN

PR2 = Pr2 + Sd2 = 183.475 + 22.523 = 205.998 kN

PF2 = (Pf2 x 1.200 / 2.000) + Sd2 = (45.869 x 1.200 / 2.000) + 22.523 = 50.044 kN

② 편재하시

PR1 = Pr1 + Sd1 = 293.949 + 22.523 = 316.472 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (73.487 x 1.200 / 2.000) + 22.523 = 66.615 kN

PR2 = Sd1 = 22.523 kN

PF2 = Sd2 = 22.523 kN

나. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 316.472 + 66.615 x (1.00 / 3.00)
+ 22.523 = 361.200 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 205.998 + 50.044 x (1.00 / 3.00)
+ 22.523 = 245.202 kN

② 편재하시 (A점 기준)

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 316.472 + 66.615 x (1.00 / 3.00)
+ 22.523 = 361.200 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 22.523 + 22.523 x (1.00 / 3.00)
+ 22.523 = 52.553 kN

다. 단면력 집계

구 분		계 산 식	
압축응력 및 지지력검토		(361.200 + 245.202 + 80.624)/2 + 0.000 =	343.513 kN
편재하시	압축응력 검토	(361.200 + 52.553 + 80.624)/2 + 0.000 =	247.189 kN
	휨압축응력 검토	(361.200 - 52.553) /2 + 0.000 =	154.324 kN

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 343,513.0 / 13,480.00 = 25.5 MPa

(2) fc : 압축응력 - 조합응력검토시

fc = Pp/A = 247,188.5 / 13,480.00 = 18.3 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 154.324 x 0.300 = 46.297 kN.m

여기서, e(편심) = 0.3 m

fb = Mmax/Zx = 46,297,000 / 1,440,000 = 32.2 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 3,064.0 / 126.0 = 24.317 (20 < $\ell/r \leq$ 93)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 204.4 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 3,064.0 / 72.6 = 42.204 (20 < $\ell/r \leq$ 93)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 181.1 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 3,064.0 / 305.0 = 10.213 (4.5 < $\ell/b \leq$ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 189.4 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 3,064.0 / 126.0 = 24.317

fcax = 1.00 x [1200000 / (ℓ/r)^2 x 1.5] = 3044.1 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력 fba = 189.4 MPa > fb = 32.2 MPa ∴ O.K !

압축응력 fca = 204.4 MPa > fc = 25.5 MPa ∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{18.3}{204.4} + \frac{32.2}{189.4 \times (1 - 18.3 / 3{,}044.1)} = 0.260$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력 fca = 181.1 MPa > fc = 25.5 MPa ∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = qd x Ap (파일 지지선단이 풍화암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

qd : 말뚝 선단 지반의 극한 지지력도(tonf)(30 x N)

N : 파일선단 지반의 N치값

Ap : 선단지지 단면적(m^2)

α : 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β : 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 = (1.210m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ : 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/m^2)= 0.1N 적용

qu x Ap = 30 x N x Ap = 110 tonf = 1098.00 kN

: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 1,098.0 / 2 = 549.000 kN
- R(최대반력) = 343.513 kN

: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

∴ R(최대반력) = 343.513 kN < Qa(허용지지력) = 549.000 kN ∴ O.K !

4. 흙막이벽 설계

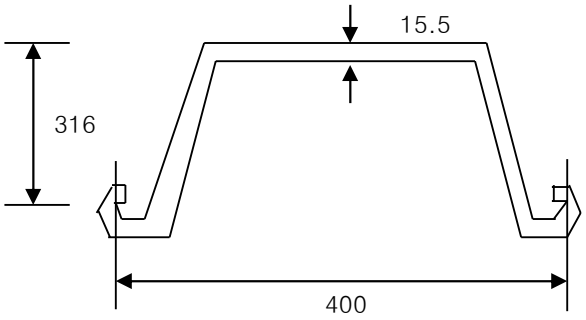
4.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : 합성-V 400×316×· (SY30)

w (kN/m)	1.034
A (mm^2)	27625
I_x (mm^4/m)	420438161
Z_x (mm^3/m)	2712504
R_x (mm/m)	123.4
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	×	3			=	3.18	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	×	2			=	3.288	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	14.000	×	1	×	3	/	3	=	12.349	kN	
		1.167	×	14.000	×	1	×	0	/	3	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	1.034	×	15.274							=	15.79	kN	
주형보의 반력	:	300.362									=	300.362	kN	
주형지지보의 자중:		1.06	×	1.000							=	1.060	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	341.02	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 127.27 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 142.78 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	341.025	x	1000	/	27624.6	=	12.345	MPa
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	127.270	x	1000000	/	2712504	×	0.6	MPa
												=	78.200	MPa
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	142.780	x	100	/	2445.1	=	5.839	MPa

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (26.090)^2

= 2644.383 MPa

5) 응력검토결과

압축응력 f_{ca} = 255.000 MPa > f_c = 12.345 MPa ---> O.K

휨응력 , f_{ba} = 270.000 MPa > f_b = 78.200 MPa ---> O.K

전단응력 ua = 150.000 MPa > f_u = 5.839 MPa ---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{12.345}{255.0} + \frac{78.200}{270.000 \times (1 - (12.345 / 2644.383))}$$

= 0.339 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 131.946 kN

Total Passive Moment

Mp = 169.506 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 169.506 ÷ 131.946

= 1.285 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 8.240 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

11.274 × 0.2% = 22.548 mm

8.240 < 22.548 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 13.81 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 17.37 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	17.37	12.70	8.76	5.56	1.32	3.60

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 12.70 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 1.32 mm

부등 침하량: 11.38 mm

변위(δ /L) = 11.38 / 8,000 = 1 / 703 < 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 ~ 4 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 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 637.10 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 7.000 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 7.000 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 = 637.100 / 1 EA / cos (0.0 °) = 637.100 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 637.100 + 120.000 = 757.100 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 757.10 / 112.3622 × 1.0 = 6.738 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 × 7.00^2 / 8 = 30.63 kN · m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 30.63 / 1092 × 100 = 2.804 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 × 7.00 / 2 = 17.50 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.311 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 7.00 / 14.05 × 100 = 49.809 < 100 ∴ O.K

L / R = 7.00 / 14.05 × 100 = 49.809 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 154.12 Mpa

f_c = 67.380 Mpa f_{bc} = 28.040 Mpa f_{bt} = 28.04 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -95.420$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -39.340$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-95.420) - (-39.340)}{-95.420} = 0.588$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.588 / 10 = 1.059$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.059 \times 0.90) = 21.320$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 154.120 \times 189.0 / 189.0 = 154.12$ Mpa

$\therefore f_c = 67.38$ Mpa $< f_{ca} = 154.12$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 28.04$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 652.98$ Mpa

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

$$= \frac{67.38}{154.12} + \frac{28.04}{189.00 \times (1 - 67.38 / 652.98)}$$

$= 0.437 + 0.165 = 0.602 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 67.38 + \frac{28.04}{(1 - 67.38 / 652.98)}$$

$= 67.380 + 31.266 = 98.646 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 3.110 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{95.420}{154.120} + \left\{\frac{3.110}{106.692}\right\}^2$$

= 0.619 + 0.029^2 = 0.620 ≤ 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
67.38	154.12	O.K	28.04	189.000	O.K	3.110	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.602	O.K	98.646	189.00	O.K	0.620	O.K

4.3 버팀보 띠장 설계

4.3.1 버팀보 띠장 (1 ~ 4) 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 = 3.000 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) = 637.100 / 3.000 = 212.367 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 212.367 x 3.000 x 3.000 = 238.913 kN·m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 212.367 x 3.000 x 3.000 = 191.130 kN·m

∴ Mmax max (191.130 , 238.913) = 238.913 kN·m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 212.367 x 3.000 = 371.642 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 212.367 x 3.000 = 382.261 kN

∴ Smax max (371.642 , 382.261) = 382.261 kN·m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 238,912,875 / 1,440,000 = 165.912 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 382,261 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 94.385 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 305 = 9.836 (4.5 < $\ell/b \leq$ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.790 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.790 MPa	>	fb =	165.912 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	94.385 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 382260.6 / 120 = 3185.505 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 371642.25 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 82.799 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 82.799 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
주형보	휨 응 력		MPa	86.31	197.40	2.29	∴ O.K	I - 700x300x13x24 (SS400)
	전단응력		MPa	38.09	120.00	3.15	∴ O.K	
	처 짐		mm	3.88	17.50	4.51	∴ O.K	
주형지지보(측면)	휨 응 력		MPa	56.15	210.00	3.74	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
	전단응력		MPa	79.86	120.00	1.50	∴ O.K	
주형지지보(중앙)	휨 응 력		MPa	95.51	190.20	1.99	∴ O.K	H - 440x300x11x18 (SS400)
	전단응력		MPa	77.47	120.00	1.55	∴ O.K	
중앙파일	휨응력		MPa	32.15	189.43	5.89	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
	압축응력		MPa	25.48	204.39	8.02	∴ O.K	
	조합응력			0.26	1.00	3.85	∴ O.K	
	지지력		kN	343.51	549.00	1.60	∴ O.K	
쉬트파일	휨응력		MPa	78.20	270.00	3.45	∴ O.K	합성-V 400×316×15.5 (SY30)
	압축응력		MPa	12.34	255.00	20.66	∴ O.K	
	전단응력		MPa	5.84	150.00	25.69	∴ O.K	
	조합응력			0.339	1.000	2.95	∴ O.K	
버팀보(9t)	작용력		kN/ea	757.10				Φ406.4mm, t=9mm (SS400)
	조합응력			0.62	1.00	1.61	∴ O.K	
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	165.91	190.79	1.15	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
		전단응력	MPa	82.80	120.00	1.45	∴ O.K	

5.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	1.28	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	8.24mm	<	22.55mm	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/857	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+280.000~STA.8+340.000 NBB-6 GL-11.30M적용)

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

PROFILE    1    2.662     1      1
           2    11.962    3      3
           3    19.605    4      4
           4    23.635    5      5
           5    25.258    6      6
           6    30.000    7      7
           7    60        8      8


VWALL      1    14.774      .02762      4.2044E-04      2.1E+08      1      1      1      0      0
           2    14.774      .008336     .000133         2.1E+08      2.4    .594   .201   0      0


STRUT      1    0.7      0.02355          7              2        0        0        0        0
           2    2.156    0.01124          7              3        150      0        0        0
           3    3.955    0.01124          7              3        150      0        0        0
           4    5.755    0.01124          7              3        150      0        0        0
           5    8.055    0.01124          7              3        150      0        0        0
```

```
Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.2
      gwl 11.3 11.3 10
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 1.2

STEP  2  const strut 1 and excavation to 2.656
      const strut 1
      excavation 2.656

STEP  3  const strut 2 and excavation to 4.355
      const strut 2
      excavation 4.355

STEP  4  const strut 3 and excavation to 6.255
      const strut 3
      excavation 6.255

STEP  5  const strut 4 and excavation to 8.555
      const strut 4
      excavation 8.555

STEP  6  const strut 5 and excavation to 11.774
      const strut 5
      excavation 11.774
      ground settlement
      depth check

STEP  7  peck check
      peck 0.65 0 0
```

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+300) 검토.datDate : 2015-10-13
Project : 종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+280.000~STA.8+340.000 NBB-6 GL-11.30M적용)Time : 12

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	1.20	1.67	4.30	-3.44	1.20	0.19	8.10	-4.30	3.00
2	2.70	11.88	0.70	-9.94	3.00	12.26	2.30	-3.34	5.30
-3	2.70	26.41	2.20	-23.59	2.20	2.43	5.10	-18.34	2.20
3	4.40	45.02	2.20	-28.35	2.20	18.40	4.20	-28.55	2.20
-4	4.40	29.71	4.00	-23.50	2.20	6.42	6.00	-18.18	2.20
4	6.30	60.18	4.00	-29.06	2.20	31.99	6.00	-30.24	4.00
-5	6.30	33.72	4.00	-24.36	2.20	8.43	6.90	-19.44	2.20
5	8.60	83.40	5.80	-39.63	9.10	56.11	8.00	-37.52	5.80
-6	8.60	57.85	5.80	-31.44	8.10	27.45	7.30	-22.92	4.00
6	11.80	142.78	8.10	-69.57	8.10	127.27	11.10	-92.87	8.10
7	11.80	102.42	8.10	-64.42	8.10	70.40	10.80	-67.07	8.10

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

>> Strut Force <<

Step	Exca	------- S T R U T N o. a n d D E P T H --------				
		1	2	3	4	5
No	Depth	0.7	2.2	4.0	5.8	8.1
1	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	2.7	27.9	0.0	0.0	0.0	0.0
-3	2.7	-7.3	0.0	0.0	0.0	0.0
3	4.4	-22.4	224.9	0.0	0.0	0.0
-4	4.4	-7.1	149.4	0.0	0.0	0.0
4	6.3	-17.2	148.3	251.0	0.0	0.0
-5	6.3	-8.7	149.7	166.3	0.0	0.0
5	8.6	-8.9	132.0	159.6	347.7	0.0
-6	8.6	-9.0	141.1	165.3	251.7	0.0
6	11.8	-5.6	139.9	131.2	182.7	637.1
7	11.8	181.4	274.1	243.6	226.8	500.6

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

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

Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
1	0.00	0.00(5)	0.00(0)	0.09(7)	0.00(0)	0.88(5)	50.86(7)
6	0.50	0.00(0)	-26.51(7)	0.00(0)	-6.44(7)	0.77(1)	55.25(7)
8	0.70	52.98(7)	-37.73(7)	0.00(0)	-12.86(7)	0.78(2)	57.10(7)
13	1.20	23.25(7)	-15.27(3)	6.31(7)	-7.79(3)	0.85(2)	61.94(7)
23	2.20	47.42(7)	-43.93(7)	12.14(2)	-28.55(3)	0.94(2)	72.75(7)
28	2.70	34.43(3)	-6.90(2)	11.29(7)	-19.83(4)	0.94(2)	46.85(7)
41	4.00	60.18(4)	-48.46(7)	17.93(3)	-30.24(4)	1.16(3)	44.98(7)
45	4.40	49.41(4)	-5.77(3)	17.79(3)	-23.53(5)	1.20(3)	44.41(7)
50	4.90	34.90(4)	-11.52(3)	12.84(4)	-21.59(5)	1.33(4)	43.72(7)
59	5.80	83.40(5)	-45.91(7)	31.49(4)	-39.39(6)	1.70(4)	42.49(7)
64	6.30	65.80(5)	-11.66(4)	30.10(4)	-33.92(6)	2.01(5)	41.82(7)
71	7.00	39.45(5)	-24.36(6)	36.79(5)	-41.62(6)	2.61(5)	40.89(7)
82	8.10	142.78(6)	-69.57(6)	55.75(5)	-92.87(6)	3.56(6)	43.42(6)
87	8.60	120.82(6)	-27.72(5)	47.43(5)	-26.93(6)	4.58(6)	45.19(5)
119	11.80	2.44(5)	-38.71(6)	113.78(6)	-15.71(5)	7.92(6)	58.80(6)
124	12.30	6.16(5)	-59.76(6)	88.42(6)	-13.45(5)	7.30(6)	0.00(0)
129	12.80	7.51(5)	-63.67(6)	56.80(6)	-9.94(5)	6.43(6)	0.00(0)
134	13.30	7.17(5)	-51.05(6)	27.39(6)	-6.21(5)	5.40(6)	0.00(0)
139	13.80	5.64(5)	-24.89(6)	8.14(6)	-2.96(5)	4.29(6)	0.00(0)
144	14.30	3.21(5)	-5.94(6)	1.00(6)	-0.96(7)	3.15(6)	0.00(0)
Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
Max/Min		142.78	-69.57	127.27	-92.87	8.24	77.54

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

Max Disp / Max Exdepth = 8.24mm/11.80m = 0.07%

변 경

9. Ramp-B

(STA.8+ 340.000～STA.8+ 350.000)

목 차

1. 표준단면

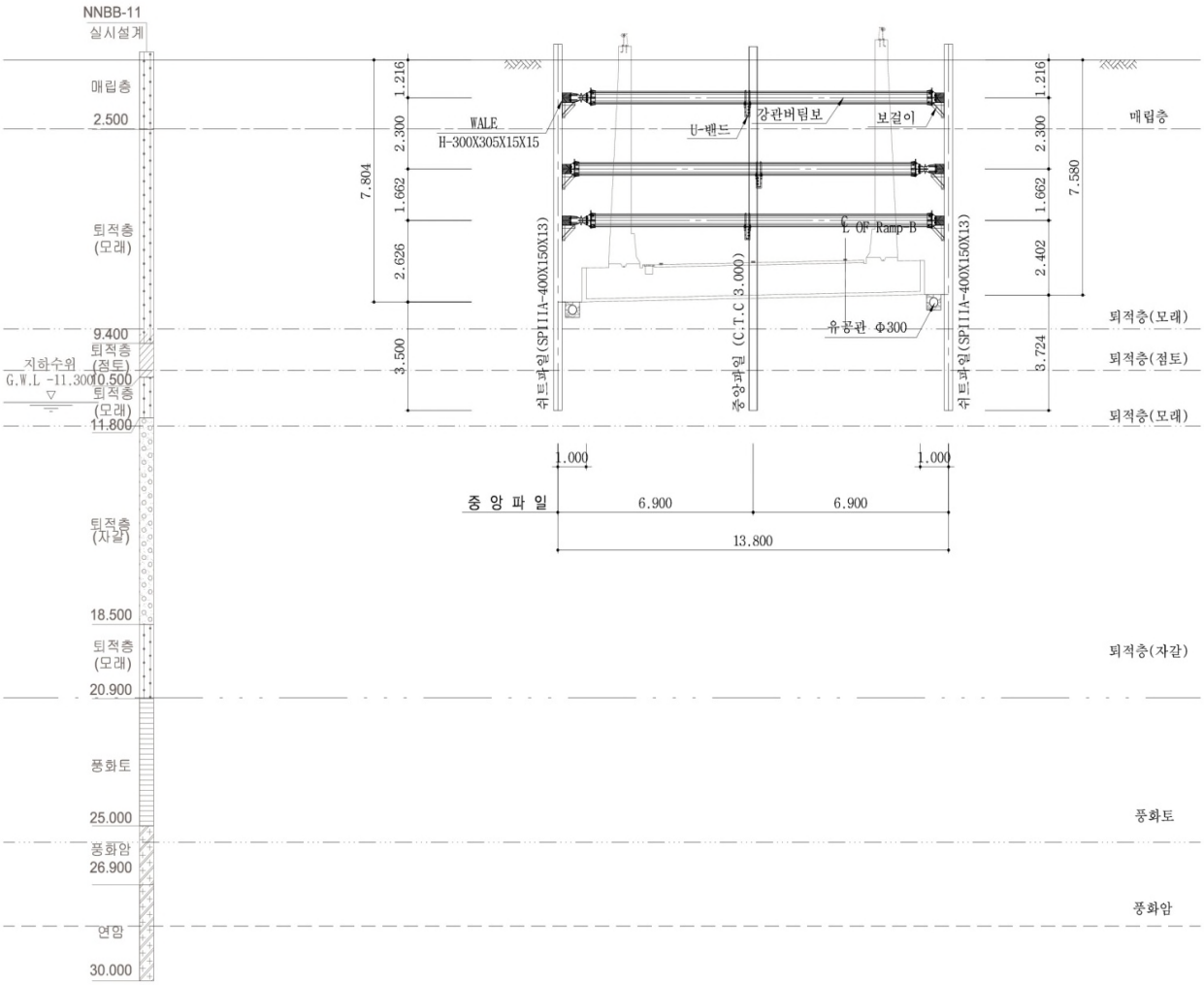
2. 설계기준
2.1 일반사항
2.2 하 중
2.3 재료의 허용응력
2.4 지반의 물성치

3. 흙막이 벽 설계
3.1 SHEETPILE 설계
3.2 버팀보 설계
3.3 버팀보 띠장 설계

4. 결과값 정리
4.1 부재 검토 요약
4.2 안전성 검토

5. 전산 DATA
5.1 INPUT DATA
5.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


NNBB-11
실시설계
매립층
2.500
퇴적층
(모래)
9.400
퇴적층
(점토)
지하수위
G.W.L -11.300
10.500
퇴적층
(모래)
11.800
퇴적층
(자갈)
18.500
퇴적층
(모래)
20.900
풍화토
25.000
풍화암
26.900
연암
30.000
1.216
2.300
1.662
2.626
3.500
7.804
WALE
H-300X305X15X15
U-밴드
강관버팀보
보걸이
L OF Ramp B
유공관 Φ300
쉬트파일(SPIIIA-400X150X13)
중앙파일 (C.T.C 3.000)
쉬트파일(SPIIIA-400X150X13)
1.216
2.300
1.662
2.402
7.580
3.724
매립층
퇴적층(모래)
퇴적층(점토)
퇴적층(모래)
퇴적층(자갈)
풍화토
풍화암
1.000
1.000
중 앙 파 일
6.900
6.900
13.800

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 재사용 강재시

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

5) 목재의 허용응력 (단위 : MPa)

목재의 종류 / 허용응력도		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	$\ell/r \leq 100$: $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$: $12-0.087(\ell/r)$	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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3. 흙막이벽 설계

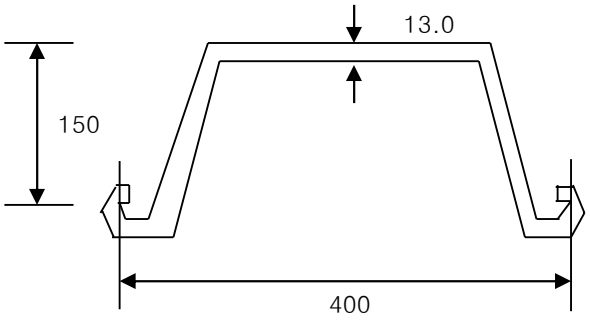
3.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : SP-III 400×150×13 (SY30)

w (kN/m)	0.600
A (mm^2)	19100
I_x (mm^4/m)	226000000
Z_x (mm^3/m)	1510000
R_x (mm/m)	108.8
A_w(mm^2/m)	975.0



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	1.000	×	1	×	2			=	2.12	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	×	2			=	3.288	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	13.800	×	1	×	2	/	4	=	6.086	kN	
		1.167	×	13.800	×	1	×	0	/	4	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	0.600	×	11.306							=	6.78	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	23.28	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 39.89 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 65.91 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	23.278	x	1000	/	19100.0	=	1.219	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	39.890	x	1000000	/	1510000	×	0.6	MPa	
												=	44.029	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	65.910	x	100	/	975.0	=	6.760	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (24.150)^2

= 3086.301 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	255.000	MPa	>	f_c	=	1.219	MPa	---> O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	270.000	MPa	>	f_b	=	44.029	MPa	---> O.K
전단응력	ua	=	150.000	MPa	>	f_u	=	6.760	MPa	---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{1.219}{255.0} + \frac{44.029}{270.000 \times (1 - (1.219 / 3086.301))}$$

= 0.168 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 117.184 kN

Total Passive Moment

Mp = 334.090 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 334.090 ÷ 117.184

= 2.851 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 3.510 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

7.806 × 0.2% = 15.612 mm

3.510 < 15.612 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 11.57 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 17.37 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	17.37	11.88	7.44	4.03	0.32	9.44

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 11.88 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 0.32 mm

부등 침하량: 11.56 mm

변위(δ/L) = 11.56 / 8,000 = 1 / 692 < 1 / 300 ∴ O.K !

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

3.2 버팀보 설계

3.2.1 버팀보 (Φ406.4mm, t=9mm) : 1 단 ~ 3 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 ---------- 4.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 406.90 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 6.900 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 6.900 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 = 406.900 / 1 EA / cos (0.0 °) = 406.900 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 406.900 + 120.000 = 526.900 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 526.90 / 112.3622 × 1.0 = 4.689 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 × 6.90^2 / 8 = 29.76 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 29.76 / 1092 × 100 = 2.725 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 × 6.90 / 2 = 17.25 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.307 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 6.90 / 14.05 × 100 = 49.097 < 100 ∴ O.K

L / R = 6.90 / 14.05 × 100 = 49.097 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 154.96 Mpa

f_c = 46.890 Mpa f_{bc} = 27.250 Mpa f_{bt} = 27.25 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -74.140$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -19.640$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-74.140) - (-19.640)}{-74.140} = 0.735$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.735 / 10 = 1.074$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.074 \times 0.90) = 21.022$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 154.960 \times 189.0 / 189.0 = 154.96$ Mpa

$\therefore f_c = 46.89$ Mpa $< f_{ca} = 154.96$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 27.25$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 672.06$ Mpa

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

$$= \frac{46.89}{154.96} + \frac{27.25}{189.00 \times (1 - 46.89 / 672.06)}$$

$= 0.303 + 0.155 = 0.458 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 46.89 + \frac{27.25}{(1 - 46.89 / 672.06)}$$

$= 46.890 + 29.294 = 76.184 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 3.070 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{74.140}{154.960} + \left\{\frac{3.070}{106.692}\right\}^2$$

= 0.478 + 0.029^2 = 0.479 ≤ 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
46.89	154.96	O.K	27.25	189.000	O.K	3.070	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.458	O.K	76.184	189.00	O.K	0.479	O.K

3.3 버팀보 띠장 설계

3.3.1 버팀보 띠장 (1 ~ 3) 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 = 4.000 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) = 406.900 / 4.000 = 101.725 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 101.725 x 4.000 x 4.000 = 203.450 kN·m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 101.725 x 4.000 x 4.000 = 162.760 kN·m

∴ Mmax max (162.760 , 203.450) = 203.450 kN·m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

$S_1 = 7/12\ WL$ 7/12 x 101.725 x 4.000 = 237.358 kN

- 연속보로 적용시

$S_2 = 6/10\ WL$ 6/10 x 101.725 x 4.000 = 244.140 kN

∴ Smax max (237.358 , 244.140) = 244.140 kN·m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 203,450,000 / 1,440,000 = 141.285 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 244,140 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 60.281 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 4,000 / 305 = 13.115 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 178.986 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	178.986 MPa	>	fb =	141.285 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	60.281 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 244140 / 120 = 2034.500 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 237358.333333333 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 52.882 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 52.882 MPa ∴ O.K !

4. 결과값 정리

4.1 부재검토 요약

공 종			단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
쉬트 파일		휨응력	MPa	44.03	270.00	6.13	∴ O.K	SP-Ⅲ 400×150×13 (SY30)
		압축응력	MPa	1.22	255.00	209.24	∴ O.K	
		전단응력	MPa	6.76	150.00	22.19	∴ O.K	
		조합응력		0.168	1.000	5.96	∴ O.K	
버팀보 (9t)		작용력	kN/ea	526.90				Φ406.4mm, t=9mm (SS400)
		조합응력		0.48	1.00	2.09	∴ O.K	
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	141.29	178.99	1.27	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
		전단응력	MPa	52.88	120.00	2.27	∴ O.K	

4.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	2.85	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	3.51mm	<	15.61mm	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/1739	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

5. 전산 DATA

5.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+340.000~STA.350.000 NNBB-11 GL-11.30M적용)

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

PROFILE   1    2.224     1     1
          2    8.673     3     3
          3    10.010    2     2
          4    11.812    3     3
          5    20.604    4     4
          6    25.266    5     5
          7    27.967    6     6
          8    40.000    7     7
          9    60.000    8     8

VWALL   1    11.804   0.0191          0.000226       2.1E+08     1          1          1          0

STRUT   1    1.216    0.01124          6.9             4         150        0          0          0
        2    3.516    0.01124          6.9             4         150        0          0          0
        3    5.178    0.01124          6.9             4         150        0          0          0
```

```
Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.716
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 1.716

STEP  2  const strut 1 and excavation to 4.016
      const strut 1
      excavation 4.016

STEP  3  const strut 2 and excavation to 5.678
      const strut 2
      excavation 5.678

STEP    4  const strut 3 and excavation to 7.806
      const strut 3
      excavation 7.806
      ground settlement
      depth check

STEP    5  peck check
      peck 0.65 0 0


END
```

5.2 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+330) 검토.datDate : 2015-10-13
Project : 종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+340.000~STA.350.000 NNBB-11 GL-11.30M적용)Time : 12:5

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	1.70	3.59	8.60	-4.04	1.70	2.38	9.20	-5.01	2.80
-2	1.70	22.41	1.20	-15.09	1.20	5.10	2.60	-7.57	1.20
2	4.00	33.36	1.20	-21.27	4.40	26.26	3.30	-11.41	1.20
-3	4.00	26.34	1.20	-21.18	3.50	8.59	2.50	-8.18	1.20
3	5.70	44.68	3.50	-26.67	3.50	23.69	5.20	-15.98	3.50
-4	5.70	24.88	1.20	-22.61	3.50	6.75	4.50	-8.51	1.20
4	7.80	65.91	5.20	-30.47	8.20	39.89	7.20	-27.77	5.20
5	7.80	54.18	1.20	-47.55	1.20	24.52	7.10	-27.30	1.20

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
No	Depth	1.2	3.5	5.2
1	1.7	0.0	0.0	0.0
-2	1.7	0.0	0.0	0.0
2	4.0	211.4	0.0	0.0
-3	4.0	168.8	0.0	0.0
3	5.7	153.4	285.4	0.0
-4	5.7	164.8	188.7	0.0
4	7.8	151.2	169.3	384.7
5	7.8	406.9	236.7	317.3

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

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

Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
1	0.00	0.00(5)	-0.25(2)	0.06(5)	0.00(0)	1.40(5)	35.11(5)
6	0.50	0.00(0)	-18.42(5)	0.00(0)	-4.46(5)	1.15(1)	38.85(5)
13	1.20	54.18(5)	-47.55(5)	0.00(0)	-27.30(5)	0.95(1)	44.68(5)
18	1.70	30.73(5)	-4.04(1)	3.44(2)	-5.97(5)	0.81(1)	49.31(5)
23	2.20	20.01(2)	-2.10(1)	14.95(2)	-4.40(1)	1.10(2)	54.38(5)
36	3.50	44.68(3)	-37.03(5)	25.69(2)	-18.85(5)	1.68(2)	30.50(5)
41	4.00	32.79(3)	-16.98(2)	20.21(2)	-11.77(4)	1.68(2)	29.82(5)
45	4.40	22.50(3)	-21.27(2)	14.53(3)	-12.76(4)	1.63(3)	29.28(5)
53	5.20	65.91(4)	-30.26(4)	23.69(3)	-27.77(4)	1.92(3)	29.92(3)
58	5.70	50.58(4)	-15.35(3)	19.89(3)	-6.00(2)	2.35(4)	31.78(4)
79	7.80	5.24(2)	-22.83(4)	32.95(4)	-6.86(3)	3.47(4)	38.50(4)
84	8.30	7.57(2)	-29.98(4)	18.68(4)	-5.24(3)	3.27(4)	0.00(0)
88	8.70	10.50(3)	-19.86(4)	8.44(4)	-1.55(3)	3.04(4)	0.00(0)
89	8.80	8.69(3)	-17.97(4)	6.55(4)	-0.55(3)	2.97(4)	0.00(0)
94	9.30	1.94(3)	-9.68(4)	5.57(4)	-3.69(5)	2.64(4)	0.00(0)
99	9.80	0.00(0)	-3.58(4)	4.41(4)	-4.92(5)	2.30(4)	0.00(0)
101	10.00	1.08(5)	-3.57(4)	3.69(4)	-4.83(5)	2.17(4)	0.00(0)
104	10.30	2.55(5)	-3.23(4)	2.67(4)	-4.26(5)	1.98(4)	0.00(0)
109	10.80	3.62(5)	-2.32(4)	1.27(4)	-3.15(4)	1.69(4)	0.00(0)
114	11.30	3.91(4)	-1.20(4)	0.38(4)	-1.06(4)	1.41(4)	0.00(0)
Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
Max/Min		65.91	-47.55	39.89	-27.77	3.51	54.38

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

Max Disp / Max Exdepth = 3.51mm/7.80m = 0.05%

변 경

10. Ramp-B

(STA.8+ 350.000～STA.8+ 375.000)

목 차

1. 표준단면

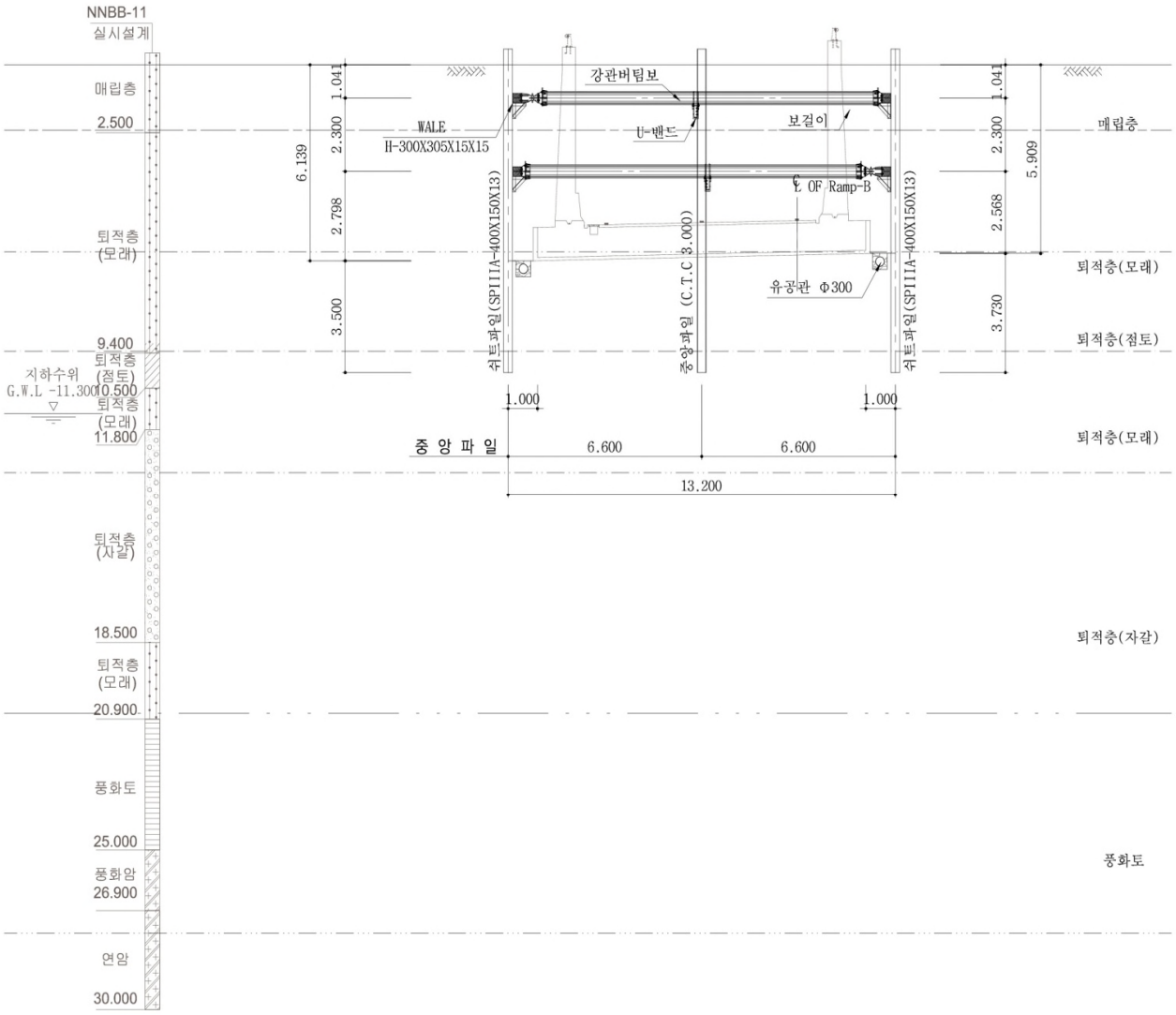
2. 설계기준
2.1 일반사항
2.2 하 중
2.3 재료의 허용응력
2.4 지반의 물성치

3. 흙막이 벽 설계
3.1 SHEETPILE 설계
3.2 버팀보 설계
3.3 버팀보 띠장 설계

4. 결과값 정리
4.1 부재 검토 요약
4.2 안전성 검토

5. 전산 DATA
5.1 INPUT DATA
5.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


NNBB-11
실시설계
매립층
2.500
퇴적층
(모래)
9.400
퇴적층
(점토)
지하수위
G.W.L -11.300
10.500
퇴적층
(모래)
11.800
퇴적층
(자갈)
18.500
퇴적층
(모래)
20.900
풍화토
25.000
풍화암
26.900
연암
30.000
1.041
2.300
2.798
3.500
6.139
WALE
H-300X305X15X15
강관버팀보
U-밴드
보걸이
℄ OF Ramp-B
유공관 Φ300
쉬트파일(SPIIIA-400X150X13)
중앙파일 (C.T.C 3.000)
쉬트파일(SPIIIA-400X150X13)
1.000
중 앙 파 일
6.600
6.600
1.000
13.200
1.041
2.300
2.568
3.730
5.909
매립층
퇴적층(모래)
퇴적층(점토)
퇴적층(모래)
퇴적층(자갈)
풍화토

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3. 흙막이벽 설계

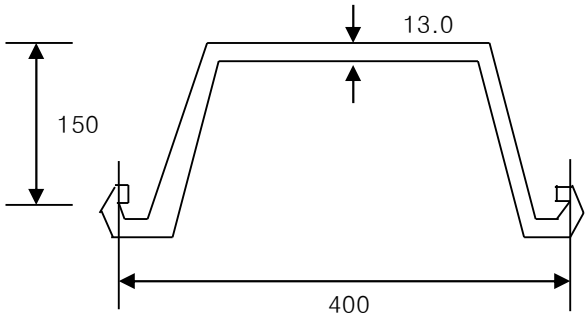
3.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : SP-III 400×150×13 (SY30)

w (kN/m)	0.600
A (mm^2)	19100
I_x (mm^4/m)	226000000
Z_x (mm^3/m)	1510000
R_x (mm/m)	108.8
A_w(mm^2/m)	975.0



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	1.000	×	1	×	1			=	1.06	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	×	2			=	3.288	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	13.200	×	1	×	1	/	4	=	2.911	kN	
		1.167	×	13.200	×	1	×	0	/	4	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	0.600	×	9.639							=	5.78	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	18.04	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 26.67 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 46.88 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	18.042	x	1000	/	19100.0	=	0.945	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	26.670	x	1000000	/	1510000	×	0.6	MPa	
												=	29.437	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	46.880	x	100	/	975.0	=	4.808	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (25.720)^2

= 2721.013 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	255.000	MPa	>	f_c	=	0.945	MPa	---> O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	270.000	MPa	>	f_b	=	29.437	MPa	---> O.K
전단응력	ua	=	150.000	MPa	>	f_u	=	4.808	MPa	---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{0.945}{255.0} + \frac{29.437}{270.000 \times (1 - (0.945 / 2721.013))}$$

= 0.113 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 110.308 kN

Total Passive Moment

Mp = 291.905 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 291.905 ÷ 110.308

= 2.646 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 2.260 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

6.139 × 0.2% = 12.278 mm

2.260 < 12.278 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 10.40 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 17.37 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	17.37	11.33	6.58	3.11	0.03	15.11

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 11.33 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 0.03 mm

부등 침하량: 11.30 mm

변위(δ/L) = 11.30 / 8,000 = 1 / 708 < 1 / 300 ∴ O.K !

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

3.2 버팀보 설계

3.2.1 버팀보 (Φ406.4mm, t=9mm) : 1 단 ~ 2 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 ---------- 4.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 330.40 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 6.600 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 6.600 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 = 330.400 / 1 EA / cos (0.0 °) = 330.400 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 330.400 + 120.000 = 450.400 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 450.40 / 112.3622 × 1.0 = 4.008 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 × 6.60^2 / 8 = 27.23 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 27.23 / 1092 × 100 = 2.493 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 × 6.60 / 2 = 16.50 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.294 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 6.60 / 14.05 × 100 = 46.962 < 100 ∴ O.K

L / R = 6.60 / 14.05 × 100 = 46.962 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 157.45 Mpa

f_c = 40.080 Mpa f_{bc} = 24.930 Mpa f_{bt} = 24.93 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -65.010$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -15.150$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-65.010) - (-15.150)}{-65.010} = 0.767$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.767 / 10 = 1.077$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.077 \times 0.90) = 20.964$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 157.450 \times 189.0 / 189.0 = 157.45$ Mpa

$\therefore f_c = 40.08$ Mpa $< f_{ca} = 157.45$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 24.93$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 734.55$ Mpa

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

$$= \frac{40.08}{157.45} + \frac{24.93}{189.00 \times (1 - 40.08 / 734.55)}$$

$= 0.255 + 0.140 = 0.395 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 40.08 + \frac{24.93}{(1 - 40.08 / 734.55)}$$

$= 40.080 + 26.369 = 66.449 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 2.940 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{65.010}{157.450} + \left\{\frac{2.940}{106.692}\right\}^2$$

= 0.413 + 0.028^2 = 0.414 ≤ 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
40.08	157.45	O.K	24.93	189.000	O.K	2.940	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.395	O.K	66.449	189.00	O.K	0.414	O.K

3.3 버팀보 띠장 설계

3.3.1 버팀보 띠장 (1 ~ 2) 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 = 4.000 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) = 330.400 / 4.000 = 82.600 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 82.600 x 4.000 x 4.000 = 165.200 kN·m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 82.600 x 4.000 x 4.000 = 132.160 kN·m

∴ Mmax max (132.160 , 165.200) = 165.200 kN·m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 82.600 x 4.000 = 192.733 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 82.600 x 4.000 = 198.240 kN

∴ Smax max (192.733 , 198.240) = 198.240 kN·m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 165,200,000 / 1,440,000 = 114.722 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 198,240 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 48.948 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 4,000 / 305 = 13.115 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 178.986 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	178.986 MPa	>	fb =	114.722 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	48.948 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 198240 / 120 = 1652.000 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 192733.333333333 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 42.940 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 42.940 MPa ∴ O.K !

4. 결과값 정리

4.1 부재검토 요약

공 종			단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
쉬트 파일		휨응력	MPa	29.44	270.00	9.17	∴ O.K	SP-Ⅲ 400×150×13 (SY30)
		압축응력	MPa	0.94	255.00	269.95	∴ O.K	
		전단응력	MPa	4.81	150.00	31.20	∴ O.K	
		조합응력		0.113	1.000	8.87	∴ O.K	
버팀보 (9t)		작용력	kN/ea	450.40				Φ406.4mm, t=9mm (SS400)
		조합응력		0.41	1.00	2.42	∴ O.K	
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	114.72	178.99	1.56	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
		전단응력	MPa	42.94	120.00	2.79	∴ O.K	

4.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	2.65	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	2.26mm	<	12.28mm	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/2548	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

5. 전산 DATA

5.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+350.000~STA.8+375.000 NNBB-11 GL-11.30M적용)

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

PROFILE    1    2.048     1       1
           2    5.859     3       3
           3    8.970     2       2
           4    12.775    3       3
           5    20.349    4       4
           6    27.235    5       5
           7    33.101    6       6
           8    50.000    7       7
           9    60.000    8       8

VWALL      1    10.139    0.0191          0.000226        2.1E+08    1         1         1         0

STRUT      1    1.041     0.01124         6.6             4          150       0         0         0
           2    3.341     0.01124         6.6             4          150       0         0         0
```

```
Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.541
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 1.541

STEP    2  const strut 1 and excavation to 3.841
      const strut 1
      excavation 3.841

STEP    3  const strut 2 and excavation to 6.139
      const strut 2
      excavation 6.139
      ground settlement
      depth check

STEP    4  peck check
      peck 0.65 0 0


END
```

5.2 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+360) 검토.datDate : 2015-10-13
Project : 종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+350.000~STA.8+375.000 NNBB-11 GL-11.30M적용)Time : 1

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	4.20	5.90	-3.71	1.50	2.31	6.90	-4.60	2.70
-2	1.50	22.93	1.00	-14.57	1.00	6.23	2.30	-6.50	1.00
2	3.80	31.77	1.00	-20.45	4.10	23.96	3.00	-8.78	1.00
-3	3.80	25.00	1.00	-22.15	3.30	7.84	2.20	-6.75	1.00
3	6.10	46.88	3.30	-28.39	3.30	26.29	5.30	-21.50	3.30
4	6.10	46.47	3.30	-36.13	3.30	22.36	5.50	-26.67	3.30

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
No	Depth	1.0	3.3
1	1.5	0.0	0.0
-2	1.5	0.0	0.0
2	3.8	197.3	0.0
-3	3.8	159.1	0.0
3	6.1	137.0	301.1
4	6.1	259.6	330.4

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

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

Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
1	0.00	0.00(1)	-0.30(2)	0.05(4)	0.00(0)	1.07(1)	27.92(4)
6	0.50	0.00(0)	-14.75(4)	0.00(0)	-3.57(4)	0.95(1)	31.21(4)
11	1.00	33.67(4)	-31.23(4)	0.00(0)	-14.98(4)	0.82(1)	34.83(4)
16	1.50	23.93(2)	-3.71(1)	5.10(2)	-2.65(4)	0.70(1)	38.83(4)
21	2.00	16.96(2)	-4.71(3)	15.32(2)	-3.73(1)	0.92(2)	25.71(4)
34	3.30	46.88(3)	-36.13(4)	22.94(2)	-26.67(4)	1.53(2)	23.32(4)
39	3.80	36.06(3)	-17.22(2)	17.06(2)	-6.31(4)	1.55(2)	22.76(3)
60	5.90	5.85(3)	-17.70(3)	20.68(3)	-4.35(2)	2.26(3)	28.50(3)
62	6.10	4.61(2)	-21.95(3)	18.34(4)	-3.35(2)	2.23(3)	41.85(4)
67	6.60	2.87(2)	-20.72(4)	9.65(4)	-1.49(2)	2.12(3)	0.00(0)
72	7.10	1.45(2)	-12.77(4)	4.77(3)	-0.43(2)	1.97(3)	0.00(0)
77	7.60	0.46(2)	-5.45(4)	3.57(3)	-3.51(4)	1.80(3)	0.00(0)
82	8.10	0.00(0)	-2.58(3)	2.22(3)	-4.88(4)	1.65(3)	0.00(0)
87	8.60	2.49(4)	-1.91(3)	1.08(3)	-4.28(4)	1.52(3)	0.00(0)
91	9.00	3.54(4)	-1.14(3)	0.46(3)	-3.03(4)	1.42(3)	0.00(0)
92	9.10	3.63(4)	-0.93(3)	0.36(3)	-2.67(4)	1.39(3)	0.00(0)
97	9.60	3.10(4)	-0.21(3)	0.09(3)	-0.91(4)	1.28(3)	0.00(0)
Node	Depth	--- Shear(kN/m) ---- Max.(Step)	Min.(step)	--- Moment(kNm/m) --- Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
Max/Min		46.88	-36.13	26.29	-26.67	2.26	42.54

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

Max Disp / Max Exdepth = 2.26mm/6.10m = 0.04%

변 경

11. Ramp-B

(STA.8+ 375.000～STA.8+ 410.000)

목 차

1. 표준단면

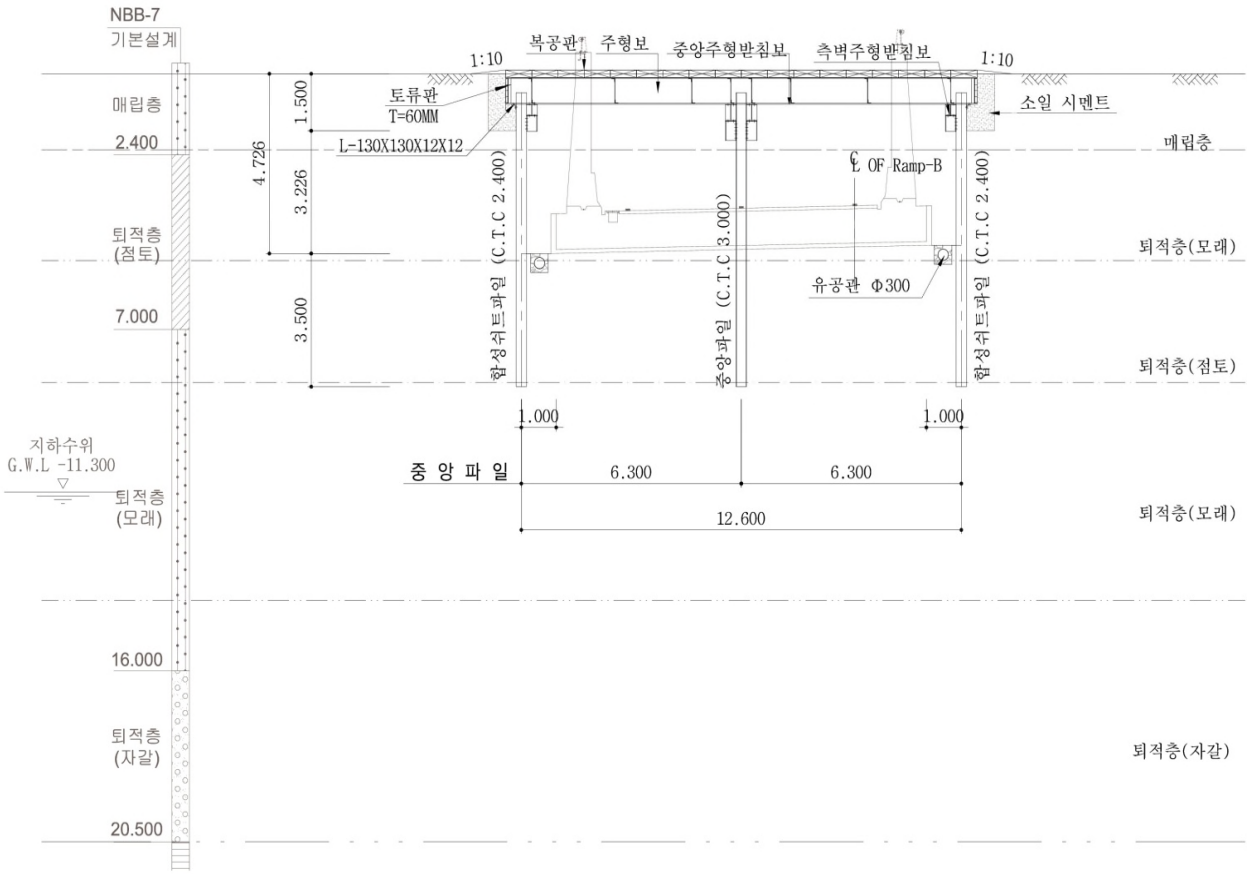
2. 설계기준
2.1 일반사항
2.2 하 중
2.3 재료의 허용응력
2.4 지반의 물성치

3. 흙막이 벽 설계
3.1 SHEETPILE 설계
3.2 버팀보 설계
3.3 버팀보 띠장 설계

4. 결과값 정리
4.1 부재 검토 요약
4.2 안전성 검토

5. 전산 DATA
5.1 INPUT DATA
5.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


NBB-7
기본설계
매립층
2.400
퇴적층
(점토)
7.000
지하수위
G.W.L -11.300
퇴적층
(모래)
16.000
퇴적층
(자갈)
20.500
1:10
복공판
주형보
중앙주형받침보
측벽주형받침보
1:10
토류판
T=60MM
L-130X130X12X12
소일 시멘트
℄ OF Ramp-B
유공관 Φ300
합성쉬트파일 (C.T.C 2.400)
중앙파일 (C.T.C 3.000)
합성쉬트파일 (C.T.C 2.400)
1.500
4.726
3.226
3.500
1.000
1.000
중 앙 파 일
6.300
6.300
12.600
매립층
퇴적층(모래)
퇴적층(점토)
퇴적층(모래)
퇴적층(자갈)

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 20 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		20 < ℓ/r ≤ 93 일 경우 210-1.3(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 93 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.5 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.5 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 210-3.6(ℓ/b-4.5)	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 15 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		15 < ℓ/r ≤ 80 일 경우 285-1.95(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 80 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.0 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.0 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 285-5.7(ℓ/b-4.0)	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3.노면복공설계

3.1 주형보 설계 (엄지말뚝 전면을 지점으로 하는 단순보로 계산)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	I - 700 x	300 x	13.0 x	24	(SS400)		
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 6.300 m ∴ 최대 주형보 2.5 차로 재하

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	4.000	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(4 + 1.85) x 0.100	=	0.585	kN/m
합 계		∑ W =	6.435	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 6.300) = 0.324 > 0.300

∴ I = 0.300

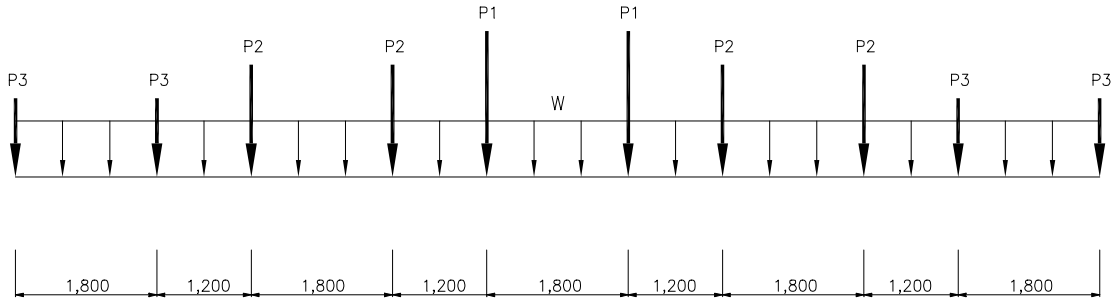
P1 = 240.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 124.800 kN (DB-24 후륜하중)

P2 = 180.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 93.600 kN (DB-18 후륜하중)

P3 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

P4 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

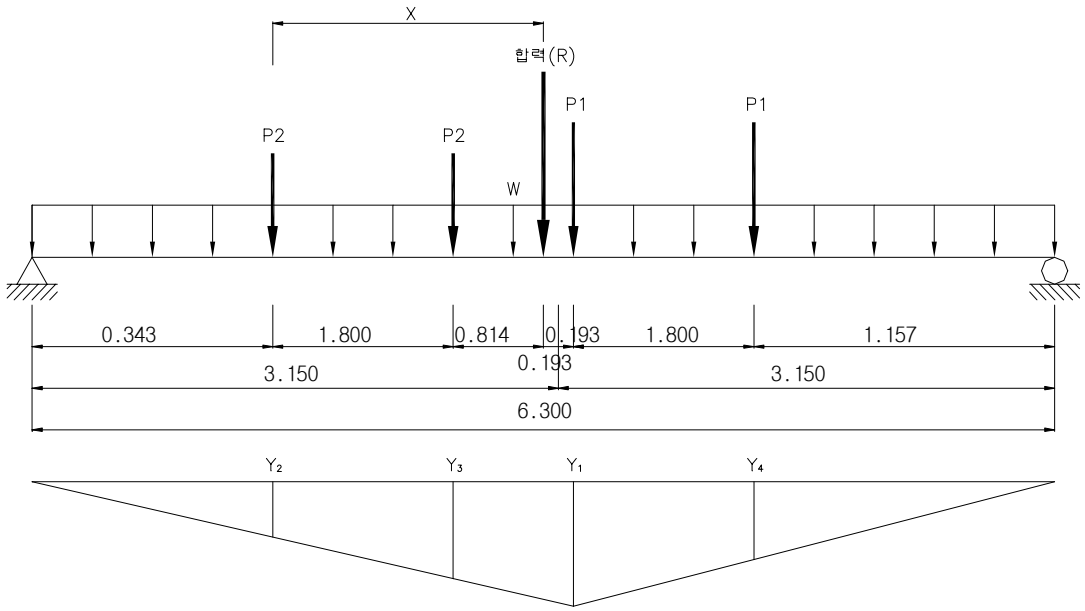
(3) 보가 차량 진행방향과 직각인 경우의 연행이동 하중



3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 2) = 436.800 kN

합력작용점(X) = [{P1 x (3.0 + 4.8)} + (P2 x 1.8)] / R

= [(124.8 x 7.80) + (93.6 x 1.8)] / 436.800 = 2.614 m

Y_1 =	1.569
Y_2 =	0.161
Y_3 =	1.006
Y_4 =	0.614

∑Yp1 = 1.569 + 0.614 = 2.183 m

∑Yp2 = 0.161 + 1.006 = 1.167 m

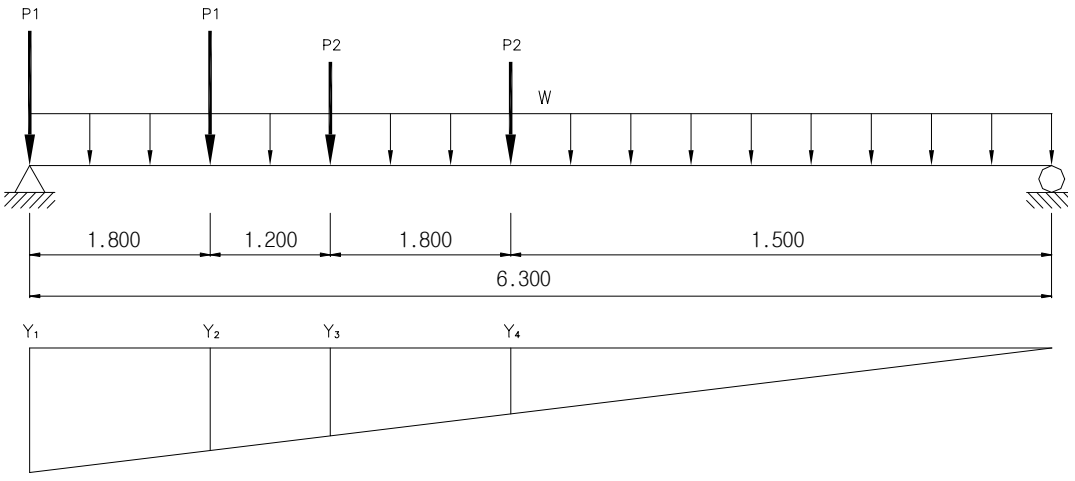
A = 6.300 x (1.569 / 2) = 4.942 ㎡

Md = 4.942 x 6.435 = 31.802 kN · m

ML = 124.800 x 2.183 + 93.600 x 1.167 = 381.670 kN · m

M1 = Md + ML = 31.802 + 381.670 = 413.472 kN · m

나. 전단력 산정



∑Yp1 = 1.000 + 0.714 =	1.714	m	
∑Yp2 = 0.524 + 0.238 =	0.762	m	
A = 6.300 x (1.000 / 2) =	3.150	㎡	
Sd = 3.150 x 6.435 =	20.270	kN	
SL = 124.800 x 1.714 + 93.600 x 0.762 =	285.230	kN	
S1 = Sd + SL = 20.270 + 285.230 =	305.500	kN	

Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.714
Y_3 =	0.524
Y_4 =	0.238

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1	413.47	kN · m
Smax = S1	305.500	kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 413472000 / 5760000 = 71.8 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 305500 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 36.0 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 0.00 m

ℓ /b = 0 / 300.0 = 0.000 (ℓ /b ≤ 4.5)

fba = 1.00 x 210 = 210.0 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 71.8 MPa < fba = 210.0 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 36.0 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 381.670 / (1 + 0.300) = 293.592 kN · m

M_d = w ℓ² / 8 = 6.435 x 6.300² / 8 = 31.926 kN · m

P = 4 x M_L / ℓ (∵ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 293592000 \times 6300^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 2.301 mm

w = 8 x M_d / ℓ² (∵ M_d = w ℓ² / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\ EI} = \frac{40\ M_d\ \ell^2}{384\ EI} = \frac{40 \times 31926000 \times 6300^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

$= 0.313$ mm

$\therefore\ \delta = \delta_1 + \delta_2 = 2.301 + 0.313 =$ 2.613 mm

(2) 허용 처짐량

$\delta a =$ L / 400 = 6300 / 400 = 15.8 mm or 25.0 mm 중 작은값

$\therefore\ \delta a =$ 15.8 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

$\delta = 2.613$ mm < $\delta a = 15.750$ mm ∴ O.K !

3.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

3.2.1 외측 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.00	mm
W =	1.060	kN/m		ry =	72.60	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

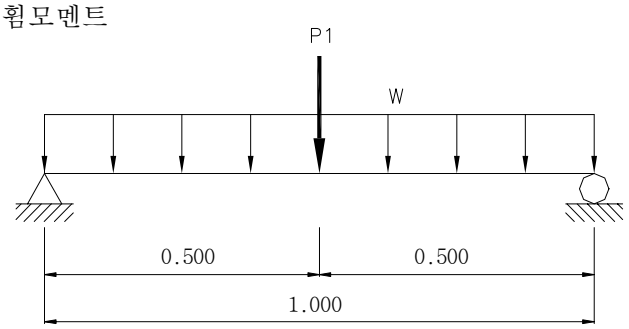
설계경간(L) = 1.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 20.270 + 285.230 = 305.500 kN (후륜재하시)

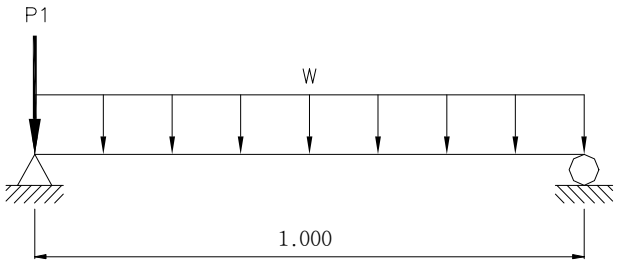
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.060 x 1.000) / 8 + (305.5 x 1.000) / 4

= 76.508 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 305.5 + (1.060 x 1.000) / 2

= 306.030 kN

Smin = 305.500 + 1.060 - 306.030 = 0.530 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 76508000 / 1440000 = 53.1 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 306,030 / [(300.0 - 15.0x2)x15.0)] = 75.56 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 1,000 / 305 = 3.279 (ℓ/b ≤ 4.5)

fba = 1.00 x 210 210.0 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 53.1 MPa < fba = 210.0 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 75.6 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((306.030+0.530) x 1000) / 61,072.6 = 5.020 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.2.2 내측 주형지지보

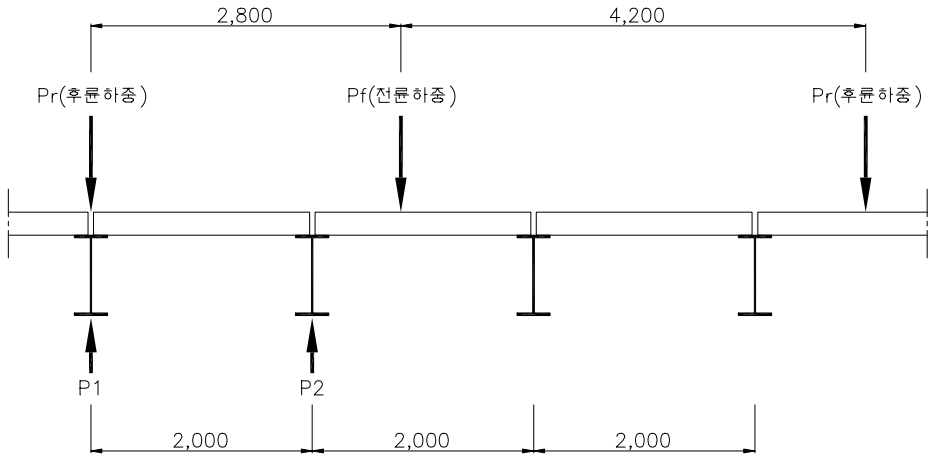
1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)						
▣ 단면 제원 :							
A =	15740.0	mm^2		rx =	189.00	mm	
w =	1.240	kN/m		ry =	71.80	mm	
Ix =	561000000.0	mm^4		Zx =	2550000.0	mm^3	
Iy =	81100000.0	mm^4		Zy =	541000.0	mm^3	

설계경간(L) = 3.000 m (중간 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)



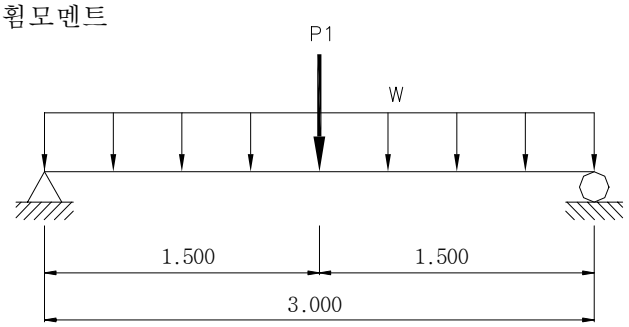
P1 = Sd + SLmax = 20.270 + 285.230

= 305.500 kN (후륜재하시)

P2 = Sd + (SLmax / 4) x (1.2 / 2) = 20.270 + (285.230 / 4) x (1.2 / 2)

= 54.947 kN (전륜재하시)

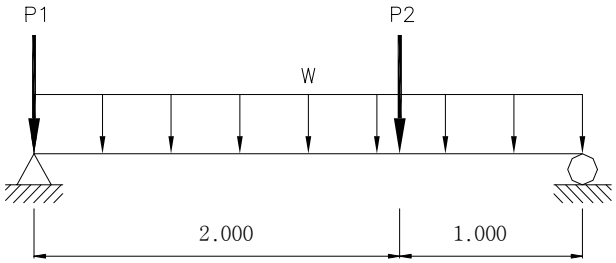
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = P1 x L / 4 + W x L^2 / 8 = (305.500 x 3.000) / 4 + (1.240 x 3.000 ^{2}) / 8

= 230.520 kN · m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + P2 x (1.000 / 3.000) + W x L / 2

= 305.500 + 54.947 x (1.000 / 3.000) + (1.240 x 3.000) / 2

= 325.676 kN

Smin = 305.500 + 54.947 + 3.720 - 325.676 = 38.491 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 230,520,000 / 2,550,000 = 90.4 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 325,676/[(440.0-18.0x2)x11.0] = 73.3 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 300.0 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 90.4 MPa < fba = 190.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 73.3 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = v x (πD^2 /4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((325.676+38.491) x 1000) / 61,072.6 = 5.963 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m) (L = 8.23 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 : H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)

▣ 단면 제원 :

A =	13480.0	mm^2	rx =	126.0	mm
w =	1.060	kN/m	ry =	72.6	mm
Ix =	215000000.0	mm^4	Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4	Zy =	466000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 6.300 + 6.300 = 12.600 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

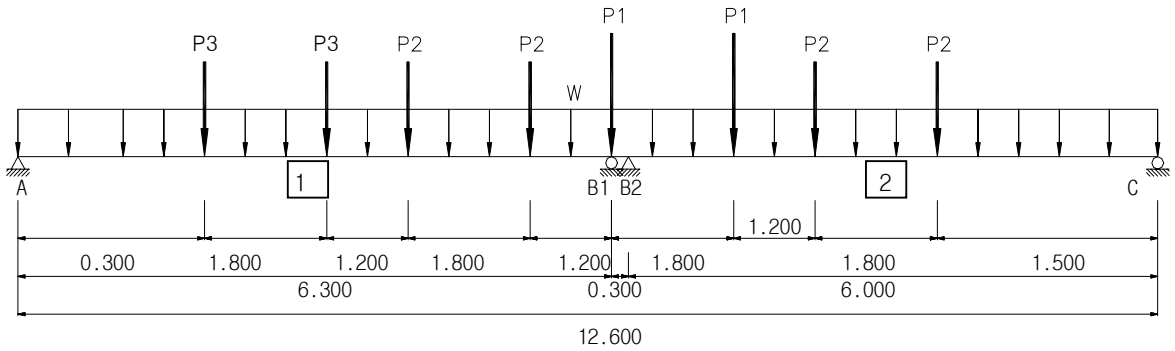
구 분	계 산 식		
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 3.00	=	7.440 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	=	1.060 kN
중앙Pile의 자중	1.060 x 8.226	=	8.720 kN
버팀보의 자중	(0.882 x 6.300 / 2 x 0단) / 4.00 x 3.00	=	0.000 kN
	(1.167 x 6.300 / 2 x 0단) / 4.00 x 3.00	=	0.000 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 0단) x 3.00	=	0.000 kN
합 계		Ps =	17.220 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 6.435 x 6.300 x 1/2 = 20.270 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 6.435 x 6.300 x 1/2 = 20.270 kN

(3) 활 하 중

가. 2차선 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.200 \times (0.300 + 2.100) + 93.600 \times (3.300 + 5.100) + 124.800 \times 6.300}{6.300}$$

= 276.343 kN

$$RB2 = \frac{93.600 \times (1.500 + 3.300) + 124.800 \times 4.500}{6.000}$$

$= 168.480$ kN

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

RB1 = 276.343 x 0.25 = 69.086 kN

RB2 = 168.480 x 0.25 = 42.120 kN

③ 2차로 활하중 재하시 반력을 100%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
RB1	276.343	69.086	
RB2	168.480	42.120	

라. 편재하시

① 후륜하중 재하시 B점의 반력

RB1 = (2차선재하시 MAX(P1,P2)) = 276.343 kN (1.5차선재하시)

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

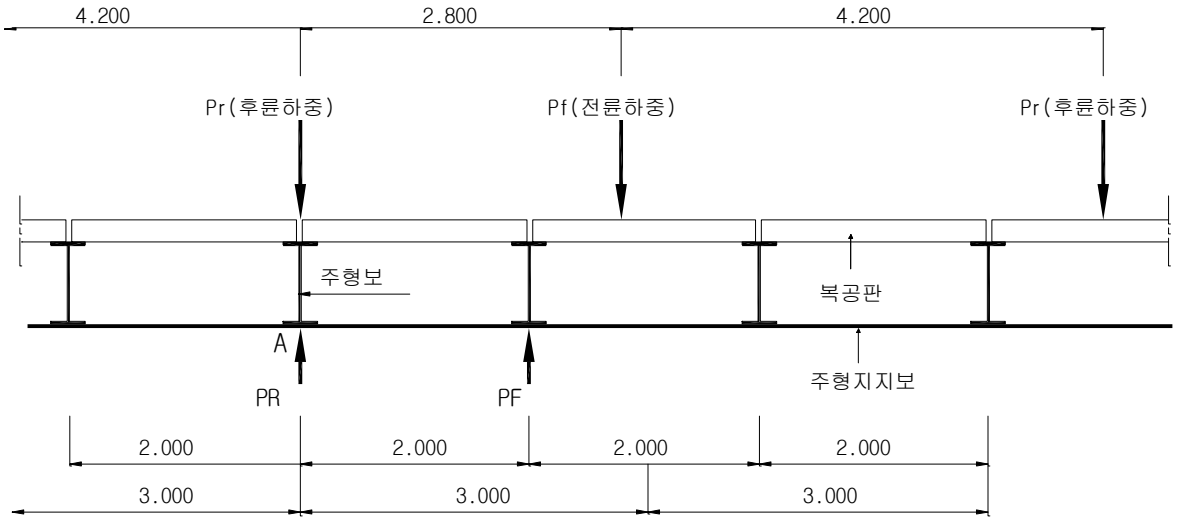
RB1 = 276.343 x 0.25 = 69.086 kN (1.5차선재하시)

마. 설계적용 활하중

구 분		후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
연직력 최 대	RB1	276.343	69.086	
	RB2	168.480	42.120	
편재하시	RB1	276.343	69.086	

(4) 단면력 산정

가. 주형보의 반력



① 연직력 최대인경우

PR1 = Pr1 + Sd1 = 276.343 + 20.270 = 296.613 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (69.086 x 1.200 / 2.000) + 20.270 = 61.722 kN

PR2 = Pr2 + Sd2 = 168.480 + 20.270 = 188.750 kN

PF2 = (Pf2 x 1.200 / 2.000) + Sd2 = (42.120 x 1.200 / 2.000) + 20.270 = 45.542 kN

② 편재하시

PR1 = Pr1 + Sd1 = 276.343 + 20.270 = 296.613 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (69.086 x 1.200 / 2.000) + 20.270 = 61.722 kN

PR2 = Sd1 = 20.270 kN

PF2 = Sd2 = 20.270 kN

나. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 296.613 + 61.722 x (1.00 / 3.00)
+ 20.270 = 337.457 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 188.750 + 45.542 x (1.00 / 3.00)
+ 20.270 = 224.201 kN

② 편재하시 (A점 기준)

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 296.613 + 61.722 x (1.00 / 3.00)
+ 20.270 = 337.457 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 20.270 + 20.270 x (1.00 / 3.00)
+ 20.270 = 47.297 kN

다. 단면력 집계

구 분		계 산 식	
압축응력 및 지지력검토		(337.457 + 224.201 + 17.220) /2 =	289.439 kN
편재하시	압축응력 검토	(337.457 + 47.297 + 17.220) /2 =	200.987 kN
	휨압축응력 검토	(337.457 - 47.297) /2 =	145.080 kN

여기서, - 압축응력 및 지지력 검토시 (Pmax) = P1(연직력최대) + P2(연직력최대) + Ps
- 조합응력 검토의 압축응력 검토시 (Pp) = P1(편재하시) + P2(편재하시) + Ps
- 조합응력 검토의 휨응력 검토시 (Pm) = P1(편재하시) - P2(편재하시)
- 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.
① 중간말뚝의 간격 4.0m 미만의 경우 : 최대 반력의 1/3
② 중간말뚝의 간격 4.0m 이상의 경우 : 최대 반력의 1/2

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 289,439.0 / 13,480.00 = 21.5 MPa

(2) fc : 압축응력 - 조합응력검토시

fc = Pp/A = 200,987.0 / 13,480.00 = 14.9 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 145.080 x 0.300 = 43.524 kN.m

여기서, e(편심) = 0.3 m

fb = Mmax/Zx = 43,524,000 / 1,440,000 = 30.2 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 2,863.0 / 126.0 = 22.722 ($20 < \ell/r \leq 93$)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 206.5 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 2,863.0 / 72.6 = 39.435 ($20 < \ell/r \leq 93$)

fca = 1.00 x [210 - 1.3 x (ℓ/r - 20)] = 184.7 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 2,863.0 / 305.0 = 9.543 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 191.8 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 2,863.0 / 126.0 = 22.722

fcax = 1.00 x [1200000 / (ℓ/r)^2 x 1.5] = 3486.4 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력	fba =	191.8 MPa	>	fb =	30.2 MPa	∴ O.K !
압축응력	fca =	206.5 MPa	>	fc =	21.5 MPa	∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{14.9}{206.5} + \frac{30.2}{191.8 \times (1 - 14.9 / 3{,}486.4)} = 0.230$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력	fca =	184.7 MPa	>	fc =	21.5 MPa	∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = Pu + α x β x Rt (파일 지지선단이 암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

Pu : 암반에 근입된 말뚝의 선단지지력(tonf)(140 x qu^(1/2) x At^(2/5) x Ai^(1/3))

qu : 암반의 일축압축강도(to= 40

At : 말뚝의 선단부 순단면적= 0.090 ㎡

α: 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β: 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 = (1.210m)

ℓ: 각지층내의 말뚝길이(m)

τ: 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/㎡)= 0.1N 적용

- Pu = 140 x qu^(1/2) x At^(2/5) x Ai^(1/3) = 359 tonf = 3591.52 kN
: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 3,591.5 / 2 = 1795.761 kN
- R(최대반력) = 289.439 kN
: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

∴ R(최대반력) = 289.439 kN < Qa(허용지지력) = 1,795.761 kN ∴ O.K !

3. 흙막이벽 설계

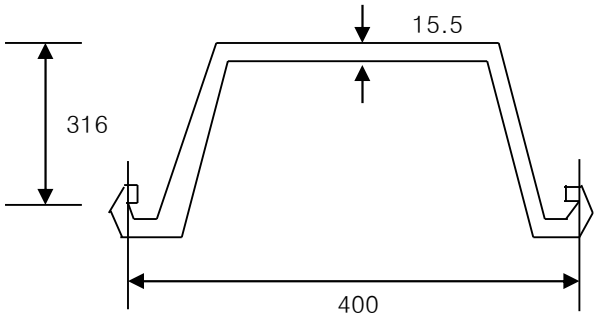
3.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : 합성-V 400×316×15.5 (SY30)

w (kN/m)	1.034
A (mm^2)	27625
I_x (mm^4/m)	420438161
Z_x (mm^3/m)	2712504
R_x (mm/m)	123.4
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	×	0			=	0	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	×	2			=	3.288	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	12.600	×	1	×	0	/	4	=	0	kN	
		1.167	×	12.600	×	1	×	0	/	4	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	1.034	×	8.226							=	8.50	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	16.79	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 52.84 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 57.22 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	16.790	x	1000	/	27624.6	=	0.608	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	52.840	x	1000000	/	2712504	×	0.6	MPa	
												=	32.467	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	57.220	x	100	/	2445.1	=	2.340	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (26.140)^2

= 2634.276 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	255.000	MPa	>	f_c	=	0.608	MPa	---> O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	270.000	MPa	>	f_b	=	32.467	MPa	---> O.K
전단응력	ua	=	150.000	MPa	>	f_u	=	2.340	MPa	---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{0.608}{255.0} + \frac{32.467}{270.000 \times (1 - (0.608 / 2634.276))}$$

= 0.123 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 78.631 kN

Total Passive Moment

Mp = 176.985 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 176.985 ÷ 78.631

= 2.251 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 2.670 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

4.726 × 0.2% = 9.452 mm

2.670 < 9.452 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 9.80 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 17.37 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	17.37	11.00	6.08	2.61	0.01	19.19

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 11.00 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 0.01 mm

부등 침하량: 10.99 mm

변위(δ/L) = 10.99 / 8,000 = 1 / 728 < 1 / 300 ∴ O.K !

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

4. 결과값 정리

4.1 부재검토 요약

공 종		단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
주형보	휨 응 력	MPa	71.78	210.00	2.93	∴ O.K	I - 700x300x13x24 (SS400)
	전단응력	MPa	36.04	120.00	3.33	∴ O.K	
	처 짐	mm	2.61	15.75	6.03	∴ O.K	
주형지지보(측면)	휨 응 력	MPa	53.13	210.00	3.95	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
	전단응력	MPa	75.56	120.00	1.59	∴ O.K	
주형지지보(중앙)	휨 응 력	MPa	90.40	190.20	2.10	∴ O.K	H - 440x300x11x18 (SS400)
	전단응력	MPa	73.28	120.00	1.64	∴ O.K	
중앙파일	휨응력	MPa	29.86	191.85	6.42	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
	압축응력	MPa	20.43	206.57	10.11	∴ O.K	
	조합응력		0.23	1.00	4.35	∴ O.K	
	지지력	kN	275.40	1795.76	6.52	∴ O.K	
쉬트파일	휨응력	MPa	32.47	270.00	8.32	∴ O.K	합성-V 400×316×15.5 (SY30)
	압축응력	MPa	0.61	255.00	419.56	∴ O.K	
	전단응력	MPa	2.34	150.00	64.10	∴ O.K	
	조합응력		0.123	1.000	8.15	∴ O.K	

4.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	2.25	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	2.67㎜	<	9.45㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/2247	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

5. 전산 DATA

5.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+375.000~STA.8+410.000 NBB-7 GL-11.30M적용)

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

PROFILE   1    1.997     1      1
          2    4.915     3      3
          3    8.115     2      2
          4    13.869    3      3
          5    20.217    4      4
          6    29.343    5      5
          7    35.000    6      6
          8    51.904    7      7
          9    60        8      8

VWALL   1    7.726     .02762     4.2044E-04     2.1E+08     1     1     1     0     0
        2    7.726     .008336    .000133        2.1E+08     2.4   .594  .201  0     0


STRUT   1    0.7    0.02355      6.8     2     0     0     0     0

Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO
```

```
STEP  1  excavation to 1.2
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 1.2

STEP  2  const strut 1 and excavation to 4.726
      const strut 1
      excavation 4.726
      ground settlement
      depth check

STEP  3  peck check
      peck 0.65 0 0
```

5.2 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+380) 검토.datDate : 2015-10-13
Project : 종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+375.000~STA.8+410.000 NBB-7 GL-11.30M적용)Time : 13:4

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

>> Min and Max of Pile Force <<

Step No	Exca Depth	S H E A R(kN/m) Max	Depth	Min	Depth	M O M E N T(kNm/m) Max	Depth	Min	Depth
1	1.20	4.49	4.90	-3.49	1.20	1.09	6.00	-5.36	2.90
2	4.70	23.88	1.90	-32.88	4.90	45.91	3.30	-3.08	6.40
3	4.70	57.22	0.70	-29.17	4.80	52.84	3.00	-7.12	0.70

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

>> Strut Force <<

Step No	Exca Depth	S T R U T N o. a n d D E P T H 1
		0.7
1	1.2	0.0
2	4.7	51.7
3	4.7	153.5

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

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

Node	Depth	Shear(kN/m) Max.(Step)	Min.(step)	Moment(kNm/m) Max.(step)	Min.(step)	변위(mm) Max.(step)	토압(kN/m2) Max(step)
1	0.00	0.00(2)	0.00(3)	0.05(3)	0.00(0)	0.75(1)	32.29(3)
6	0.50	0.00(0)	-14.46(3)	0.00(0)	-3.72(3)	0.68(1)	25.21(3)
8	0.70	57.22(3)	-19.54(3)	0.00(0)	-7.12(3)	0.72(2)	25.80(3)
13	1.20	43.61(3)	-3.49(1)	18.15(3)	-1.80(1)	1.22(2)	28.78(3)
21	2.00	23.13(2)	-2.85(1)	43.33(3)	-4.20(1)	1.95(2)	20.34(3)

48	4.70	3.82(1)	-30.19(2)	28.27(3)	-2.15(1)	2.45(2)	23.70(2)
50	4.90	4.49(1)	-32.88(2)	22.46(3)	-1.32(1)	2.36(2)	0.00(0)
53	5.20	3.24(1)	-27.74(3)	13.92(3)	-0.09(1)	2.21(2)	0.00(0)
58	5.70	1.03(1)	-14.95(3)	3.07(3)	0.00(0)	1.94(2)	0.00(0)
63	6.20	0.00(0)	-4.80(3)	1.07(1)	-2.81(2)	1.67(2)	0.00(0)
68	6.70	2.55(2)	-0.92(1)	0.72(1)	-2.66(2)	1.41(2)	0.00(0)
73	7.20	3.44(2)	-0.80(1)	0.26(1)	-1.11(3)	1.15(2)	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		57.22	-32.88	52.84	-7.12	2.67	33.48

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

Max Disp / Max Exdepth = 2.67mm/4.70m = 0.06%

변 경

12. Ramp-B

(STA.8+ 410.000～STA.8+ 420.000)

목 차

1. 표준단면

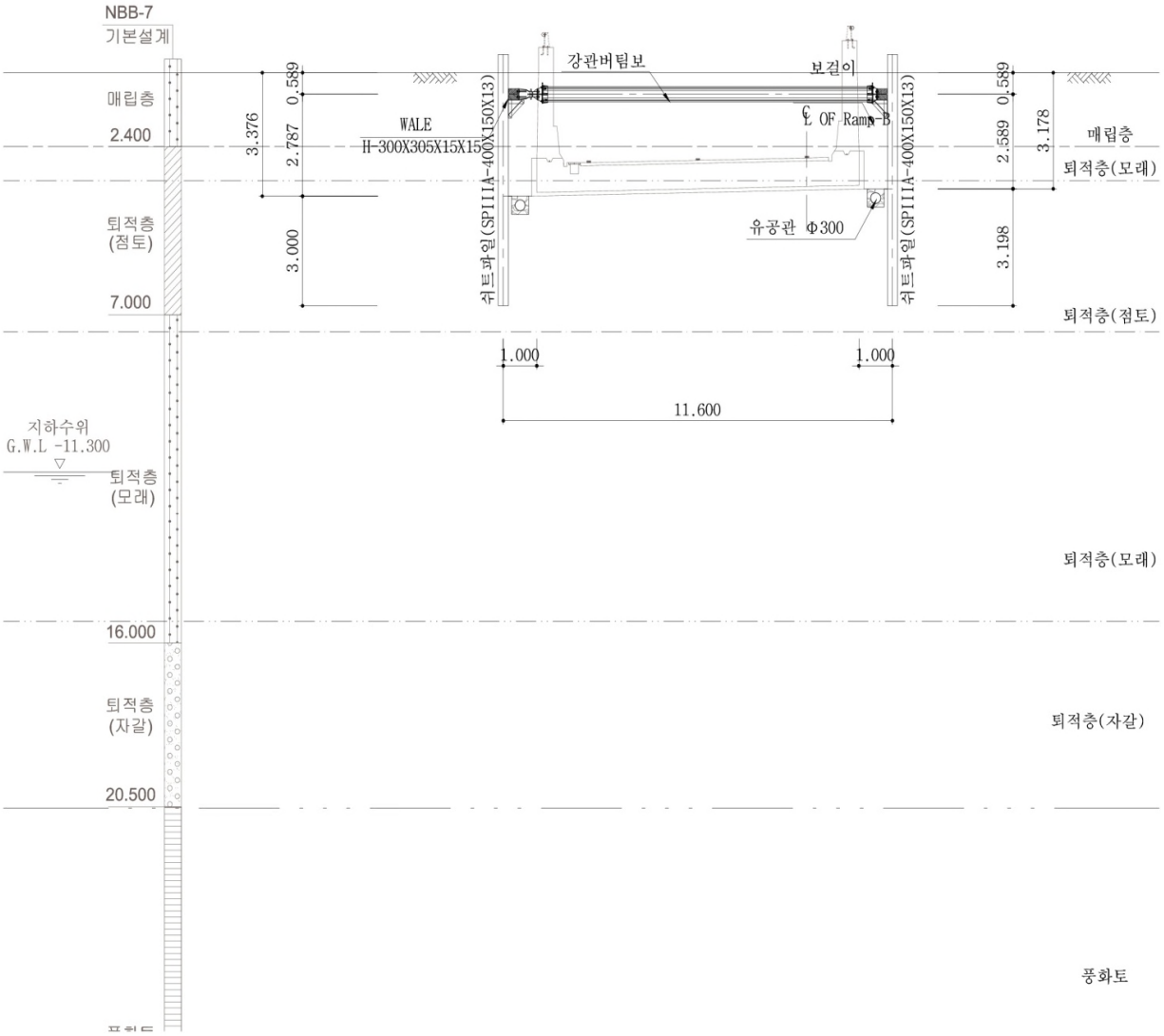
2. 설계기준
2.1 일반사항
2.2 하 중
2.3 재료의 허용응력
2.4 지반의 물성치

3. 흙막이 벽 설계
3.1 SHEETPILE 설계
3.2 버팀보 설계
3.3 버팀보 띠장 설계

4. 결과값 정리
4.1 부재 검토 요약
4.2 안전성 검토

5. 전산 DATA
5.1 INPUT DATA
5.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


NBB-7
기본설계
매립층
2.400
퇴적층
(점토)
7.000
지하수위
G.W.L -11.300
퇴적층
(모래)
16.000
퇴적층
(자갈)
20.500
풍화토
3.376
0.589
2.787
3.000
WALE
H-300X305X15X15
쉬트파일(SPIIIA-400X150X13)
강관버팀보
보걸이
℄ OF Ramp-B
유공관 Φ300
쉬트파일(SPIIIA-400X150X13)
0.589
2.589
3.178
3.198
매립층
퇴적층(모래)
퇴적층(점토)
퇴적층(모래)
퇴적층(자갈)
풍화토
1.000
1.000
11.600

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3. 흙막이벽 설계

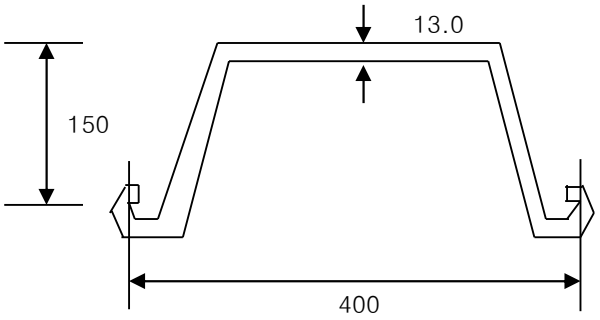
3.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : SP-III 400×150×13 (SY30)

w (kN/m)	0.600
A (mm^2)	19100
I_x (mm^4/m)	226000000
Z_x (mm^3/m)	1510000
R_x (mm/m)	108.8
A_w(mm^2/m)	975.0



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	1.000	×	1	×	0			=	0	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	×	2			=	3.288	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	11.600	×	1	×	0	/	4	=	0	kN	
		1.167	×	11.600	×	1	×	0	/	4	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	0.600	×	6.376							=	3.83	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	12.11	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 25.12 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 34.29 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	12.114	x	1000	/	19100.0	=	0.634	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	25.120	x	1000000	/	1510000	×	0.6	MPa	
												=	27.726	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	34.290	x	100	/	975.0	=	3.517	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (31.030)^2

= 1869.429 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	255.000	MPa	>	f_c	=	0.634	MPa	---> O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	270.000	MPa	>	f_b	=	27.726	MPa	---> O.K
전단응력	ua	=	150.000	MPa	>	f_u	=	3.517	MPa	---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{0.634}{255.0} + \frac{27.726}{270.000 \times (1 - (0.634 / 1869.429))}$$

= 0.105 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 53.489 kN

Total Passive Moment

Mp = 200.536 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 200.536 ÷ 53.489

= 3.749 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 1.390 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

3.376 × 0.2% = 6.752 mm

1.390 < 6.752 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 8.08 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 17.37 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	17.37	9.84	4.43	1.15	0.98	38.44

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 9.84 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 0.98 mm

부등 침하량: 8.86 mm

변위(δ/L) = 8.86 / 8,000 = 1 / 903 < 1 / 300 ∴ O.K !

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

3.2 버팀보 설계

3.2.1 버팀보 (Φ406.4mm, t=9mm) : 1 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 ---------- 4.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 179.40 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 5.800 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 5.800 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 = 179.400 / 1 EA / cos (0.0 °) = 179.400 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 179.400 + 120.000 = 299.400 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 299.40 / 112.3622 × 1.0 = 2.665 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 × 5.80^2 / 8 = 21.03 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 21.03 / 1092 × 100 = 1.925 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 × 5.80 / 2 = 14.50 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.258 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 5.80 / 14.05 × 100 = 41.270 < 100 ∴ O.K

L / R = 5.80 / 14.05 × 100 = 41.270 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 164.11 Mpa

f_c = 26.650 Mpa f_{bc} = 19.250 Mpa f_{bt} = 19.25 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -45.900$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -7.400$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-45.900) - (-7.400)}{-45.900} = 0.839$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.839 / 10 = 1.084$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.084 \times 0.90) = 20.828$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 164.110 \times 189.0 / 189.0 = 164.11$ Mpa

$\therefore f_c = 26.65$ Mpa $< f_{ca} = 164.11$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 19.25$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 951.14$ Mpa

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

$$= \frac{26.65}{164.11} + \frac{19.25}{189.00 \times (1 - 26.65 / 951.14)}$$

$= 0.162 + 0.105 = 0.267 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 26.65 + \frac{19.25}{(1 - 26.65 / 951.14)}$$

$= 26.650 + 19.805 = 46.455 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 2.580 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{45.900}{164.110} + \left\{\frac{2.580}{106.692}\right\}^2$$

= 0.280 + 0.024^2 = 0.281 ≤ 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
26.65	164.11	O.K	19.25	189.000	O.K	2.580	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.267	O.K	46.455	189.00	O.K	0.281	O.K

3.3 버팀보 띠장 설계

3.3.1 버팀보 띠장 (1) 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 = 4.000 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) = 179.400 / 4.000 = 44.850 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

M_1 = 1/8 WL^2 1/8 x 44.850 x 4.000 x 4.000 = 89.700 kN·m

- 연속보로 적용시

M_2 = 1/10 WL^2 1/10 x 44.850 x 4.000 x 4.000 = 71.760 kN·m

∴ Mmax max (71.760 , 89.700) = 89.700 kN·m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 44.850 x 4.000 = 104.650 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 44.850 x 4.000 = 107.640 kN

∴ Smax max (104.650 , 107.640) = 107.640 kN·m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 89,700,000 / 1,440,000 = 62.292 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 107,640 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15) 26.578 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 4,000 / 305 = 13.115 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 178.986 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	178.986 MPa	>	fb =	62.292 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	26.578 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 107640 / 120 = 897.000 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 104650 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 23.315 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 23.315 MPa ∴ O.K !

4. 결과값 정리

4.1 부재검토 요약

공 종			단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
쉬트 파일		휨응력	MPa	27.73	270.00	9.74	∴ O.K	SP-Ⅲ 400×150×13 (SY30)
		압축응력	MPa	0.63	255.00	402.07	∴ O.K	
		전단응력	MPa	3.52	150.00	42.65	∴ O.K	
		조합응력		0.105	1.000	9.51	∴ O.K	
버팀보 (9t)		작용력	kN/ea	299.40				Φ406.4mm, t=9mm (SS400)
		조합응력		0.28	1.00	3.56	∴ O.K	
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	62.29	178.99	2.87	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
		전단응력	MPa	23.32	120.00	5.15	∴ O.K	

4.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	3.75	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	1.39㎜	<	6.75㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/4301	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

5. 전산 DATA

5.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+410~STA.8+420 GL-11.30M적용)

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

PROFILE   1    2.106     1      1
          2    2.955     3      3
          3    7.088     2      2
          4    15.041    3      3
          5    20.157    4      4
          6    31.532    5      5
          7    40.000    6      6
          8    55.000    7      7
          9    60        8      8

VWALL     1     6.876      .0191      .000226      2.1E+08      1     1     1     0     0

STRUT   1   0.589      0.01124      5.8      4      0      0      0      0



Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
```

```
ECHO

STEP  1  excavation to 1.089
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 1.089

STEP  2  const strut 1 and excavation to 3.376
      const strut 1
      excavation 3.376
      ground settlement
      depth check

STEP  3  peck check
      peck 0.65 0 0


END
```

5.2 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+400) 검토.datDate : 2015-10-13
Project : 종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+410~STA.8+420 GL-11.30M적용)Time : 14:05:02

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	1.10	3.50	3.00	-2.89	1.10	0.47	4.90	-3.45	2.30
2	3.40	9.54	0.60	-13.15	3.40	14.28	2.50	-1.45	5.20
3	3.40	34.29	0.60	-18.97	3.40	25.12	2.20	-4.08	5.20

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
No	Depth	0.6
1	1.1	0.0
2	3.4	43.7
3	3.4	179.4

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

>> 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	0.00(1)	0.00(3)	0.03(3)	0.00(0)	0.74(1)	16.63(3)
6	0.50	0.00(0)	-8.70(3)	0.00(0)	-2.11(3)	0.71(2)	18.35(3)
7	0.60	34.29(3)	-10.56(3)	0.00(0)	-3.07(3)	0.76(2)	18.74(3)
12	1.10	24.44(3)	-2.89(1)	11.66(3)	-1.54(1)	0.97(2)	20.81(3)
22	2.10	6.55(2)	-1.16(1)	25.01(3)	-3.31(1)	1.32(3)	15.81(2)

31	3.00	3.50(1)	-10.48(3)	21.22(3)	-2.17(1)	1.38(2)	25.56(3)
35	3.40	2.41(1)	-18.97(3)	15.02(3)	-0.99(1)	1.35(2)	24.33(3)
40	3.90	1.29(1)	-17.47(3)	5.99(3)	-0.07(1)	1.27(2)	0.00(0)
45	4.40	0.49(1)	-9.28(3)	0.36(1)	-0.83(3)	1.18(2)	0.00(0)
50	4.90	0.00(0)	-2.69(3)	0.47(1)	-3.71(3)	1.08(2)	0.00(0)
55	5.40	1.42(3)	-0.26(1)	0.39(1)	-3.92(3)	1.00(2)	0.00(0)
60	5.90	3.29(3)	-0.32(1)	0.23(1)	-2.65(3)	0.92(2)	0.00(0)
65	6.40	3.12(3)	-0.23(1)	0.09(1)	-0.95(3)	0.84(2)	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		34.29	-18.97	25.12	-4.08	1.39	25.56

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

Max Disp / Max Exdepth = 1.39mm/3.40m = 0.04%

변 경

13. Ramp-B

(STA.8+ 420.000～STA.8+ 440.000)

목 차

1. 표준단면

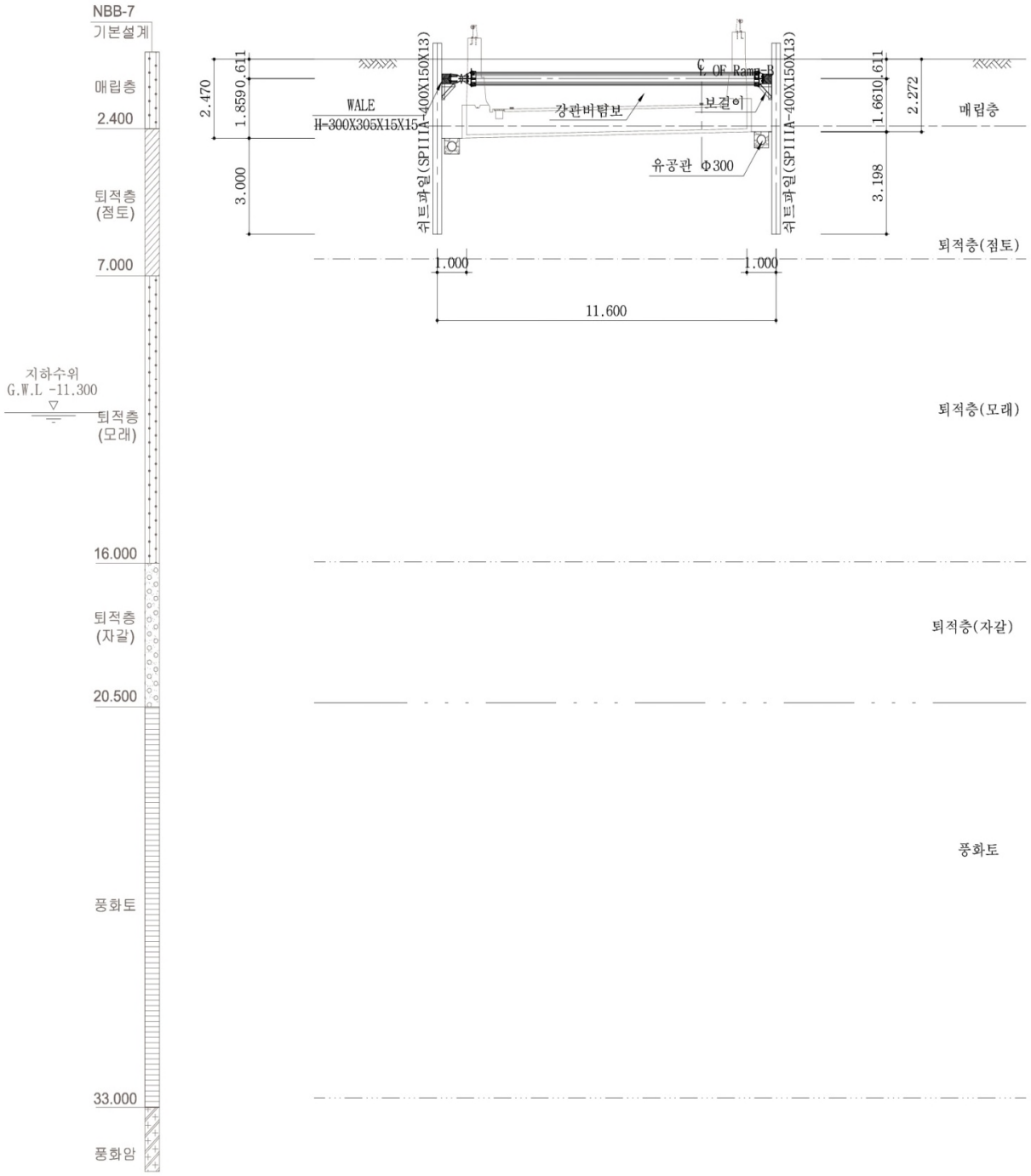
2. 설계기준
2.1 일반사항
2.2 하 중
2.3 재료의 허용응력
2.4 지반의 물성치

3. 흙막이 벽 설계
3.1 SHEETPILE 설계
3.2 버팀보 설계
3.3 버팀보 띠장 설계

4. 결과값 정리
4.1 부재 검토 요약
4.2 안전성 검토

5. 전산 DATA
5.1 INPUT DATA
5.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


NBB-7
기본설계
매립층
2.400
퇴적층
(점토)
7.000
지하수위
G.W.L -11.300
퇴적층
(모래)
16.000
퇴적층
(자갈)
20.500
풍화토
33.000
풍화암
2.470
0.611
1.859
3.000
WALE
H-300X305X15X15
쉬트파일(SP111A-400X150X13)
℄ OF Ramp-B
강관버팀보
보걸이
유공관 Φ300
쉬트파일(SP111A-400X150X13)
1.000
1.000
11.600
1.661
0.611
3.198
2.272
매립층
퇴적층(점토)
퇴적층(모래)
퇴적층(자갈)
풍화토

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ 10.5-0.072(ℓ/r)	$\ell/r \leq 100$ 12-0.087(ℓ/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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3. 흙막이벽 설계

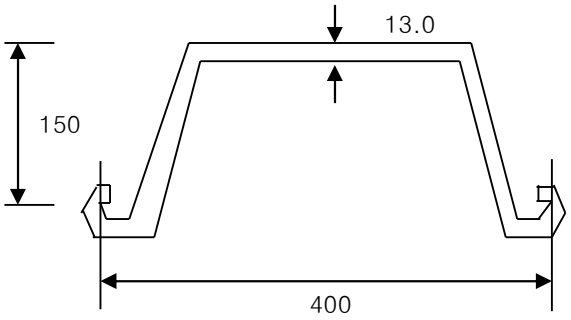
3.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : SP-III 400×150×13(SY30)

w (kN/m)	0.600
A (mm^2)	19100
I_x (mm^4/m)	226000000
Z_x (mm^3/m)	1510000
R_x (mm/m)	108.8
A_w(mm^2/m)	975.0



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	1.000	×	1	×	0			=	0	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	×	2			=	3.288	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	####	×	1	×	0	/	4	=	0	kN	
		1.167	×	####	×	1	×	0	/	4	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	0.600	×	5.47							=	3.28	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	11.57	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 14.49 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 23.17 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	11.570	x	1000	/	19100.0	=	0.606	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	14.490	x	1000000	/	1510000	×	0.6	MPa	
												=	15.993	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	23.170	x	100	/	975.0	=	2.376	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (22.700)^2

= 3493.179 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	255.000	MPa	>	f_c	=	0.606	MPa	---> O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	270.000	MPa	>	f_b	=	15.993	MPa	---> O.K
전단응력	ua	=	150.000	MPa	>	f_u	=	2.376	MPa	---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{0.606}{255.0} + \frac{15.993}{270.000 \times (1 - (0.606 / 3493.179))}$$

= 0.062 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 31.956 kN

Total Passive Moment

Mp = 163.486 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 163.486 ÷ 31.956

= 5.116 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 0.930 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

2.470 × 0.2% = 4.940 mm

0.930 < 4.940 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 7.52 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 17.37 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	17.37	9.36	3.81	0.71	1.89	48.61

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 9.36 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 1.89 mm

부등 침하량: 7.47 mm

변위(δ/L) = 7.47 / 8,000 = 1 / 1071 < 1 / 300 ∴ O.K !

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

3.2 버팀보 설계

3.2.1 버팀보 (Φ406.4mm, t=9mm) : 1 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	4.0	m
버팀보의 설치 각도	0.0	°
버팀보의 온도변화에 의한 축력	120.00	Kn
버팀보 위에 작용하는 등분포하중 (w) (자중, 자재적재 등에 의한 하중)	5.00	kN/m
버팀보의 최대축력	125.20	kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1)	5.800	m
최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2)	5.800	m
강재의 허용응력 보정계수 (강재의 재사용과 장기사용등을 고려하여 보정계수 0.9를 적용)	0.9	

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 = 125.200 / 1 EA / cos (0.0 °) = 125.200 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 125.200 + 120.000 = 245.200 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 245.20 / 112.3622 × 1.0 = 2.182 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 × 5.80^2 / 8 = 21.03 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 21.03 / 1092 × 100 = 1.925 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 × 5.80 / 2 = 14.50 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.258 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 5.80 / 14.05 × 100 = 41.270 < 100 ∴ O.K

L / R = 5.80 / 14.05 × 100 = 41.270 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 164.11 Mpa

f_c = 21.820 Mpa f_{bc} = 19.250 Mpa f_{bt} = 19.25 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -41.070$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -2.570$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-41.070) - (-2.570)}{-41.070} = 0.937$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.937 / 10 = 1.094$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.094 \times 0.90) = 20.638$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 164.110 \times 189.0 / 189.0 = 164.11$ Mpa

$\therefore f_c = 21.82$ Mpa $< f_{ca} = 164.11$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 19.25$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 951.14$ Mpa

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

$$= \frac{21.82}{164.11} + \frac{19.25}{189.00 \times (1 - 21.82 / 951.14)}$$

$= 0.133 + 0.104 = 0.237 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 21.82 + \frac{19.25}{(1 - 21.82 / 951.14)}$$

$= 21.820 + 19.702 = 41.522 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 2.580 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{41.070}{164.110} + \left\{\frac{2.580}{106.692}\right\}^2$$

= 0.250 + 0.024^2 = 0.251 ≤ 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
21.82	164.11	O.K	19.25	189.000	O.K	2.580	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.237	O.K	41.522	189.00	O.K	0.251	O.K

3.3 버팀보 띠장 설계

3.3.1 버팀보 띠장 (1) 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 = 4.000 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) = 125.200 / 4.000 = 31.300 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 31.300 x 4.000 x 4.000 = 62.600 kN·m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 31.300 x 4.000 x 4.000 = 50.080 kN·m

∴ Mmax max (50.080 , 62.600) = 62.600 kN·m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 31.300 x 4.000 = 73.033 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 31.300 x 4.000 = 75.120 kN

∴ Smax max (73.033 , 75.120) = 75.120 kN·m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 62,600,000 / 1,440,000 = 43.472 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 75,120 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15)] 18.548 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 4,000 / 305 = 13.115 ($4.5 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 178.986 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	178.986 MPa	>	fb =	43.472 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	18.548 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 75120 / 120 = 626.000 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 73033.3333333333 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 16.271 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 16.271 MPa ∴ O.K !

4. 결과값 정리

4.1 부재검토 요약

공 종			단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
쉬트 파일		휨응력	MPa	15.99	270.00	16.88	∴ O.K	SP-Ⅲ 400×150×13 (SY30)
		압축응력	MPa	0.61	255.00	420.96	∴ O.K	
		전단응력	MPa	2.38	150.00	63.12	∴ O.K	
		조합응력		0.062	1.000	16.23	∴ O.K	
버팀보 (9t)		작용력	kN/ea	245.20				Φ406.4mm, t=9mm (SS400)
		조합응력		0.25	1.00	3.98	∴ O.K	
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	43.47	178.99	4.12	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
		전단응력	MPa	16.27	120.00	7.38	∴ O.K	

4.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	5.12	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	0.93mm	<	4.94mm	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/7143	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

5. 전산 DATA

5.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+420~STA.8+440 GL-11.30M적용)

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

PROFILE   1    2.092     1       1
          2    6.252     2       2
          3    15.745    3       3
          4    20.152    4       4
          5    32.478    5       5
          6    36.000    6       6
          7    51.986    7       7
          8    60        8       8


VWALL     1     5.970      .0191      .000226      2.1E+08      1     1     1     0     0

STRUT   1   0.611      0.01124      5.8      4      0      0      0      0


Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
```

```
ECHO

STEP  1  excavation to 1.111
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 1.111

STEP  2  const strut 1 and excavation to 2.470
      const strut 1
      excavation 2.470
      ground settlement
      depth check

STEP  3  peck check
      peck 0.65 0 0


END
```

5.2 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+420) 검토.datDate : 2015-10-13
Project : 종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+420~STA.8+440 GL-11.30M적용)Time : 14:50:09

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	1.10	1.00	2.90	-2.56	1.10	0.03	6.00	-2.23	1.80
2	2.50	7.39	0.60	-6.21	2.50	7.06	2.00	-0.48	0.60
3	2.50	23.17	0.60	-10.88	3.00	14.49	2.00	-2.36	0.60

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
No	Depth	0.6
1	1.1	0.0
2	2.5	35.1
3	2.5	125.2

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

>> 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	0.00(1)	0.00(0)	0.02(3)	0.00(0)	0.76(1)	12.72(3)
6	0.50	0.00(0)	-6.70(3)	0.00(0)	-1.62(3)	0.75(2)	14.15(3)
7	0.60	23.17(3)	-8.13(3)	0.00(0)	-2.36(3)	0.77(2)	14.45(3)
12	1.10	15.58(3)	-2.56(1)	7.36(3)	-1.48(1)	0.84(2)	16.04(3)
22	2.10	0.60(1)	-2.18(3)	14.37(3)	-2.11(1)	0.93(2)	19.71(3)

26	2.50	0.93(1)	-9.09(3)	11.95(3)	-1.80(1)	0.93(2)	18.77(3)
31	3.00	0.99(1)	-10.88(3)	6.96(3)	-1.30(1)	0.90(2)	0.00(0)
36	3.50	0.85(1)	-6.79(3)	2.41(3)	-0.84(1)	0.86(2)	0.00(0)
41	4.00	0.62(1)	-3.09(3)	0.15(2)	-0.47(1)	0.81(2)	0.00(0)
46	4.50	0.40(1)	-0.58(3)	0.00(0)	-0.87(3)	0.76(2)	0.00(0)
51	5.00	0.75(3)	0.00(0)	0.00(0)	-0.77(3)	0.72(2)	0.00(0)
56	5.50	0.96(3)	0.00(0)	0.01(1)	-0.30(3)	0.67(2)	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		23.17	-10.88	14.49	-2.36	0.93	19.71

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

Max Disp / Max Exdepth = 0.93mm/2.50m = 0.04%

변 경

14. Ramp-B

(STA.8+ 440.000～STA.8+ 445.000)

목 차

1. 표준단면

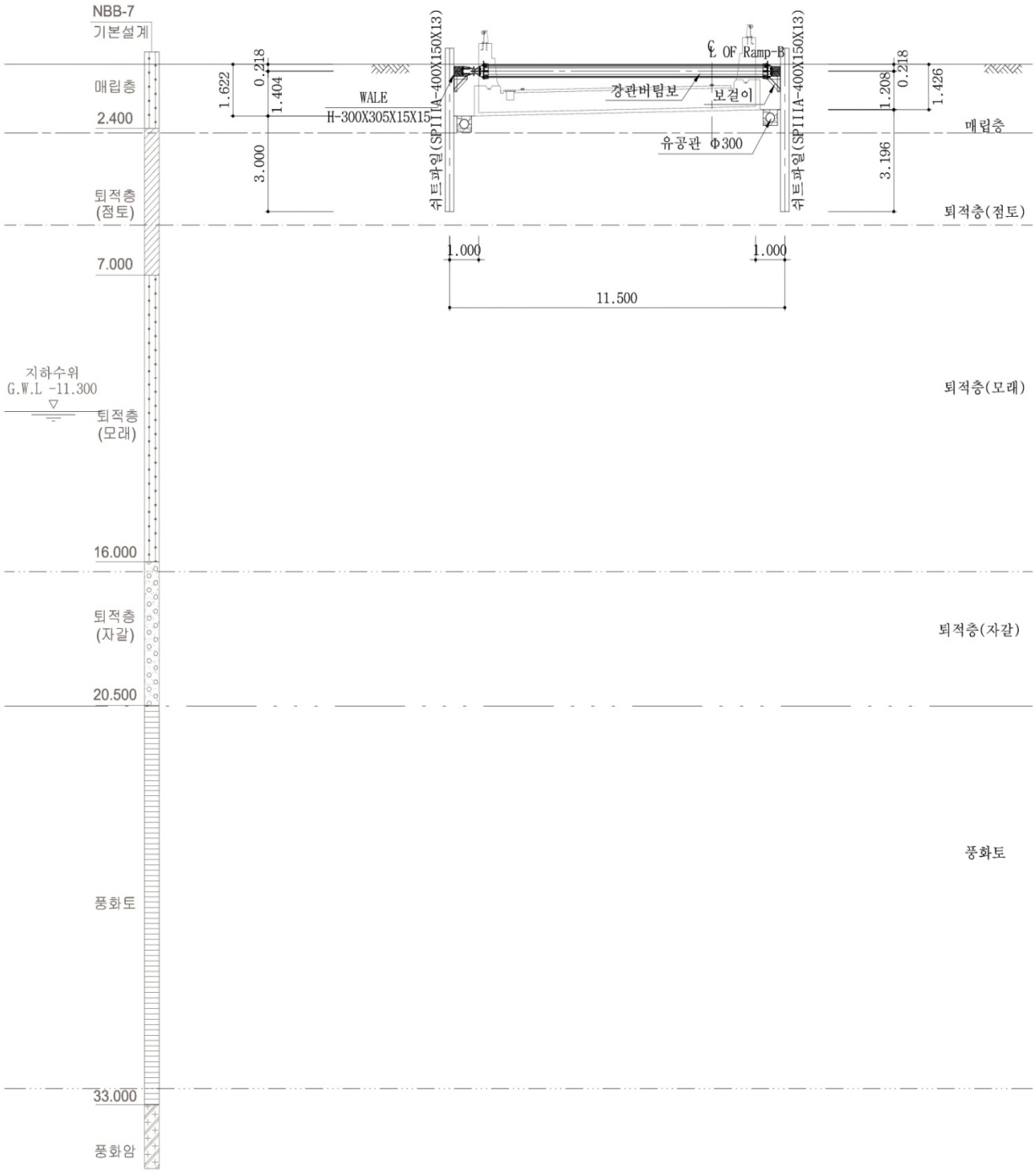
2. 설계기준
2.1 일반사항
2.2 하 중
2.3 재료의 허용응력
2.4 지반의 물성치

3. 흙막이 벽 설계
3.1 SHEETPILE 설계
3.2 버팀보 설계
3.3 버팀보 띠장 설계

4. 결과값 정리
4.1 부재 검토 요약
4.2 안전성 검토

5. 전산 DATA
5.1 INPUT DATA
5.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


NBB-7
기본설계
매립층
2.400
퇴적층
(점토)
7.000
지하수위
G.W.L -11.300
퇴적층
(모래)
16.000
퇴적층
(자갈)
20.500
풍화토
33.000
풍화암
1.622
0.218
1.404
3.000
WALE
H-300X305X15X15
쉬트파일(SPIIIA-400X150X13)
℄ OF Ramp-B
강관버팀보
보걸이
유공관 Φ300
쉬트파일(SPIIIA-400X150X13)
1.208
0.218
1.426
3.196
매립층
퇴적층(점토)
퇴적층(모래)
퇴적층(자갈)
풍화토
1.000
1.000
11.500

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ 10.5-0.072(ℓ/r)	$\ell/r \leq 100$ 12-0.087(ℓ/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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3. 흙막이벽 설계

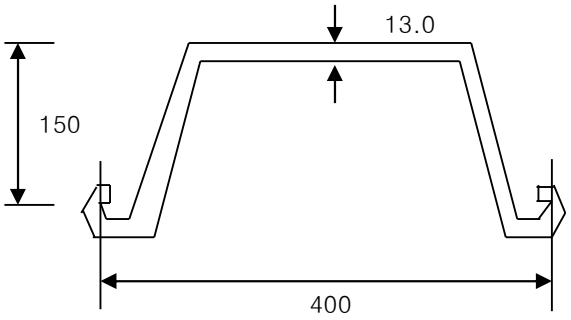
3.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : SP-III 400×150×13(SY30)

w (kN/m)	0.600
A (mm^2)	19100
I_x (mm^4/m)	226000000
Z_x (mm^3/m)	1510000
R_x (mm/m)	108.8
A_w(mm^2/m)	975.0



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	1.000	×	1	×	0			=	0	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	×	2			=	3.288	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	####	×	1	×	0	/	4	=	0	kN	
		1.167	×	####	×	1	×	0	/	4	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	0.600	×	4.622							=	2.77	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	11.06	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 7.42 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 12.45 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	11.061	x	1000	/	19100.0	=	0.579	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	7.420	x	1000000	/	1510000	×	0.6	MPa	
												=	8.190	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	12.450	x	100	/	975.0	=	1.277	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (14.910)^2

= 8096.871 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	255.000	MPa	>	f_c	=	0.579	MPa	---> O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	270.000	MPa	>	f_b	=	8.190	MPa	---> O.K
전단응력	ua	=	150.000	MPa	>	f_u	=	1.277	MPa	---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{0.579}{255.0} + \frac{8.190}{270.000 \times (1 - (0.579 / 8096.871))}$$

= 0.033 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 20.354 kN

Total Passive Moment

Mp = 147.148 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 147.148 ÷ 20.354

= 7.229 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 0.640 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

1.622 × 0.2% = 3.244 mm

0.640 < 3.244 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 6.84 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 17.37 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	17.37	8.70	2.99	0.26	3.71	65.28

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 8.70 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 3.71 mm

부등 침하량: 4.99 mm

변위(δ/L) = 4.99 / 8,000 = 1 / 1603 < 1 / 300 ∴ O.K !

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

3.2 버팀보 설계

3.2.1 버팀보 (Φ406.4mm, t=9mm) : 1 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 ---------- 4.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 57.20 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 5.750 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 5.750 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 = 57.200 / 1 EA / cos (0.0 °) = 57.200 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 57.200 + 120.000 = 177.200 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

$f_c = N / A = 177.20 / 112.3622 \times 1.0 = 1.577$ kN/cm^2

(3) 설계 휨모멘트 (M)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 휨모멘트 (M) $= w \times L^2 / 8 = 5.00 \times 5.75^2 / 8 = 20.66$ kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

$f_b = M / Z = 20.66 / 1092 \times 100 = 1.892$ kN/cm^2

(5) 설계 전단력(S)

가. 버팀보의 작용연직하중 (w) = 5.00 kN/m (자중포함)

나. 설계 전단력 (S) $= w \times L / 2 = 5.00 \times 5.75 / 2 = 14.38$ kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.256 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

$L / R = 5.75 / 14.05 \times 100 = 40.914 < 100$ ∴ O.K

$L / R = 5.75 / 14.05 \times 100 = 40.914$, $(20 < L/R \leq 93)$

$f_{cag} = 0.9 \times (210 - 1.3 \times (L/R - 20)) = 164.53$ Mpa

f_c = 15.770 Mpa f_{bc} = 18.920 Mpa f_{bt} = 18.92 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -34.690$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = 3.150$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-34.690) - 3.150}{-34.690} = 1.091$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 1.091 / 10 = 1.109$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.109 \times 0.90) = 20.359$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 164.530 \times 189.0 / 189.0 = 164.53$ Mpa

$\therefore f_c = 15.77$ Mpa $< f_{ca} = 164.53$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 18.92$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 967.77$ Mpa

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

$$= \frac{15.77}{164.53} + \frac{18.92}{189.00 \times (1 - 15.77 / 967.77)}$$

$= 0.096 + 0.102 = 0.198 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 15.77 + \frac{18.92}{(1 - 15.77 / 967.77)}$$

$= 15.770 + 19.233 = 35.003 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 2.560 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{34.690}{164.530} + \left\{\frac{2.560}{106.692}\right\}^2$$

= 0.211 + 0.024^2 = 0.212 ≤ 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
15.77	164.53	O.K	18.92	189.000	O.K	2.560	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.198	O.K	35.003	189.00	O.K	0.212	O.K

3.3 버팀보 띠장 설계

3.3.1 버팀보 띠장 (1) 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 = 4.000 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) = 57.200 / 4.000 = 14.300 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

M_1 = 1/8 WL^2 1/8 x 14.300 x 4.000 x 4.000 = 28.600 kN · m

- 연속보로 적용시

M_2 = 1/10 WL^2 1/10 x 14.300 x 4.000 x 4.000 = 22.880 kN · m

∴ Mmax max (22.880 , 28.600) = 28.600 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 14.300 x 4.000 = 33.367 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 14.300 x 4.000 = 34.320 kN

∴ Smax max (33.367 , 34.320) = 34.320 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 28,600,000 / 1,440,000 = 19.861 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 34,320 / [(300.0 - 15.0 x 2) x 15)] 8.474 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 4,000 / 305 = 13.115 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 178.986 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	178.986 MPa	>	fb =	19.861 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	8.474 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 34320 / 120 = 286.000 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 438.48) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 33366.6666666667 / (4050 + 438.48 x 1ea)

= 7.434 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 7.434 MPa ∴ O.K !

4. 결과값 정리

4.1 부재검토 요약

공 종			단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
쉬트 파일		휨응력	MPa	8.19	270.00	32.97	∴ O.K	SP-Ⅲ 400×150×13 (SY30)
		압축응력	MPa	0.58	255.00	440.32	∴ O.K	
		전단응력	MPa	1.28	150.00	117.47	∴ O.K	
		조합응력		0.033	1.000	30.67	∴ O.K	
버팀보 (9t)		작용력	kN/ea	177.20				Φ406.4mm, t=9mm (SS400)
		조합응력		0.21	1.00	4.72	∴ O.K	
띠장	버팀보 H300	휨응력	MPa	19.86	178.99	9.01	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
		전단응력	MPa	7.43	120.00	16.14	∴ O.K	

4.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	7.23	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	0.64mm	<	3.24mm	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/16000	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

5. 전산 DATA

5.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+440~STA.8+445 GL-11.30M적용)

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

PROFILE   1    2.155     1       1
          2    5.039     2       2
          3    15.921    3       3
          4    20.135    4       4
          5    32.115    5       5
          6    36.000    6       6
          7    51.000    7       7
          8    60        8       8


VWALL     1     5.122      .0191      .000226      2.1E+08      1     1     1     0     0

STRUT   1   0.218      0.01124       5.75      4      0      0      0      0



Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
```

```
ECHO

STEP  1  excavation to 0.718
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 0.718

STEP  2  const strut 1 and excavation to 1.622
      const strut 1
      excavation 1.622
      ground settlement
      depth check

STEP  3  peck check
      peck 0.65 0 0


END
```

5.2 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+440) 검토.datDate : 2015-10-13
Project : 종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+440~STA.8+445 GL-11.30M적용)Time : 15:17:29

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	0.70	0.66	2.10	-1.73	0.70	0.02	5.10	-1.22	1.40
2	1.60	5.20	0.20	-2.06	1.60	3.91	1.40	-0.06	0.20
3	1.60	12.45	0.20	-5.47	2.20	7.42	1.40	-0.17	0.20

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

>> Strut Force <<

Step	Exca	------- S T R U T N o. a n d D E P T H --------
No	Depth	1
1	0.7	0.0
2	1.6	23.3
3	1.6	57.2

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

>> 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	0.00(2)	0.00(0)	0.02(3)	0.00(0)	0.54(2)	9.06(3)
3	0.20	12.45(3)	-1.85(3)	0.00(0)	-0.17(3)	0.56(2)	9.43(3)
6	0.50	9.54(3)	-1.37(1)	3.14(3)	-0.37(1)	0.58(2)	10.02(3)
8	0.70	7.50(3)	-1.73(1)	4.84(3)	-0.70(1)	0.60(2)	10.43(3)
17	1.60	0.34(1)	-2.41(3)	7.11(3)	-1.17(1)	0.64(2)	12.47(3)

22	2.10	0.66(1)	-5.34(3)	5.19(3)	-0.90(1)	0.63(2)	0.00(0)
23	2.20	0.66(1)	-5.47(3)	4.63(3)	-0.83(1)	0.63(2)	0.00(0)
27	2.60	0.57(1)	-3.99(3)	2.74(3)	-0.58(1)	0.61(2)	0.00(0)
32	3.10	0.42(1)	-2.36(3)	1.17(3)	-0.33(1)	0.59(2)	0.00(0)
37	3.60	0.28(1)	-1.11(3)	0.49(2)	-0.16(1)	0.55(2)	0.00(0)
42	4.10	0.16(1)	-0.41(2)	0.19(2)	-0.05(1)	0.52(2)	0.00(0)
47	4.60	0.09(3)	-0.13(2)	0.06(2)	-0.04(3)	0.48(2)	0.00(0)
51	5.00	0.06(3)	-0.01(2)	0.03(2)	0.00(0)	0.45(2)	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		12.45	-5.47	7.42	-1.22	0.64	12.47

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

Max Disp / Max Exdepth = 0.64mm/1.60m = 0.04%

변 경

15. Ramp-B

(STA.8+ 445.000～STA.8+ 475.000)

목 차

1. 표준단면

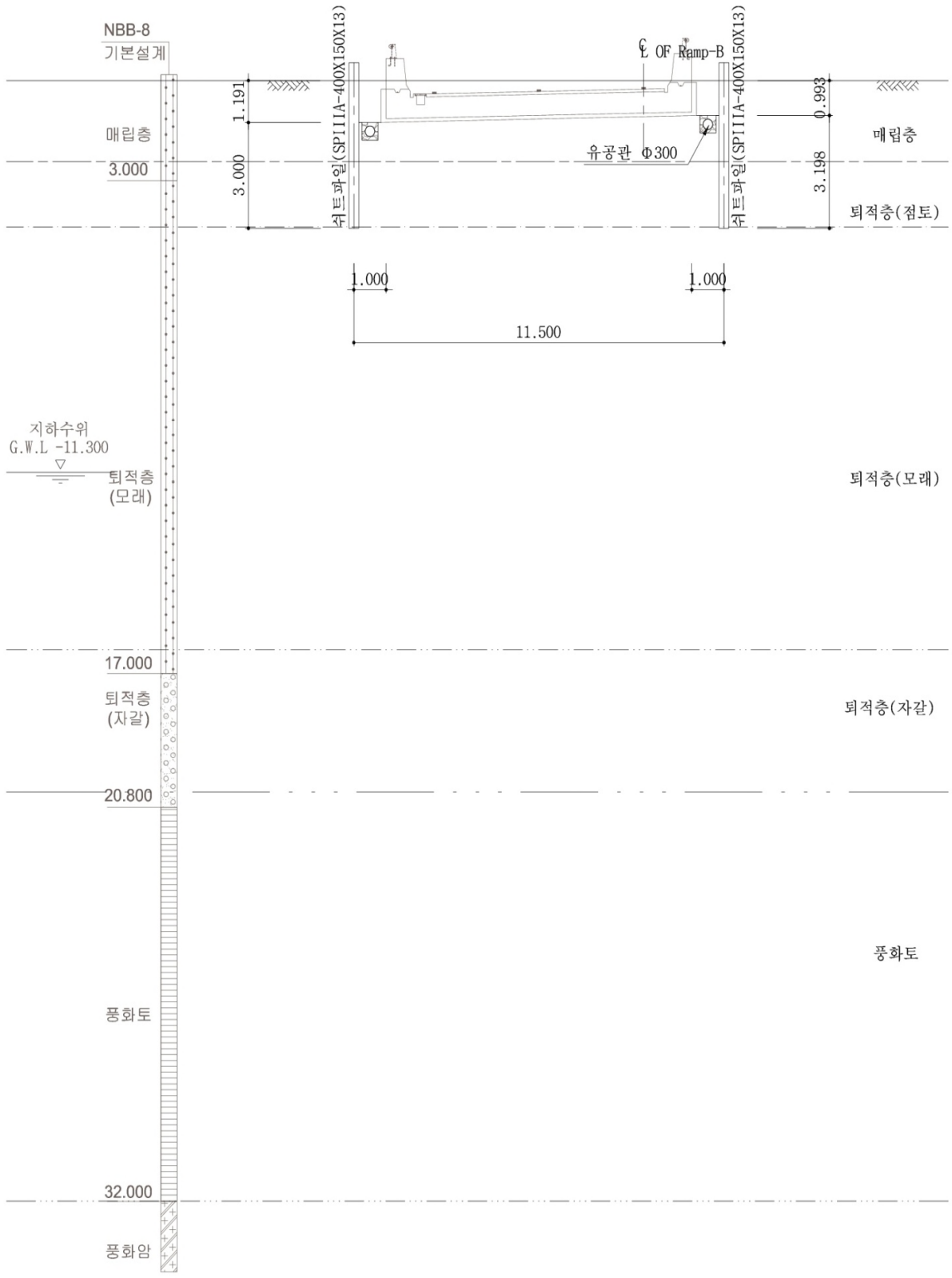
2. 설계기준
2.1 일반사항
2.2 하 중
2.3 재료의 허용응력
2.4 지반의 물성치

3. 흙막이 벽 설계
3.1 SHEETPILE 설계

4. 결과값 정리
4.1 부재 검토 요약
4.2 안전성 검토

5. 전산 DATA
5.1 INPUT DATA
5.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


NBB-8
기본설계
매립층
3.000
퇴적층
(모래)
17.000
퇴적층
(자갈)
20.800
풍화토
32.000
풍화암
지하수위
G.W.L -11.300
1.191
3.000
쉬트파일(SPIIIA-400X150X13)
℄ OF Ramp-B
유공관 Φ300
쉬트파일(SPIIIA-400X150X13)
0.993
3.198
매립층
퇴적층(점토)
퇴적층(모래)
퇴적층(자갈)
풍화토
1.000
1.000
11.500

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3. 흙막이벽 설계

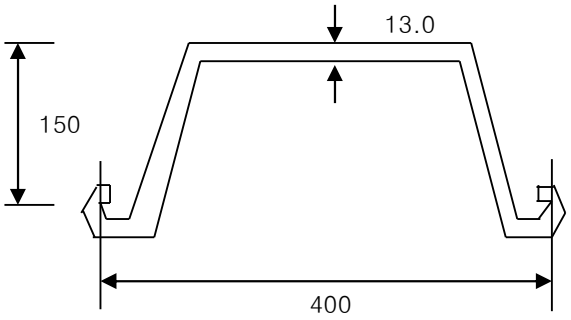
3.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : SP-III 400×150×13(SY30)

w (kN/m)	0.600
A (mm^2)	19100
I_x (mm^4/m)	226000000
Z_x (mm^3/m)	1510000
R_x (mm/m)	108.8
A_w(mm^2/m)	975.0



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	1.000	×	1	×	0			=	0	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	×	2			=	3.288	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	####	×	1	×	0	/	4	=	0	kN	
		1.167	×	####	×	1	×	0	/	4	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	0.600	×	4.191							=	2.51	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	10.80	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 2.47 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 2.79 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	10.803	x	1000	/	19100.0	=	0.566	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	2.470	x	1000000	/	1510000	×	0.6	MPa	
												=	2.726	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	2.790	x	100	/	975.0	=	0.286	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (10.950)^2

= 15012.197 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	255.000	MPa	>	f_c	=	0.566	MPa	---> O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	270.000	MPa	>	f_b	=	2.726	MPa	---> O.K
전단응력	ua	=	150.000	MPa	>	f_u	=	0.286	MPa	---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{0.566}{255.0} + \frac{2.726}{270.000 \times (1 - (0.566 / 15012.197))}$$

= 0.012 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 4.576 kN

Total Passive Moment

Mp = 55.989 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 55.989 ÷ 4.576

= 12.235 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 0.890 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

1.191 × 0.2% = 2.382 mm

0.890 < 2.382 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 10.00 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 17.37 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	17.37	11.12	6.25	2.78	0.00	17.72

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 11.12 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 0.00 mm

부등 침하량: 11.12 mm

변위(δ/L) = 11.12 / 8,000 = 1 / 719 < 1 / 300 ∴ O.K !

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

4. 결과값 정리

4.1 부재검토 요약

공 종		단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
쉬트 파일	휨응력	MPa	2.73	270.00	99.04	∴ O.K	SP-Ⅲ 400×150×13 (SY30)
	압축응력	MPa	0.57	255.00	450.86	∴ O.K	
	전단응력	MPa	0.29	150.00	524.19	∴ O.K	
	조합응력		0.012	1.000	81.20	∴ O.K	

4.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	12.24	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	0.89mm	<	2.38mm	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/7080	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

5. 전산 DATA

5.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+445~STA.8+475 NBB-8 GL-11.30M적용)

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

PROFILE   1    2.302     1       1
          2    4.154     2       2
          3    16.168     3       3
          4    20.202    4       4
          5    31.835    5       5
          6    36.000    6       6
          7    51.000    7       7
          8    60        8       8

VWALL   1    4.691   0.0191     0.000226      2.1E+08     1         1         1        0
```

```
Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    0
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.191
      rankine 1.0 0.0 30
      surcharge 10
      excavation 1.191

STEP  2  ground settlement
      ground settlement
      depth check

END
```

5.2 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+460) 검토.datDate : 2015-10-13
Project : 종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+445~STA.8+475 NBB-8 GL-11.30M적용)Time : 15:27:02

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

>> 흙막이 벽의 최소 최대값 (Min and Max of Pile Force) <<

Step	굴착	---- 전 단 력(kN/m) ----				--- 휨 모멘트 (kNm/m) ---			
No	깊이	최대	깊이	최소	깊이	최대	깊이	최소	깊이
1	1.20	1.19	2.70	-2.79	1.10	0.03	4.70	-2.47	1.70
2	1.20	1.19	2.70	-2.79	1.10	0.03	4.70	-2.47	1.70

(파일 간격이 고려되지 않았으므로 파일 1개당 부재력은 이 값에 파일 간격을 곱해야 함)

>> 흙막이 벽의 전단력, 휨모멘트의 최대치 최소치, 변위, 토압의 최대치 (깊이별) <<

		--- 전단력(kN/m) ----		-- 휨모멘트(kNm/m) --		변위(mm)	토압(kN/m2)
Node	Depth	Max.(Step)	Min.(step)	Max.(step)	Min.(step)	Max.(step)	Max(step)
1	0.00	0.00(1)	0.00(0)	0.01(1)	0.00(0)	0.89(1)	3.59(2)
6	0.50	0.00(0)	-1.36(2)	0.00(0)	-0.37(1)	0.80(1)	2.05(2)
13	1.20	0.00(0)	-2.73(2)	0.00(0)	-1.81(1)	0.68(1)	0.26(1)
18	1.70	0.00(0)	-0.15(1)	0.00(0)	-2.47(2)	0.60(1)	0.00(0)
23	2.20	1.03(2)	0.00(0)	0.00(0)	-2.19(1)	0.53(1)	0.00(0)
24	2.30	1.10(2)	0.00(0)	0.00(0)	-2.08(1)	0.52(1)	0.00(0)
28	2.70	1.19(1)	0.00(0)	0.00(0)	-1.62(2)	0.48(1)	0.00(0)
33	3.20	1.09(1)	0.00(0)	0.00(0)	-1.04(2)	0.43(1)	0.00(0)
38	3.70	0.88(2)	0.00(0)	0.00(0)	-0.54(2)	0.39(1)	0.00(0)
43	4.20	0.63(1)	0.00(0)	0.00(0)	-0.17(1)	0.35(1)	0.00(0)
		--- 전단력(kN/m) ----		-- 휨모멘트(kNm/m) --		변위(mm)	토압(kN/m2)
Node	Depth	Max.(Step)	Min.(step)	Max.(step)	Min.(step)	Max.(step)	Max(step)
Max/Min		1.19	-2.79	0.02	-2.47	0.89	5.46

Note : (전단력과 모멘트는 파일 간격이 고려되지 않았으므로
파일 1개당 부재력은 이 값에 파일 간격을 곱해야 함)
() 내는 최대치/최소치가 발생한 스텝 번호임

최대변위/최대굴착깊이 = 0.89mm/1.20m = 0.07%

변 경

16. Ramp-B

(STA.8+ 475.000～STA.8+ 490.000)

목 차

1. 표준단면

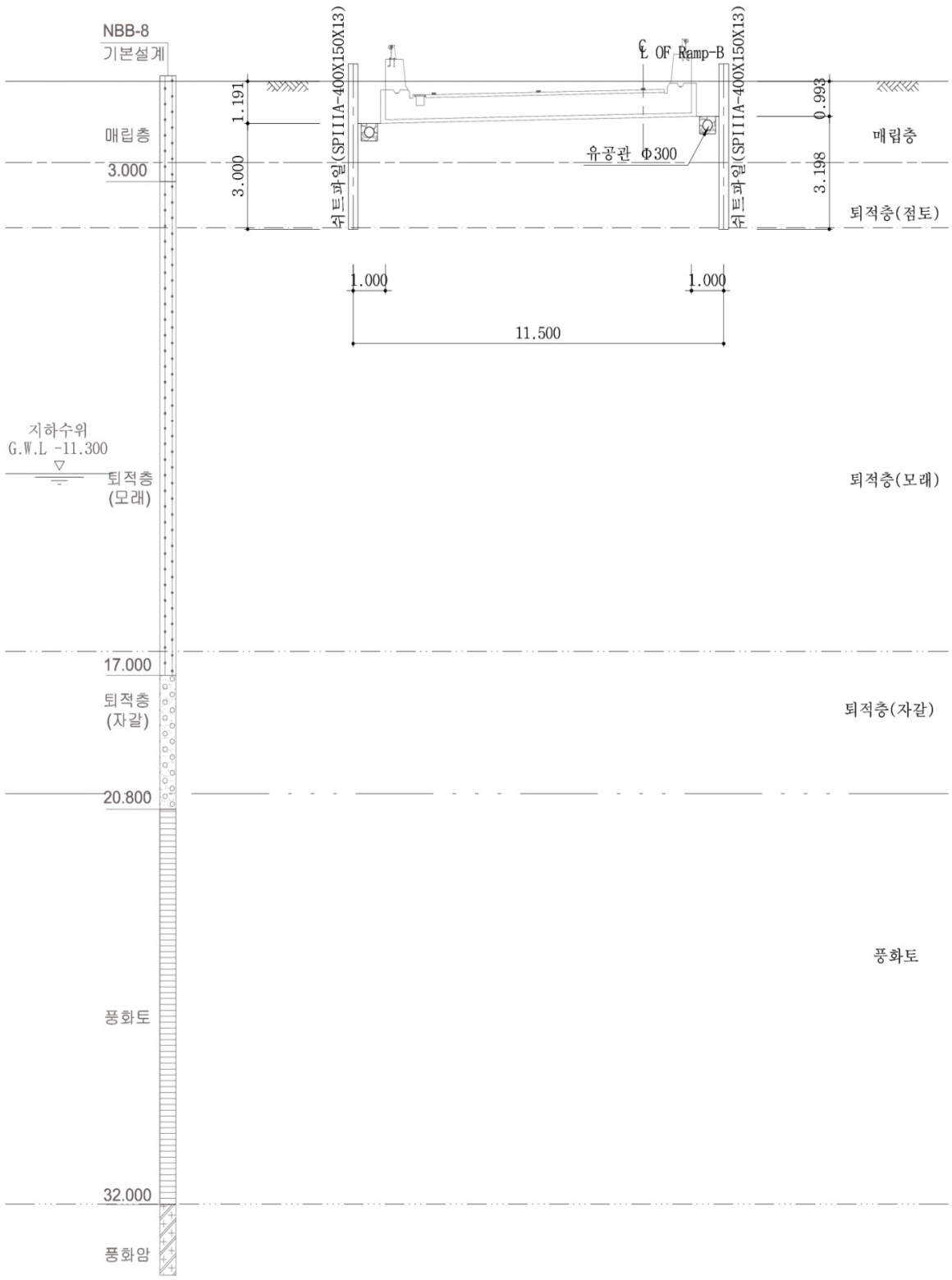
2. 설계기준
2.1 일반사항
2.2 하 중
2.3 재료의 허용응력
2.4 지반의 물성치

3. 흙막이 벽 설계
3.1 SHEETPILE 설계

4. 결과값 정리
4.1 부재 검토 요약
4.2 안전성 검토

5. 전산 DATA
5.1 INPUT DATA
5.2 OUTPUT DATA

1. 표 준 단 면


NBB-8
기본설계
매립층
3.000
퇴적층
(모래)
지하수위
G.W.L -11.300
17.000
퇴적층
(자갈)
20.800
풍화토
32.000
풍화암
1.191
3.000
쉬트파일(SPIIIA-400X150X13)
℄ OF Ramp-B
유공관 Φ300
쉬트파일(SPIIIA-400X150X13)
0.993
3.198
매립층
퇴적층(점토)
퇴적층(모래)
퇴적층(자갈)
풍화토
1.000
1.000
11.500

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 20$ 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$20 < \ell/r \leq 93$ 일 경우 $210-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 93$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.5$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.5 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $210-3.6(\ell/b-4.5)$	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 재사용 강재시

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

5) 목재의 허용응력 (단위 : MPa)

목재의 종류 / 허용응력도		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	$\ell/r \leq 100$: $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$: $12-0.087(\ell/r)$	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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3. 흙막이벽 설계

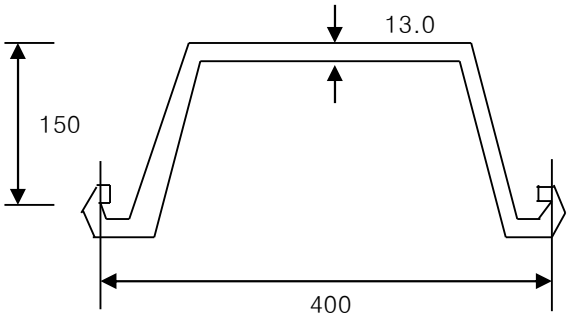
3.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : SP-III 400×150×13(SY30)

w (kN/m)	0.600
A (mm^2)	19100
I_x (mm^4/m)	226000000
Z_x (mm^3/m)	1510000
R_x (mm/m)	108.8
A_w(mm^2/m)	975.0



2) 단면력 산정

(1) SHEET PILE, 띠장, 버팀보자중

띠장의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수						
		1.06	×	1.000	×	1	×	0			=	0	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	×	2			=	3.288	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	####	×	1	×	0	/	4	=	0	kN	
		1.167	×	####	×	1	×	0	/	4	=	0.000	kN	
SHEETPILE 자중	:	0.600	×	3.966							=	2.38	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	10.67	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 1.96 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 2.43 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	10.668	x	1000	/	19100.0	=	0.559	MPa	
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	1.960	x	1000000	/	1510000	×	0.6	MPa	
												=	2.163	MPa	
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	2.430	x	100	/	975.0	=	0.249	MPa	

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (8.880)^2

= 22826.881 MPa

5) 응력검토결과

압축응력	f_{ca}	=	255.000	MPa	>	f_c	=	0.559	MPa	---> O.K
휨응력 ,	f_{ba}	=	270.000	MPa	>	f_b	=	2.163	MPa	---> O.K
전단응력	ua	=	150.000	MPa	>	f_u	=	0.249	MPa	---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{0.559}{255.0} + \frac{2.163}{270.000 \times (1 - (0.559 / 22826.881))}$$

= 0.010 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 4.438 kN

Total Passive Moment

Mp = 55.468 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 55.468 ÷ 4.438

= 12.498 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 0.760 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

0.966 × 0.2% = 1.932 mm

0.760 < 1.932 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 5.67 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 17.37 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	17.37	7.28	1.51	0.06	10.13	112.50

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 7.28 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 10.13 mm

부등 침하량: -2.85 mm

변위(δ/L) = -2.85 / 8,000 = -1 / 2807 > 1 / 300 ∴ O.K !

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

4. 결과값 정리

4.1 부재검토 요약

공 종		단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
쉬트 파일	휨응력	MPa	2.16	270.00	124.81	∴ O.K	SP-Ⅲ 400×150×13 (SY30)
	압축응력	MPa	0.56	255.00	456.57	∴ O.K	
	전단응력	MPa	0.25	150.00	601.85	∴ O.K	
	조합응력		0.010	1.000	98.01	∴ O.K	

4.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	12.5	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	0.76mm	<	1.93mm	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/32000	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

5. 전산 DATA

5.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+475~STA.8+490 GL-11.30M적용)

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

PROFILE   1    2.366     1       1
          2    3.352     2       2
          3    16.312    3       3
          4    20.206    4       4
          5    31.579    5       5
          6    36.000    6       6
          7    51.000    7       7
          8    60        8       8

VWALL   1    4.466   0.0191     0.000226      2.1E+08     1          1          1        0
```

```
Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    0
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 0.966
      rankine 1.0 0.0 30
      surcharge 10
      excavation 0.966

STEP  2  ground settlement
      ground settlement
      depth check

END
```

5.2 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+475) 검토.datDate : 2015-10-13
Project : 종점부 RAMP-B 1련 BOX검토 (STA.8+475~STA.8+490 GL-11.30M적용)Time : 15:34:45

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

>> 흙막이 벽의 최소 최대값 (Min and Max of Pile Force) <<

Step	굴착	---- 전 단 력(kN/m) ----				--- 휨 모멘트 (kNm/m) ---			
No	깊이	최대	깊이	최소	깊이	최대	깊이	최소	깊이
1	1.00	0.93	2.20	-2.43	0.90	0.02	4.50	-1.96	1.50
2	1.00	0.93	2.20	-2.43	0.90	0.02	4.50	-1.96	1.50

(파일 간격이 고려되지 않았으므로 파일 1개당 부재력은 이 값에 파일 간격을 곱해야 함)

>> 흙막이 벽의 전단력, 휨모멘트의 최대치 최소치, 변위, 토압의 최대치 (깊이별) <<

		--- 전단력(kN/m) ----		-- 휨모멘트(kNm/m) --		변위(mm)	토압(kN/m2)
Node	Depth	Max.(Step)	Min.(step)	Max.(step)	Min.(step)	Max.(step)	Max(step)
1	0.00	0.00(1)	0.00(0)	0.01(1)	0.00(0)	0.76(1)	3.59(2)
6	0.50	0.00(0)	-1.42(2)	0.00(0)	-0.38(2)	0.68(1)	2.26(1)
11	1.00	0.00(0)	-2.38(2)	0.00(0)	-1.38(2)	0.60(1)	1.14(1)
16	1.50	0.00(0)	-0.15(2)	0.00(0)	-1.96(1)	0.53(1)	0.00(0)
21	2.00	0.86(1)	0.00(0)	0.00(0)	-1.73(2)	0.47(1)	0.00(0)
25	2.40	0.82(1)	0.00(0)	0.00(0)	-1.36(1)	0.43(1)	0.00(0)
26	2.50	0.73(2)	0.00(0)	0.00(0)	-1.29(2)	0.42(1)	0.00(0)
31	3.00	0.55(2)	0.00(0)	0.00(0)	-0.99(2)	0.38(1)	0.00(0)
35	3.40	0.77(2)	0.00(0)	0.00(0)	-0.74(2)	0.34(1)	0.00(0)
36	3.50	0.85(1)	0.00(0)	0.00(0)	-0.65(2)	0.34(1)	0.00(0)
41	4.00	0.80(2)	0.00(0)	0.00(0)	-0.21(1)	0.30(1)	0.00(0)
		--- 전단력(kN/m) ----		-- 휨모멘트(kNm/m) --		변위(mm)	토압(kN/m2)
Node	Depth	Max.(Step)	Min.(step)	Max.(step)	Min.(step)	Max.(step)	Max(step)
Max/Min		0.93	-2.43	0.01	-1.96	0.76	4.57

Note : (전단력과 모멘트는 파일 간격이 고려되지 않았으므로
파일 1개당 부재력은 이 값에 파일 간격을 곱해야 함)
() 내는 최대치/최소치가 발생한 스텝 번호임

최대변위/최대굴착깊이 = 0.76mm/1.00m = 0.08%

변 경

17. Ramp-B

연결통로

목 차

1. 표준단면

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

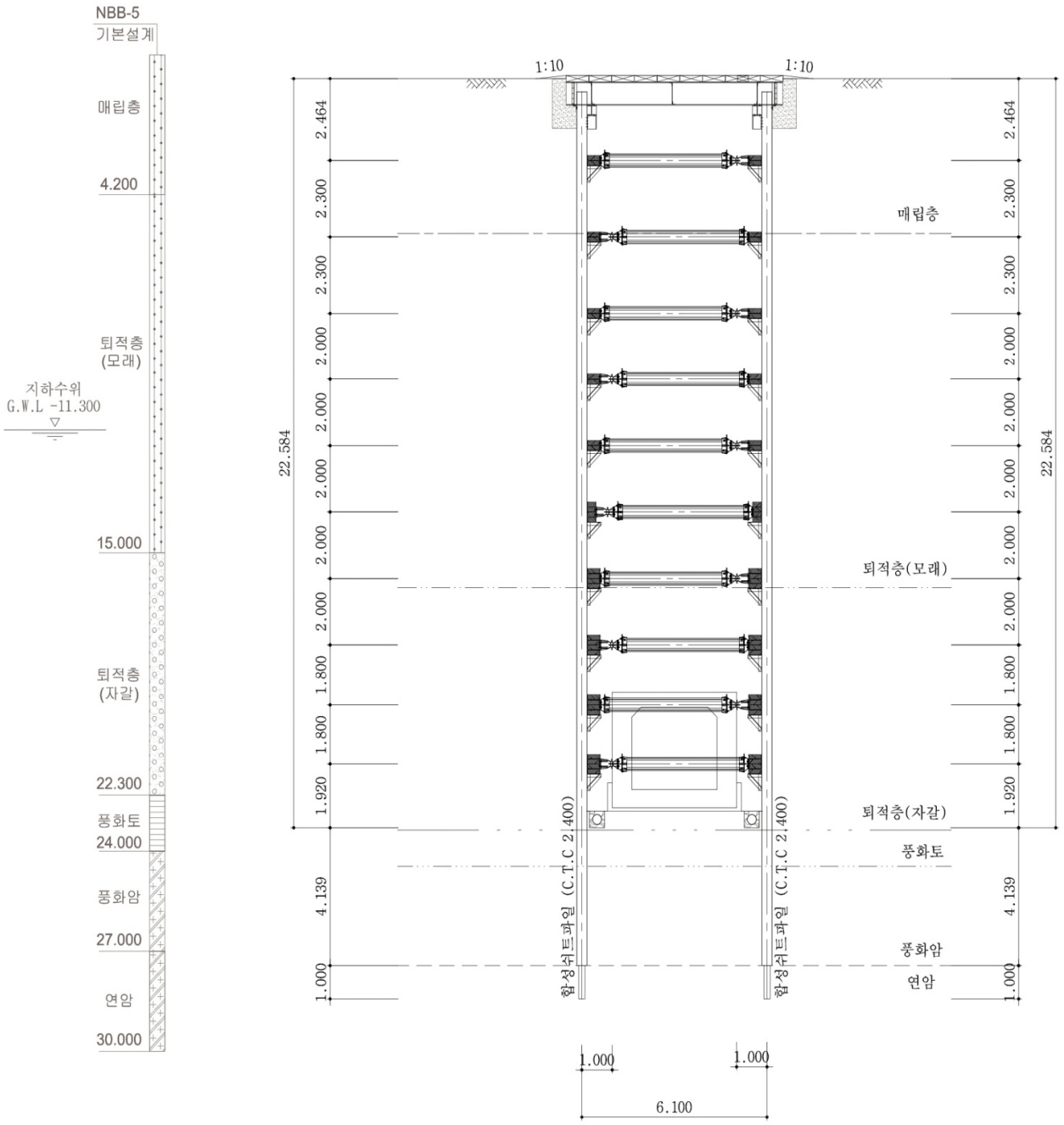
3. 노면복공 설계
   3.1 주형보 설계
   3.2 주형지지보 설계

4. 흙막이 벽 설계
   4.1 SHEETPILE 설계
   4.2 버팀보 설계
   4.3 버팀보 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


NBB-5
기본설계
매립층
4.200
퇴적층
(모래)
지하수위
G.W.L -11.300
15.000
퇴적층
(자갈)
22.300
풍화토
24.000
풍화암
27.000
연암
30.000
1:10
1:10
2.464
2.300
2.300
2.000
2.000
2.000
2.000
2.000
1.800
1.800
1.920
4.139
1.000
22.584
매립층
퇴적층(모래)
퇴적층(자갈)
풍화토
풍화암
연암
합성쉬트파일 (C.T.C 2.400)
합성쉬트파일 (C.T.C 2.400)
1.000
1.000
6.100

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 : 1.50

(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)		210	140 x 1.5 = 210
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 20 일 경우 210	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		20 < ℓ/r ≤ 93 일 경우 210-1.3(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 93 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.5 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.5 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 210-3.6(ℓ/b-4.5)	
전단응력(총단면)		120	80 x 1.5 = 120
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)		285	190 x 1.5 = 285
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 15 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		15 < ℓ/r ≤ 80 일 경우 285-1.95(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 80 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.0 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.0 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 285-5.7(ℓ/b-4.0)	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
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	270	180 x 1.5 = 270
	압 축	255	
전 단 응 력		150	100 x 1.5 = 150

※ 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	$\ell/r \leq 100$ 10.5-0.072(ℓ/r)	$\ell/r \leq 100$ 12-0.087(ℓ/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	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

3.노면복공설계

3.1 주형보 설계

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	I - 700 x	300 x	13.0 x	24	(SS400)		
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 6.100 m ∴ 최대 주형보 2.5 차로 재하

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	4.000	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(4 + 1.85) x 0.100	=	0.585	kN/m
합 계		∑ W =	6.435	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 6.100) = 0.325 > 0.300

∴ I = 0.300

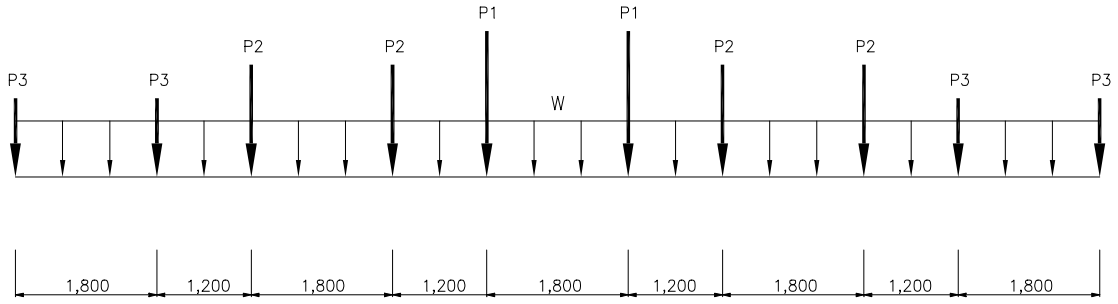
P1 = 240.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 124.800 kN (DB-24 후륜하중)

P2 = 180.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 93.600 kN (DB-18 후륜하중)

P3 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

P4 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

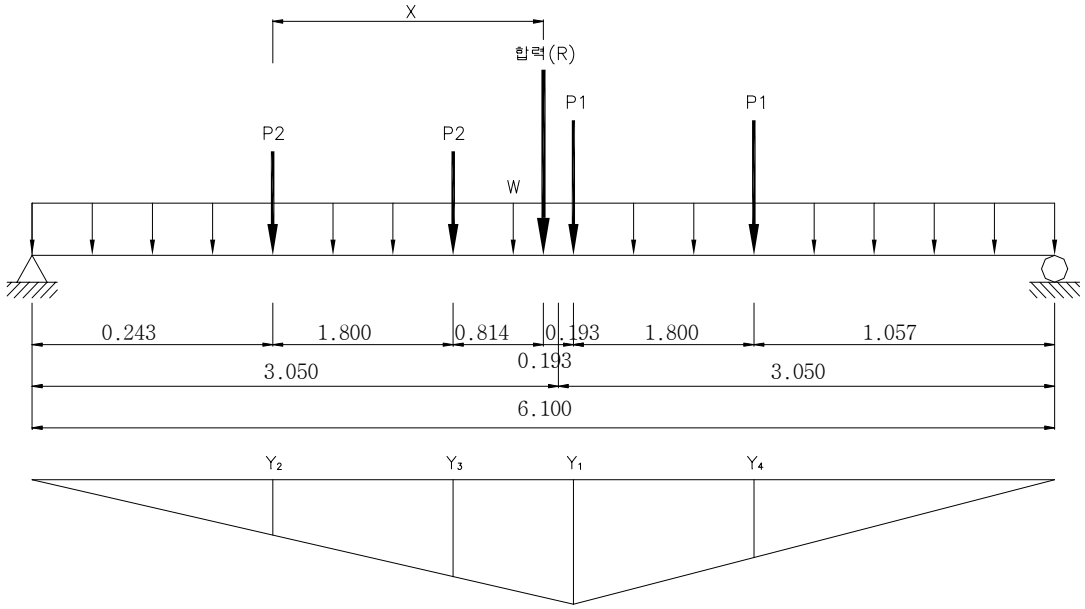
(3) 보가 차량 진행방향과 직각인 경우의 연행이동 하중



3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 2) = 436.800 kN

합력작용점(X) = [{P1 x (3.0 + 4.8)} + (P2 x 1.8)] / R

= [(124.8 x 7.80) + (93.6 x 1.8)] / 436.800 = 2.614 m

∑Yp1 = 1.519 + 0.562 = 2.081 m

∑Yp2 = 0.114 + 0.957 = 1.071 m

A = 6.100 x (1.519 / 2) = 4.633 ㎡

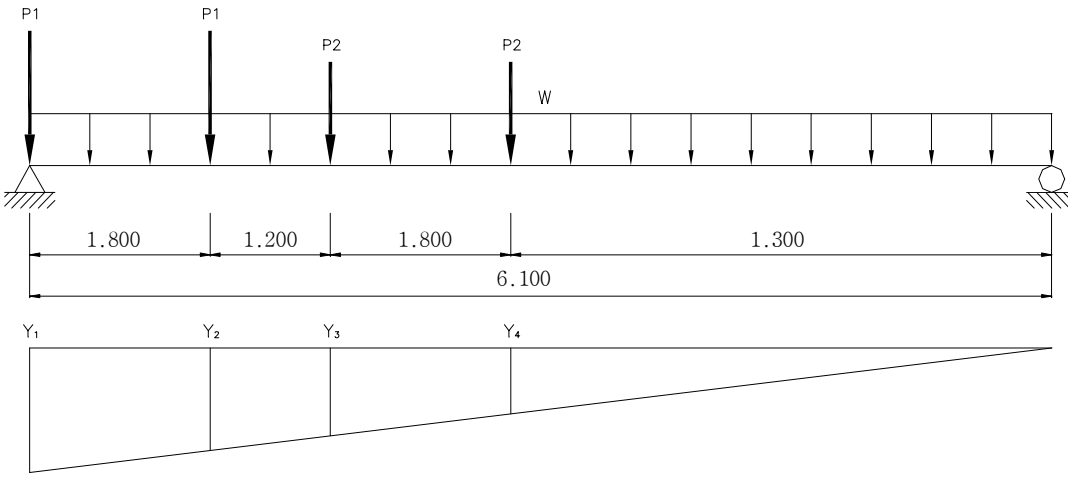
Md = 4.633 x 6.435 = 29.813 kN·m

ML = 124.800 x 2.081 + 93.600 x 1.071 = 359.954 kN·m

M1 = Md + ML = 29.813 + 359.954 = 389.767 kN·m

Y_1 =	1.519
Y_2 =	0.114
Y_3 =	0.957
Y_4 =	0.562

나. 전단력 산정

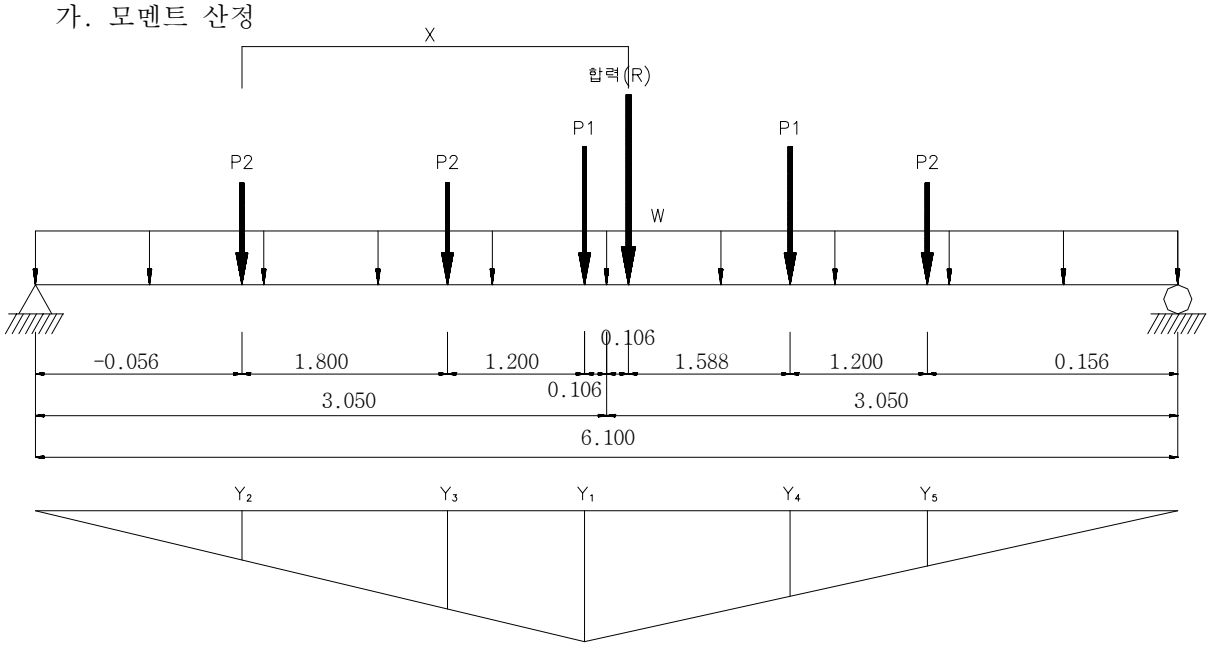


∑Yp1 = 1.000 + 0.705 =	1.705	m	
∑Yp2 = 0.508 + 0.213 =	0.721	m	
A = 6.100 x (1.000 / 2) =	3.050	㎡	
Sd = 3.050 x 6.435 =	19.627	kN	
SL = 124.800 x 1.705 + 93.600 x 0.721 =	280.270	kN	
S1 = Sd + SL = 19.627 + 280.270 =	299.897	kN	

Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.705
Y_3 =	0.508
Y_4 =	0.213

(2) 2.5차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 3) = 530.400 kN

합력작용점(X) = {P1 x (3.0 + 4.8) + P2 x (6.0 + 1.8)} / R

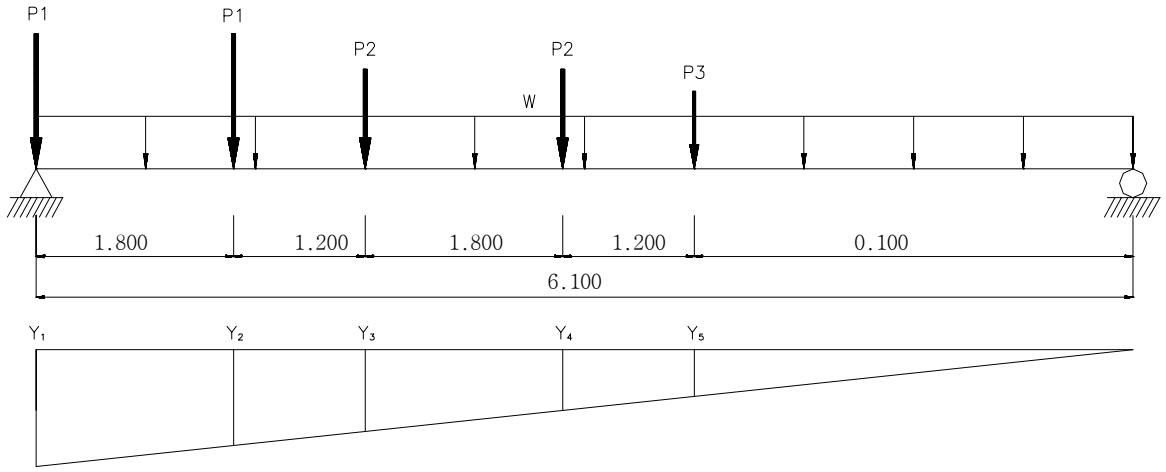
= [(124.800 x (3 + 4.80) + {93.600 x (6.0 + 1.8)}] / 530.400

= 3.212 m

∑Yp1 = 1.523 + 0.654 =	2.177	m	
∑Yp2 = 0.075 + 0.902 + -0.029 =	0.948	m	
A = 1/2 x 6.100 x 1.523 =	4.645	㎡	
Md = 4.645 x 6.435 =	29.892	kN·m	
ML = 0.9 x (124.800 x 2.177 + 93.600 x 0.948) =	324.380	kN·m	
M2 = Md + ML = 29.892 + 324.380 =	354.27	kN·m	

Y_1 =	1.523
Y_2 =	-0.029
Y_3 =	0.902
Y_4 =	0.654
Y_5 =	0.075

나. 전단력 산정



Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.705
Y_3 =	0.508
Y_4 =	0.213
Y_5 =	0.016

∑Yp1 = 1.000 + 0.705 = 1.705 m

∑Yp2 = 0.508 + 0.213 = 0.721 m

∑Yp3 = 0.016 = 0.016 m

A = 6.100 x (1.000 / 2) = 3.050 m²

Sd = 3.050 x 6.435 = 19.627 kN

SL = 0.9 x (124.8 x 1.705 + 93.6 x 0.721 + 70.2 x 0.016)

= 253.254 kN

S2 = Sd + SL = 19.627 + 253.254 = 272.881 kN

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1, M2 중 큰값 389.767 kN·m

Smax = S1, S2 중 큰값 299.897 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 389767000 / 5760000 = 67.7 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 299897 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 35.4 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.60 m

ℓ /b = 2600 / 300.0 = 8.667 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 195.0 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 67.7 MPa < fba = 195.0 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 35.4 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 359.954 / (1 + 0.300) = 276.888 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 6.435 x 6.100^2 / 8 = 29.931 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 276888000 \times 6100^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 2.034 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = $w\ell^2$ / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 29931000 \times 6100^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.275 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 2.034 + 0.275 = 2.309 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 6100 / 400 = 15.3 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 15.3 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 2.309 mm < δa = 15.250 mm ∴ O.K !

3.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

3.2.1 외측 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	13480.0	mm^2		rx =	126.00	mm
W =	1.060	kN/m		ry =	72.60	mm
Ix =	215000000.0	mm^4		Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4		Zy =	466000.0	mm^3

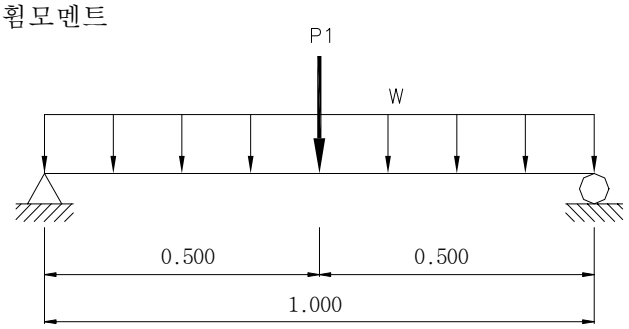
설계경간(L) = 1.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 19.627 + 280.270 = 299.897 kN (후륜재하시)

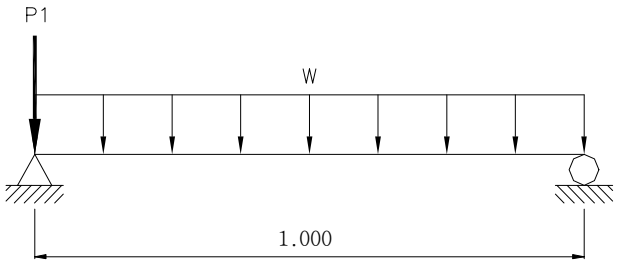
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.060 x 1.000) / 8 + (299.897 x 1.000) / 4

= 75.107 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 299.897 + (1.060 x 1.000) / 2

= 300.427 kN

Smin = 299.897 + 1.060 - 300.427 = 0.530 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 75107000 / 1440000 = 52.2 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 300,427 / [(300.0 - 15.0x2)x15.0)] = 74.18 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 1,000 / 305 = 3.279 (ℓ/b ≤ 4.5)

fba = 1.00 x 210 210.0 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 52.2 MPa < fba = 210.0 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 74.2 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((300.427+0.530) x 1000) / 61,072.6 = 4.928 EA

≒ Used Bolt 8 EA

3.2.2 내측 주형지지보

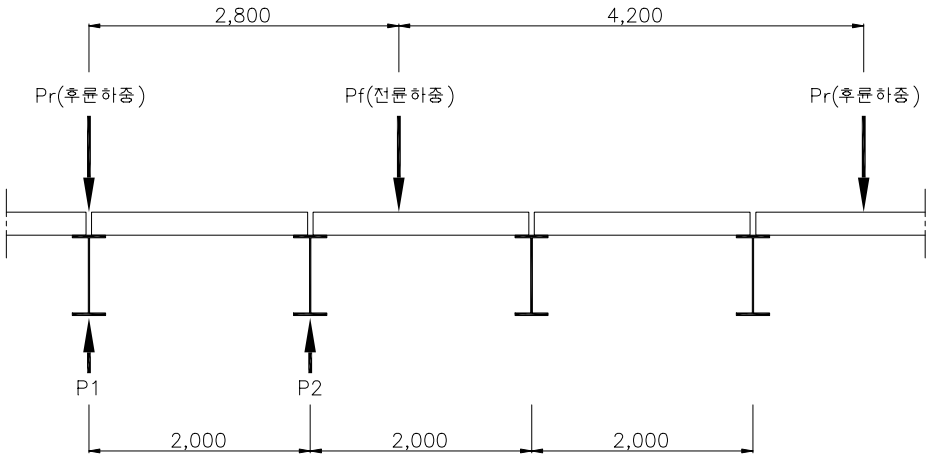
1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	15740.0	mm^2		rx =	189.00	mm
w =	1.240	kN/m		ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4		Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4		Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = 3.000 m (중간 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)



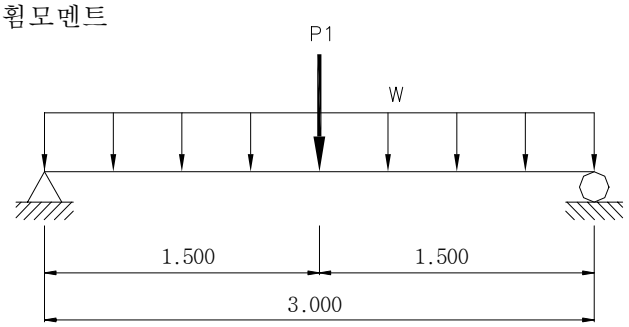
P1 = Sd + SLmax = 19.627 + 280.270

= 299.897 kN (후륜재하시)

P2 = Sd + (SLmax / 4) x (1.2 / 2) = 19.627 + (280.270 / 4) x (1.2 / 2)

= 53.817 kN (전륜재하시)

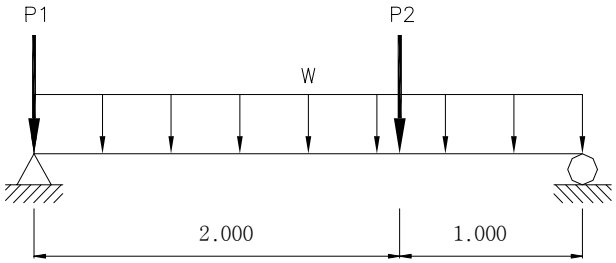
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = P1 x L / 4 + W x L^2 / 8 = (299.897 x 3.000) / 4 + (1.240 x 3.000^2) / 8

= 226.318 kN · m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + P2 x (1.000 / 3.000) + W x L / 2

= 299.897 + 53.817 x (1.000 / 3.000) + (1.240 x 3.000) / 2

= 319.696 kN

Smin = 299.897 + 53.817 + 3.720 - 319.696 = 37.738 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 226,318,000 / 2,550,000 = 88.8 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 319,696/[(440.0-18.0x2)x11.0] = 71.9 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 300.0 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 190.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.00 x 120.0 = 120.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 88.8 MPa < fba = 190.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 71.9 MPa < va = 120.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = v x (πD^2 /4) = 135 x (π x 576.00 / 4) = 61072.6 N/EA

n = S / Pa = ((319.696+37.738) x 1000) / 61,072.6 = 5.853 EA

≒ Used Bolt 8 EA

4. 흙막이벽 설계

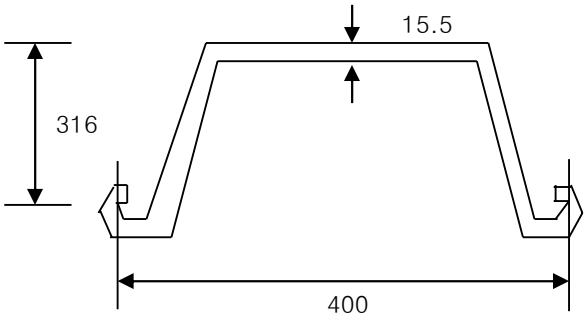
4.1 SHEET PILE 설계

1) 설계제원

(1) 설계지간 - C.T.C : 1.000 m

(2) 사용강재 : 합성-V 400×316×15 (SY30)

w (kN/m)	1.034
A (mm^2)	27625
I_x (mm^4/m)	420438161
Z_x (mm^3/m)	2712504
R_x (mm/m)	123.4
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	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	1.000	×	1	×	5			=	6.2	kN	
		1.06	×	1.000	×	2	×	0			=	0	kN	
		1.24	×	1.000	×	2	×	3			=	7.44	kN	
		0.82	×	1.000	×	2	×	2			=	3.288	kN	
버팀보의 자중	:	단위중량	×	길이	×	개수	×	단수	/					
		0.882	×	6.100	×	1	×	5	/	3	=	8.967	kN	
		1.167	×	6.100	×	1	×	3	/	3	=	7.120	kN	
SHEETPILE 자중	:	1.034	×	26.723							=	27.62	kN	
주형보의 반력	:	280.27									=	280.270	kN	
주형지지보의 자중:		1.06	×	1.000							=	1.060	kN	
기타 자중	:	5									=	5.000	kN	
최대축력	:										=	346.96	kN	

(2) 설계휨모멘트 M_{max} = 235.95 kN·m

(3) 전단응력 S_{max} = 311.83 kN

3) 작용응력 산정

압축응력 ,	f_c	=	P_{max}	/	A	=	346.963	x	1000	/	27624.6	=	12.560	MPa		
휨응력 ,	f_b	=	M_{max}	/	Z_x	=	235.950	x	1000000	/	2712504	×	0.6	MPa		
												=	144.977	MPa		
전단응력	f_u	=	S_{max}	/	A_w	=	311.830	x	100	/	2445.1	=	12.753	MPa		

4) 응력검토

축방향 압축응력

f_{ca} = 255 MPa

휨응력

f_{ba} = 270 MPa

전단응력

ua = 150 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.00 x 1200000 / (19.210)^2

= 4877.730 MPa

5) 응력검토결과

압축응력 f_{ca} = 255.000 MPa > f_c = 12.560 MPa ---> O.K

휨응력 , f_{ba} = 270.000 MPa > f_b = 144.977 MPa ---> O.K

전단응력 ua = 150.000 MPa > f_u = 12.753 MPa ---> O.K

조합응력 ,

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

$$= \frac{12.560}{255.0} + \frac{144.977}{270.000 \times (1 - (12.560 / 4877.730))}$$

= 0.588 < 1.0 ---> O.K

6) 근입장 검토

Total Active Moment

Ma = 255.411 kN

Total Passive Moment

Mp = 1315.932 kN

Factor of Safety

Mp ÷ Ma

= 1315.932 ÷ 255.411

= 5.152 > 1.2 ---> O.K

7) 수평변위 검토

▶ 최대수평변위 : 18.130 mm(전산 OUTPUT 참조)

▶ 허용수평변위 : 최종 굴착깊이의 0.2%

22.584 × 0.2% = 45.168 mm

18.130 < 45.168 ---> O.K

8) 침하량 검토

(1) 침하 영향거리(D) = 16.03 m (전산 OUTPUT 참조)

(2) 토류벽 주변의 최대침하량(Sw) = 17.37 mm (전산 OUTPUT 참조)

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

거 리(X) (m)	0.00	2.00	4.00	6.00	10.00	20.10
침하량(Si) (mm)	17.37	13.31	9.78	6.80	2.46	1.12

(4) 침하량에 의한 주변구조물 피해판단

토류벽 설치중심에서 2.0m 지점의 침하량: 13.31 mm

토류벽 설치중심에서 10.0m 지점의 침하량: 2.46 mm

부등 침하량: 10.85 mm

변위(δ /L) = 10.85 / 8,000 = 1 / 737 < 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 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 968.60 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 6.100 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 6.100 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 = 968.600 / 1 EA / cos (0.0 °) = 968.600 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 968.600 + 120.000 = 1088.600 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 1088.60 / 112.3622 × 1.0 = 9.688 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 × 6.10^2 / 8 = 23.26 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 23.26 / 1092 × 100 = 2.129 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 × 6.10 / 2 = 15.25 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.271 \ kN/cm^2$$

4) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 6.10 / 14.05 × 100 = 43.405 < 100 ∴ O.K

L / R = 6.10 / 14.05 × 100 = 43.405 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 161.62 Mpa

f_c = 96.880 Mpa f_{bc} = 21.290 Mpa f_{bt} = 21.29 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -118.170$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -75.590$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-118.170) - (-75.590)}{-118.170} = 0.360$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.360 / 10 = 1.036$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.036 \times 0.90) = 21.793$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 161.620 \times 189.0 / 189.0 = 161.62$ Mpa

$\therefore f_c = 96.88$ Mpa $< f_{ca} = 161.62$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 21.29$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 859.88$ Mpa

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

$$= \frac{96.88}{161.62} + \frac{21.29}{189.00 \times (1 - 96.88 / 859.88)}$$

$= 0.599 + 0.127 = 0.726 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 96.88 + \frac{21.29}{(1 - 96.88 / 859.88)}$$

$= 96.880 + 23.993 = 120.873 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 106.692 Mpa

τ = 2.710 Mpa < τ_a = 106.692 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{118.170}{161.620} + \left\{\frac{2.710}{106.692}\right\}^2$$

$$= 0.731 + 0.025^2 = 0.732 \leq 1.0 \quad \therefore O.K$$

압축응력 검토			휨압축응력 검토			전단응력 검토		
fc	f_{ca}	비 고	f_b	f_{ba}	비 고	τ	τ_a	비 고
96.88	161.62	O.K	21.29	189.000	O.K	2.710	106.69	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.726	O.K	120.873	189.00	O.K	0.732	O.K

4.2.2 버팀보 (Φ406.4mm, t=12mm) : 7 단 ~ 10 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 ---------- 3.0 m

버팀보의 설치 각도 ---------- 0.0 °

버팀보의 온도변화에 의한 축력 ---------- 120.00 Kn

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

(자중, 자재적재 등에 의한 하중)

버팀보의 최대축력 ---------- 1452.10 kN/EA

※ SUNEX의 *.TOT 파일에서 버팀보의 최대축력을 구한다

최대반력 버팀보의 강축방향 좌굴길이 (L_1) ---------- 6.100 m

최대반력 버팀보의 약축방향 좌굴길이 (L_2) ---------- 6.100 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 : Ø 406.4㎜, t=12㎜(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 = 1452.100 / 1 EA / cos (0.0 °) = 1452.100 kN/EA

나. 온보변화에 의한 축력 = 120.000 kN

다. 설계축력 (N) = 1452.100 + 120.000 = 1572.100 kN/EA

(2) 압축응력 : f_c

f_c = N / A = 1572.10 / 148.7 × 1.0 = 10.572 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 × 6.10^2 / 8 = 23.26 kN·m

(4) 휨 압축응력 : f_b

f_b = M / Z = 23.26 / 1430 × 100 = 1.626 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 × 6.10 / 2 = 15.25 kN

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

$$\tau = \frac{S \times G}{I \times B} = \frac{S}{A} \times \frac{4 \times (r_2^2 + r_2 \times r_1 + r_1^2)}{3 \times (r_2^2 + r_1^2)} = 0.205 \ kN/cm^2$$

3) 허용응력 검토 (SS 400)

(1) 압축응력 검토

L / R = 6.10 / 14.00 × 100 = 43.571 < 100 ∴ O.K

L / R = 6.10 / 14.00 × 100 = 43.571 , (20 < L/R ≤ 93)

f_{cag} = 0.9 × (210 - 1.3 ×(L/R - 20)) = 161.42 Mpa

f_c = 105.720 Mpa f_{bc} = 16.260 Mpa f_{bt} = 16.26 Mpa

$f_1 = f_c + f_{bc} = -121.980$ Mpa

$f_2 = f_c + f_{bt} = -89.460$ Mpa

$$\varnothing = \frac{f_1 - f_2}{f_1} = \frac{(-121.980) - (-89.460)}{-121.980} = 0.267$$

$0 \le \varnothing \le 2$

$\alpha = 1 + \varnothing / 10 = 1 + 0.267 / 10 = 1.027$

$r/(\alpha \times t) = 20.320 / (1.027 \times 1.20) = 16.488$ ($r/(\alpha \times t) \le 50$)

$f_{cal} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa (r:강관의 반지름)

$f_{cao} = 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

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

$= 161.420 \times 189.0 / 189.0 = 161.42$ Mpa

$\therefore f_c = 105.72$ Mpa $< f_{ca} = 161.42$ Mpa ∴ O.K

(2) 휨압축응력 검토

$f_{ba} = \min(0.9 \times 210, f_{cal})$ f_{cal} :국부좌굴에 대한 허용응력

$= 0.9 \times 210 = 189.00$ Mpa

$\therefore f_b = 16.26$ Mpa $< f_{ba} = 189.00$ Mpa ∴ O.K

(3) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 합성응력 검토

- Euler의 좌굴응력 : f_{ea}

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

$= 853.34$ Mpa

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

$$= \frac{105.72}{161.42} + \frac{16.26}{189.00 \times (1 - 105.72 / 853.34)}$$

$= 0.655 + 0.098 = 0.753 \le 1.0$ ∴ O.K

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

$$= 105.72 + \frac{16.26}{(1 - 105.72 / 853.34)}$$

$= 105.720 + 18.559 = 124.279 < f_{cal} = 189.0$ ∴ O.K

(4) 전단응력검토

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

τ_a = 0.9 × { 120 - 0.00285 $(r/t)^2$ } = 107.265 Mpa

τ = 2.050 Mpa < τ_a = 107.265 Mpa ∴ O.K

(5) 축방향압축응력과 전단응력의 조합응력 검토

$$F = \frac{f}{f_{ca}} + \left\{\frac{\tau}{\tau_a}\right\}^2 = \frac{121.980}{161.420} + \left\{\frac{2.050}{107.265}\right\}^2$$

= 0.756 + 0.019^2 = 0.756 ≤ 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
105.72	161.42	O.K	16.26	189.000	O.K	2.050	107.27	O.K

합성응력 검토(축방향력과 휨모멘트)					조합응력 검토(축방향력과 전단응력)	
F	비 고	F	f_{cal}	비 고	F	비 고
0.753	O.K	124.279	189.00	O.K	0.756	O.K

4.3.1 버팀보 띠장 (1 ~ 6) 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 = 3.000 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) = 968.600 / 3.000 = 322.867 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 322.867 x 3.000 x 3.000 = 363.225 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 322.867 x 3.000 x 3.000 = 290.580 kN · m

∴ Mmax max (290.580 , 363.225) = 363.225 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 322.867 x 3.000 = 565.017 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 322.867 x 3.000 = 581.161 kN

∴ Smax max (565.017 , 581.161) = 581.161 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 363,225,375 / 2,550,000 = 142.441 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 581,161 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 130.774 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 3,000 / 300 = 10.000 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 190.200 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba = 190.200 MPa	>	fb = 142.441 MPa	∴ O.K !	
전단응력	va = 120.000 MPa	<	v = 130.774 MPa	tiffner 필요	

총소요 단면적 = Smax / va = 581160.6 / 120 = 4843.005 mm^2

추가필요 단면적 = 4843.005 - 4444 = 399.005 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) = (399.005 / 1093.493) + 1ea ≒ 2 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 565017.25 / (4444 + 1093.493 x 2ea)

= 85.209 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 85.209 MPa ∴ O.K !

4.3.2 버팀보 띠장 (7 ~ 10) 단 (2H - 440 x 300)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	2H - 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 = 3.000 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) = 1,452.100 / 3.000 / 2 = 242.017 kN

(1) 최대 모멘트 산정

- 단순보로 적용시

$M_1 = 1/8\ WL^2$ 1/8 x 242.017 x 3.000 x 3.000 = 272.269 kN · m

- 연속보로 적용시

$M_2 = 1/10\ WL^2$ 1/10 x 242.017 x 3.000 x 3.000 = 217.815 kN · m

∴ Mmax max (217.815 , 272.269) = 272.269 kN · m

(2) 최대 전단력 산정

- 단순보로 적용시

S_1 = 7/12 WL 7/12 x 242.017 x 3.000 = 423.530 kN

- 연속보로 적용시

S_2 = 6/10 WL 6/10 x 242.017 x 3.000 = 435.631 kN

∴ Smax max (423.530 , 435.631) = 435.631 kN · m

3) 작용 응력 산정

(1) 휨 응 력

fb = Mmax / Zx = 272,269,125 / 2,550,000 = 106.772 MPa

(2) 전 단 응 력

v = Smax / Aw = 435,631 / [(440.0 - 18.0 x 2) x 11) 98.027 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ /b = 3,000 / 300 = 10.000 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [210 - 3.6 x (ℓ /b - 4.5)] = 190.200 MPa

(2) 허용 전단응력

va = 1.00 x 120.000 = 120.000 MPa

5) 응력 검토

휨 응 력	fba =	190.200 MPa	>	fb =	106.772 MPa	∴ O.K !
전단응력	va =	120.000 MPa	>	v =	98.027 MPa	∴ O.K !

총소요 단면적 = Smax / va = 435630.6 / 120 = 3630.255 mm^2

추가필요단면적 = 0.000 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) = (0 / 1093.493) + 1ea ≒ 1 ea

STIFFENER 전단 보강후 전단력 검토

v = Smax / (Aw + Aw' x n) = 423529.75 / (4444 + 1093.493 x 1ea)

= 76.484 MPa

전단응력 va = 120.0 MPa > v = 76.484 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
주형보	휨 응 력		MPa	67.67	195.00	2.88	∴ O.K	I - 700x300x13x24
	전단응력		MPa	35.38	120.00	3.39	∴ O.K	
	처 짐		mm	2.31	15.25	6.60	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(측면)	휨 응 력		MPa	52.16	210.00	4.03	∴ O.K	H - 300x305x15x15
	전단응력		MPa	74.18	120.00	1.62	∴ O.K	(SS400)
주형지지보(중앙)	휨 응 력		MPa	88.75	190.20	2.14	∴ O.K	H - 440x300x11x18
	전단응력		MPa	71.94	120.00	1.67	∴ O.K	(SS400)
쉬트파일	휨응력		MPa	144.98	270.00	1.86	∴ O.K	합성-V 400×316×15.5
	압축응력		MPa	12.56	255.00	20.30	∴ O.K	
	전단응력		MPa	12.75	150.00	11.76	∴ O.K	(SY30)
	조합응력			0.588	1.000	1.70	∴ O.K	
버팀보(9t)	작용력		kN/ea	1088.60				Φ406.4mm, t=9mm
	조합응력			0.73	1.00	1.37	∴ O.K	(SS400)
버팀보(12t)	작용력		kN/ea	1572.10				Φ406.4mm, t=12mm
	조합응력			0.76	1.00	1.32	∴ O.K	(SS400)
띠장	버팀보 H440	휨응력	MPa	142.44	190.20	1.34	∴ O.K	H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	85.21	120.00	1.41	∴ O.K	(SS400)
	버팀보 2H-440	휨응력	MPa	106.77	190.20	1.78	∴ O.K	2H - 440x300x11x18
		전단응력	MPa	98.03	120.00	1.22	∴ O.K	(SS400)

5.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	5.15	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	18.13㎜	<	45.17㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/343	<	1/300	∴ O.K

4) Heaving에 대한 검토

∴ 본계산 구간에서는 점토지반이 없으므로 Heaving에 대한검토가 불필요함.

6. 전산 DATA

6.1 INPUT DATA

```
PROJECT    종점부 RAMP-A 연결통로검토 (STA.8+186.84 NBB-5 GL-11.30M적용)

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

PROFILE   1    4.657     1       1
          2    15.338    3       3
          3    22.653    4       4
          4    23.744    5       5
          5    26.723    6       6
          6    30        7       7

VWALL     1     26.723     .02425     .000386     2E+08     1     1     1     0     0
          2     27.723     .008336    .000133     2.1E+08   2.4   .594  .201  0     0

STRUT   1    0.7     0.02355     3.05     2     0     0     0     0
        2    2.464   0.01124     3.05     3     300   0     0     0
        3    4.764   0.01124     3.05     3     300   0     0     0
        4    7.064   0.01124     3.05     3     300   0     0     0
        5    9.064   0.01124     3.05     3     350   0     0     0
        6    11.064  0.01487     3.05     3     350   0     0     0
        7    13.064  0.01487     3.05     3     350   0     0     0
        8    15.064  0.01487     3.05     3     350   0     0     0
        9    17.064  0.01487     3.05     3     350   0     0     0
        10   18.864  0.01487     3.05     3     400   0     0     0
        11   20.664  0.01487     3.05     3     350   0     0     0
```

```
Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    1
MINKS       0
ECHO

STEP  1  excavation to 1.2
      gwl 11.3 11.3 10
      rankine 1.0 0.0 30
      surchagge 10
      excavation 1.2

STEP  2  const strut 1 and excavation to 2.964
      const strut 1
      excavation 2.964

STEP  3  const strut 2 and excavation to 5.264
      const strut 2
      excavation 5.296

STEP  4  const strut 3 and excavation to 7.564
      const strut 3
      excavation 7.564

STEP  5  const strut 4 and excavation to 9.564
      const strut 4
      excavation 9.564

STEP  6  const strut 5 and excavation to 11.564
      const strut 5
      excavation 11.564

STEP  7  const strut 6 and excavation to 13.564
      const strut 6
      excavation 13.564

STEP  8  const strut 7 and excavation to 15.564
      const strut 7
      excavation 15.564
```

```
STEP  9  const strut 8 and excavation to 17.564
      const strut 8
      excavation 17.564

STEP  10  const strut 9 and excavation to 19.364
      const strut 9
      excavation 19.364

STEP  11  const strut 10 and excavation to 21.164
      const strut 10
      excavation 21.164

STEP  12  const strut 11 and excavation to 22.584
      const strut 11
      excavation 22.584
      ground settlement
      depth check

STEP   13  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(연결통로) 검토.datDate : 2014-12-16
Project : 종점부 RAMP-A 연결통로검토 (STA.8+186.84 NBB-5 GL-11.30M적용)Time : 13:23:22

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	1.20	2.40	3.10	-5.07	1.10	1.77	22.30	-4.75	2.00
2	3.00	13.19	0.70	-7.74	3.00	12.20	2.40	-3.97	5.90
-3	3.00	57.12	2.50	-42.88	2.50	9.30	4.60	-44.02	2.50
3	5.30	78.65	2.50	-54.74	2.50	31.84	5.00	-66.72	2.50
-4	5.30	53.97	2.50	-51.02	4.80	10.58	6.80	-37.86	2.50
4	7.60	89.36	4.80	-66.73	4.80	49.41	7.20	-61.25	4.80
-5	7.60	55.15	2.50	-51.10	7.10	9.99	8.90	-38.33	2.50
5	9.60	101.55	7.10	-68.03	7.10	53.35	9.30	-59.76	7.10
-6	9.60	57.38	9.10	-59.29	9.10	11.48	6.10	-38.44	2.50
6	11.60	134.44	9.10	-90.53	9.10	76.24	11.50	-92.14	9.10
-7	11.60	64.96	11.10	-60.24	9.10	19.00	12.40	-38.44	2.50
7	13.60	177.04	11.10	-108.02	11.10	111.81	13.60	-126.94	11.10
-8	13.60	95.72	11.10	-70.31	11.10	49.31	14.10	-53.74	11.10
8	15.60	215.00	13.10	-107.83	13.10	144.22	15.50	-124.62	13.10
-9	15.60	132.41	13.10	-70.58	11.10	73.16	15.80	-51.74	11.10
9	17.60	265.95	15.10	-142.66	15.10	182.73	17.50	-145.99	15.10
-10	17.60	179.81	15.10	-100.59	15.10	107.53	17.80	-63.91	15.10
10	19.40	296.92	17.10	-147.11	17.10	211.47	19.30	-124.96	17.10
-11	19.40	194.70	17.10	-101.88	17.10	132.16	19.60	-67.14	24.10
11	21.20	311.83	18.90	-154.75	23.00	235.95	20.90	-133.34	24.60
-12	21.20	226.97	18.90	-124.08	23.00	161.42	21.10	-110.07	24.60
12	22.60	224.21	20.70	-170.52	23.60	197.03	22.00	-121.18	24.90
13	22.60	292.19	20.70	-191.84	20.70	112.32	22.40	-147.15	20.70

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

>> Strut Force <<

		------- STRUT No. and DEPTH --------							
Step	Exca	1	2	3	4	5	6	7	8
No	Depth	0.7	2.5	4.8	7.1	9.1	11.1	13.1	15.1
1	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3.0	32.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-3	3.0	-22.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	5.3	-47.4	402.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-4	5.3	-15.3	281.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.6	-13.6	236.5	472.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-5	7.6	-15.9	286.0	302.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	9.6	-14.8	285.1	255.6	508.8	0.0	0.0	0.0	0.0
-6	9.6	-16.0	285.6	310.8	285.5	0.0	0.0	0.0	0.0
6	11.6	-16.2	288.4	305.0	202.6	675.0	0.0	0.0	0.0
-7	11.6	-16.0	285.7	310.3	282.7	369.5	0.0	0.0	0.0
7	13.6	-16.1	285.4	315.3	275.0	229.8	855.2	0.0	0.0
-8	13.6	-16.0	285.6	312.0	280.7	323.0	498.2	0.0	0.0
8	15.6	-16.0	285.4	311.8	286.6	318.2	294.4	968.6	0.0
-9	15.6	-16.0	285.5	311.9	283.3	321.3	406.6	605.2	0.0
9	17.6	-16.0	285.5	311.6	283.2	330.1	395.0	309.5	1226.0
-10	17.6	-16.0	285.5	311.7	283.3	326.4	400.3	434.8	841.4
10	19.4	-16.0	285.5	311.7	283.0	326.1	411.9	421.2	523.5
-11	19.4	-16.0	285.5	311.7	283.1	326.2	407.0	427.9	657.2
11	21.2	-16.0	285.5	311.7	283.1	325.8	407.4	439.5	624.9
-12	21.2	-16.0	285.5	311.7	283.1	326.0	407.2	435.2	637.1
12	22.6	-16.0	285.5	311.7	283.1	326.0	407.0	435.7	643.3
13	22.6	253.3	624.5	626.0	420.5	371.2	365.2	440.4	562.3

		------- S T R U T N o. a n d D E P T H --------		
Step	Exca	9	10	11
No	Depth	17.1	18.9	20.7
1	1.2	0.0	0.0	0.0
2	3.0	0.0	0.0	0.0
-3	3.0	0.0	0.0	0.0
3	5.3	0.0	0.0	0.0
-4	5.3	0.0	0.0	0.0
4	7.6	0.0	0.0	0.0
-5	7.6	0.0	0.0	0.0
5	9.6	0.0	0.0	0.0
-6	9.6	0.0	0.0	0.0
6	11.6	0.0	0.0	0.0
-7	11.6	0.0	0.0	0.0
7	13.6	0.0	0.0	0.0
-8	13.6	0.0	0.0	0.0
8	15.6	0.0	0.0	0.0
-9	15.6	0.0	0.0	0.0
9	17.6	0.0	0.0	0.0
-10	17.6	0.0	0.0	0.0
10	19.4	1332.4	0.0	0.0
-11	19.4	890.1	0.0	0.0
11	21.2	609.4	1372.2	0.0
-12	21.2	713.1	1005.9	0.0
12	22.6	687.8	873.4	984.2
13	22.6	612.9	591.2	1452.1

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

>> 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	0.00(4)	0.00(0)	0.13(13)	0.00(0)	1.18(4)	76.96(13)
6	0.50	0.00(0)	-39.41(13)	0.00(0)	-9.64(13)	0.94(4)	80.72(13)
8	0.70	70.92(13)	-55.70(13)	0.00(0)	-19.14(13)	0.87(2)	82.26(13)
13	1.20	28.81(13)	-29.50(3)	5.88(13)	-14.92(3)	0.97(2)	86.24(13)
26	2.50	117.81(13)	-90.36(13)	12.20(2)	-66.72(3)	1.13(2)	97.37(13)
31	3.00	68.01(13)	-7.74(2)	14.01(13)	-31.10(3)	1.13(2)	101.98(13)
38	3.70	41.30(3)	-10.77(4)	36.11(13)	-17.96(4)	1.07(2)	108.78(13)
48	4.70	8.55(3)	-117.14(13)	30.72(3)	-54.75(4)	1.53(3)	70.88(13)
49	4.80	89.36(4)	-124.22(13)	31.39(3)	-61.25(4)	1.57(3)	70.69(13)
54	5.30	72.28(4)	-11.02(3)	30.04(3)	-20.88(4)	1.68(3)	69.72(13)
60	5.90	50.91(4)	-20.12(3)	19.52(3)	-9.90(5)	1.69(3)	68.58(13)
72	7.10	101.55(5)	-73.04(13)	49.30(4)	-59.76(5)	2.54(4)	66.35(13)
77	7.60	79.74(5)	-18.51(4)	45.52(4)	-14.53(6)	2.66(4)	65.43(13)
82	8.10	56.90(5)	-38.66(6)	32.12(4)	-27.18(6)	2.62(4)	64.53(13)
92	9.10	134.44(6)	-90.53(6)	52.72(5)	-92.14(6)	2.93(5)	62.75(13)
97	9.60	108.61(6)	-20.63(7)	50.44(5)	-31.33(6)	3.07(5)	61.88(13)
102	10.10	81.90(6)	-50.78(7)	36.68(5)	-47.44(7)	3.06(5)	61.01(13)
112	11.10	177.04(7)	-108.02(7)	70.52(6)	-126.94(7)	4.28(6)	59.31(13)
117	11.60	147.40(7)	-14.10(5)	76.18(6)	-45.74(7)	4.59(6)	61.96(6)
122	12.10	115.27(7)	-35.48(8)	67.59(6)	-53.86(8)	4.67(6)	67.34(7)
132	13.10	215.00(8)	-107.83(8)	100.13(7)	-124.62(8)	6.36(7)	78.02(12)
137	13.60	174.91(8)	-36.47(6)	111.81(7)	-36.91(9)	6.88(7)	83.32(12)
142	14.10	132.25(8)	-49.43(9)	104.09(7)	-50.82(9)	7.08(8)	88.60(12)
152	15.10	265.95(9)	-142.66(9)	136.49(8)	-145.99(9)	9.20(8)	99.09(8)
154	15.30	246.08(9)	-65.89(7)	142.36(8)	-94.78(9)	9.44(8)	101.17(8)
157	15.60	215.44(9)	-62.03(7)	143.62(8)	-34.85(10)	9.66(8)	104.80(12)
162	16.10	162.01(9)	-51.61(8)	127.19(8)	-36.88(10)	10.75(9)	110.88(9)
172	17.10	296.92(10)	-147.11(10)	174.11(9)	-124.96(10)	13.30(9)	123.17(12)
177	17.60	234.40(10)	-75.27(8)	181.76(9)	-33.49(7)	13.80(9)	129.37(9)
190	18.90	311.83(11)	-145.42(11)	200.08(10)	-82.59(11)	16.64(10)	145.70(12)
195	19.40	238.16(11)	-93.53(9)	210.65(10)	-44.38(8)	17.04(10)	152.06(10)
208	20.70	292.19(13)	-191.84(13)	232.93(11)	-147.15(13)	18.13(11)	168.83(11)
213	21.20	211.99(13)	-104.91(10)	227.77(11)	-54.19(9)	17.71(11)	175.37(12)
227	22.60	15.42(9)	-147.21(11)	160.90(12)	-52.82(10)	14.16(12)	193.95(12)
228	22.70	14.28(9)	-150.68(11)	148.99(12)	-59.37(10)	13.81(12)	0.00(0)

232	23.10	10.35(9)	-156.90(12)	92.14(12)	-79.50(10)	12.21(12)	0.00(0)
237	23.60	8.31(9)	-170.52(12)	55.26(13)	-92.34(10)	9.97(12)	0.00(0)
238	23.70	7.99(9)	-169.19(12)	49.35(13)	-93.56(10)	9.50(12)	0.00(0)
242	24.10	7.69(9)	-130.71(12)	27.89(13)	-117.49(11)	7.69(12)	0.00(0)
247	24.60	33.53(10)	-46.15(12)	7.69(13)	-133.34(11)	5.63(12)	0.00(0)
252	25.10	53.69(11)	-15.12(13)	0.00(0)	-119.20(11)	3.93(12)	0.00(0)
257	25.60	83.02(11)	-1.40(13)	0.00(0)	-92.53(12)	2.61(12)	0.00(0)
262	26.10	84.91(12)	0.00(0)	0.00(0)	-50.82(12)	1.73(13)	0.00(0)
267	26.60	44.32(12)	0.00(0)	0.00(0)	-16.06(12)	1.32(13)	0.00(0)
268	26.70	29.48(12)	0.00(0)	0.00(0)	-12.47(12)	1.24(13)	0.00(0)
272	27.10	15.19(12)	0.00(0)	0.00(0)	-4.73(12)	0.93(13)	0.00(0)
277	27.60	2.78(12)	0.00(0)	0.00(0)	-0.10(12)	0.75(9)	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		311.83	-191.84	235.95	-147.15	18.13	193.95

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

Max Disp / Max Exdepth = 18.13mm/22.60m = 0.08%

변 경

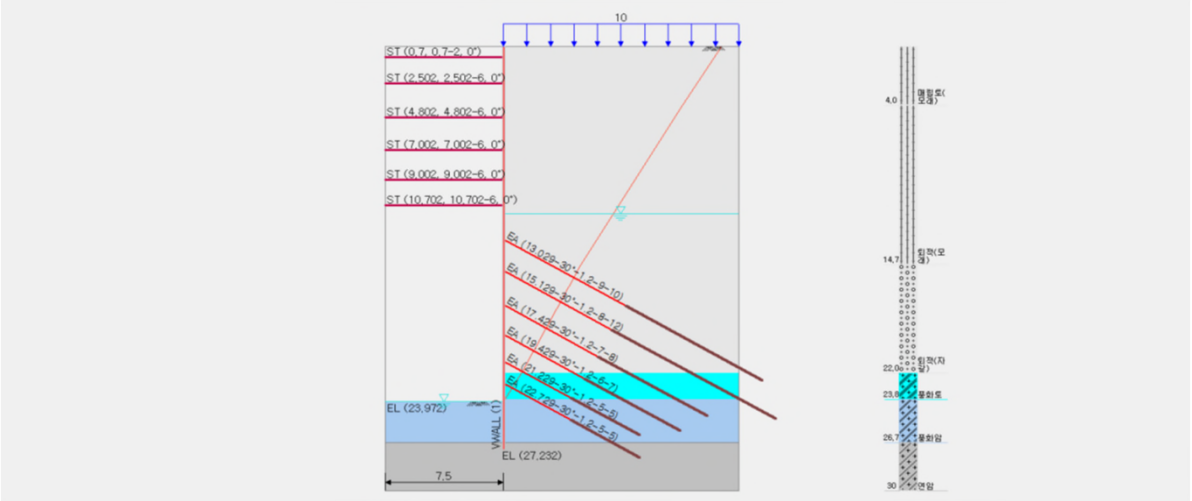
18. Ramp-B BOX (로즈)

구조계산서

목 차

1.표준단면
2.설계요약
3.설계조건
3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재
3.2 재료의 허용응력
3.3 적용 프로그램
4.복공판 설계
5.주형보 설계
6.주형 지지보 설계
6.1 외측주형지지보
6.2 내측주형지지보
7.지보재 설계
7.1 Strut 설계 (주형보-1)
7.2 Strut 설계 (강관-1)
7.3 Strut 설계 (강관-2)
7.4 Strut 설계 (강관-3)
7.5 Strut 설계 (강관-4)
7.6 Strut 설계 (강관-5)
7.7 Earth Anchor 설계 (Earth Anchor-1)
7.8 Earth Anchor 설계 (Earth Anchor-2, Earth Anchor-3)
7.9 Earth Anchor 설계 (Earth Anchor-4)
7.10 Earth Anchor 설계 (Earth Anchor-5)
7.11 Earth Anchor 설계 (Earth Anchor-6)
8.1.ROSE 띠장 설계
8.1.1 ROSE 띠장 설계
8.2.Earth Anchor 띠장 설계
8.2.1 Earth Anchor-1 띠장 설계
8.2.2 Earth Anchor-2 띠장 설계
8.2.3 Earth Anchor-3 띠장 설계
8.2.4 Earth Anchor-4 띠장 설계
8.2.5 Earth Anchor-5 띠장 설계
8.2.6 Earth Anchor-6 띠장 설계
9.중간말뚝 설계
10. Sheet 설계
10.1 Sheet Pile (0.00m ~ 27.23m)
11.전산 입력 정보
12.해석결과

1.표준단면


10
ST (0.7, 0.7~2, 0°)
ST (2.502, 2.502~6, 0°)
ST (4.802, 4.802~6, 0°)
ST (7.002, 7.002~6, 0°)
ST (9.002, 9.002~6, 0°)
ST (10.702, 10.702~6, 0°)
EA (13.022~30°~1.2~9~10)
EA (15.122~30°~1.2~8~12)
EA (17.422~30°~1.2~7~8)
EA (19.422~30°~1.2~6~7)
EA (21.222~30°~1.2~5~6)
EA (22.722~30°~1.2~5~5)
EL (23.972)
VWALL (1)
EL (27.232)
7.5
4.0
14.7
22.0
23.8
26.7
30
풍화토
풍화암
연암

2.설계요약

2.1 복공판

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
1-B:750x1990x200	-	휨응력	199.674	210.000	O.K	처짐	O.K
		전단응력	12.878	120.000	O.K		

2.2 주형보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보 H 700x300x13/24	-	휨응력	101.749	196.056	O.K	처짐	O.K
		전단응력	40.693	120.000	O.K		

2.3 주형지지보

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
외측주형지지보 H 300x305x15/15	-	휨응력	59.970	210.000	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	85.291	120.000	O.K		
내측주형지지보 H 440x300x11/18	-	휨응력	101.979	189.831	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	83.264	120.000	O.K		

2.4 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
주형보-1 H 700x300x13/24	0.70	휨응력	5.942	135.051	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	17.644	96.709	O.K		
		전단응력	2.183	120.000	O.K		
강관-1 2P 406.4x9	2.50	휨응력	13.743	210.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	38.703	172.210	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	1.541	118.547	O.K		
강관-2 2P 406.4x9	4.80	휨응력	13.743	210.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	47.027	172.210	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	1.541	118.547	O.K		
강관-3 2P 406.4x9	7.00	휨응력	13.743	210.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	42.262	172.210	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	1.541	118.547	O.K		
강관-4 2P 406.4x9	9.00	휨응력	13.743	210.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	52.423	172.210	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	1.541	118.547	O.K		
강관-5 2P 406.4x12	10.70	휨응력	10.539	210.000	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	91.007	171.775	O.K	조합응력	O.K
		전단응력	1.164	119.183	O.K		

부 재	위 치 (m)	Strand 소요개수산정	자유장 산정	정착장 산정
Earth Anchor-1 Strand12.7x4EA	13.03	O.K	O.K	O.K
Earth Anchor-2 Strand12.7x6EA	15.13	O.K	O.K	O.K

Earth Anchor-3 Strand12.7x6EA	17.43	O.K	O.K	O.K
Earth Anchor-4 Strand12.7x5EA	19.43	O.K	O.K	O.K
Earth Anchor-5 Strand12.7x4EA	21.23	O.K	O.K	O.K
Earth Anchor-6 Strand12.7x4EA	22.73	O.K	O.K	O.K

2.5 띠장

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
H 390x300x10/16	6.19	휨응력	206.383	256.500	O.K	ROSE띠장
H 300x300x10/15		전단응력	119.179	148.500	O.K	
Earth Anchor-1 2H 300x300x10/15	13.03	휨응력	14.042	210.000	O.K	
		전단응력	35.364	120.000	O.K	
Earth Anchor-2 2H 300x300x10/15	15.13	휨응력	25.236	210.000	O.K	
		전단응력	63.558	120.000	O.K	
Earth Anchor-3 2H 300x300x10/15	17.43	휨응력	15.616	210.000	O.K	
		전단응력	39.330	120.000	O.K	
Earth Anchor-4 2H 300x300x10/15	19.43	휨응력	24.219	210.000	O.K	
		전단응력	60.997	120.000	O.K	
Earth Anchor-5 2H 300x300x10/15	21.23	휨응력	23.026	210.000	O.K	
		전단응력	57.992	120.000	O.K	
Earth Anchor-6 2H 250x250x9/14	22.73	휨응력	34.333	209.253	O.K	
		전단응력	74.491	120.000	O.K	

2.6 중간말뚝

부 재	위 치	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
중간말뚝 H 300x305x15/15	-	휨응력	70.106	199.015	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	46.973	193.911	O.K	지지력	O.K

2.7 Sheet Pile

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정	
Sheet Pile SP-IV / H 300(SY295(	0.00 ~ 27.23	휨응력	267.076	270.000	O.K	
		전단응력	29.080	150.000	O.K	

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

Sheet Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강), Strut (강관), Earth Anchor로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

Sheet Pile

Sheet Pile 간격 : 0.40m

다. 지보재

Strut	–	H 700x300x13/24	수평간격 :	2.00	m
		P 406.4x9	수평간격 :	6.00	m
		P 406.4x9	수평간격 :	6.00	m
		P 406.4x9	수평간격 :	6.00	m
		P 406.4x9	수평간격 :	6.00	m
		P 406.4x12	수평간격 :	6.00	m
Earth Anchor	–	Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.20	m
		Strand12.7x6EA	수평간격 :	1.20	m
		Strand12.7x6EA	수평간격 :	1.20	m
		Strand12.7x5EA	수평간격 :	1.20	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.20	m
		Strand12.7x4EA	수평간격 :	1.20	m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
복공판	1-B:750x1990x200	-	
주형보	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
주형보지지보	H 300x305x15/15(SS400)	-	
	H 440x300x11/18(SS400)	-	
중간말뚝	H 300x305x15/15(SS400)	3.00m	
버팀보 (Strut)	H 700x300x13/24(SS400)	2.00m	
버팀보 (강관)	P 406.4x9(SS400)	6.00m	
	P 406.4x12(SS400)	6.00m	
띠장	H 300x300x10/15(SS400)	-	
	H 250x250x9/14(SS400)	-	

3.2 재료의 허용응력

가. 강재

[강재의 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류	SS400,SM400, SMA400	SM490	SM490Y,SM520, SMA490	SM570,SMA570
축방향 인장 (순단면)	210	285	322.5	405

축방향 압축 (총단면)		$0 < \ell/r \le 18.6$ 210	$0 < \ell/r \le 16$ 285	$0 < \ell/r \le 15.1$ 322.5	$0 < \ell/r \le 13.4$ 405
		$18.6 < \ell/r \le 92.8$ $210 - 1.23(\ell/r - 18.6)$	$16 < \ell/r \le 80.1$ $285 - 1.935(\ell/r - 16)$	$15.1 < \ell/r \le 75.5$ $322.5 - 2.33(\ell/r - 15.1)$	$13.4 < \ell/r \le 67.1$ $405 - 3.285(\ell/r - 13.4)$
		$92.8 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}$	$80.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(\ell/r)^2}$	$75.5 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{4,400+(\ell/r)^2}$	$67.1 < \ell/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(\ell/r)^2}$
휨압축응력	인장연 (순단면)	210	285	322.5	405
	압축연 (총단면)	$\ell/b \le 4.6$ 210	$\ell/b \le 4.0$ 285	$\ell/b \le 3.8$ 322.5	$\ell/b \le 3.4$ 405
		$4.6 < \ell/b \le 30$ $210 - 3.735(\ell/b - 4.6)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $285 - 5.865(\ell/b - 4.0)$	$3.8 < \ell/b \le 27$ $322.5 - 7.035(\ell/b - 3.8)$	$3.4 < \ell/b \le 25$ $405 - 9.96(\ell/b - 3.4)$
전단응력 (총단면)		120	165	188	233
지압응력		315	428	488	608
용접 강도	공 장	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%
	현 장	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%

종 류	축방향 인장 (순단면)	축방향 압축 (총단면)	휨압축응력	지압응력
비 고	140x1.5=210 190x1.5=285 215x1.5=322.5 270x1.5=405	ℓ(mm) : 유효좌굴장 r(mm): 단면회전 반지름	ℓ : 플랜지의 고정점간거리 b : 압축플랜지의 폭	강판과 강판
판두께	40mm이하	40mm이하	40mm이하 $A_w/A_c \le 2$	40mm이하

나. 강널말뚝

[강널말뚝 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류		강널말뚝 (SY30)
휨응력	인장응력	270
	압축응력	270
전단응력		150

다. 볼트

[볼트 허용응력] (MPa)

볼 트 종 류	응력의 종류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	4T 기준
	지 압	315	
고장력 볼트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	
고장력 볼트	전 단	285	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

가. midas GeoX V 4.5.0

나. 탄소성법

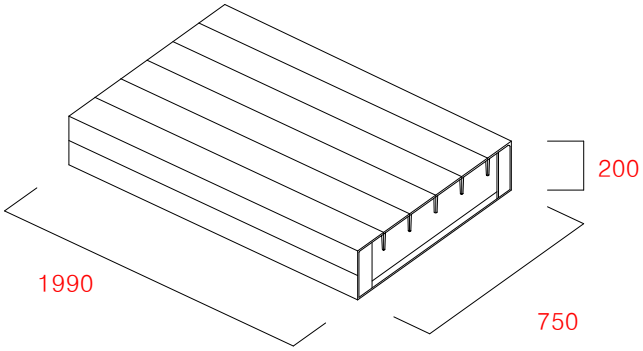
다. Rankine 토압

4.복공판 설계

4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:750x1990x200

w (kN/piece)	2.800
I_x (mm^4)	64130000
A (mm^2)	13806
Z_x (mm^3)	443000
E (MPa)	210000



4.2 단면력 산정

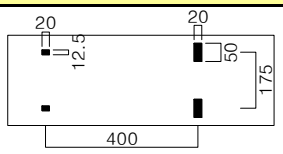
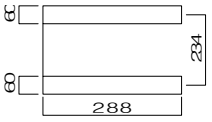
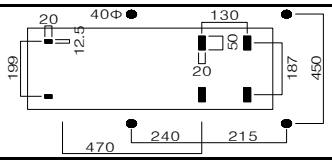
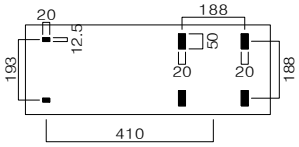
가. 고정하중

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

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.407 \times \text{###}^2}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 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

4.3 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

4.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

▶ fba = 1.50 × 140

= 210.000 MPa

▶ $\tau a = 1.50 \times 80$

$= 120.000$ MPa

4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 210.000$ MPa > $f_b = 199.674$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 120.000$ MPa > $\tau = 12.878$ MPa ---> O.K

4.6 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

$\delta_a = \text{Min.}(L/400, 5\text{mm})$

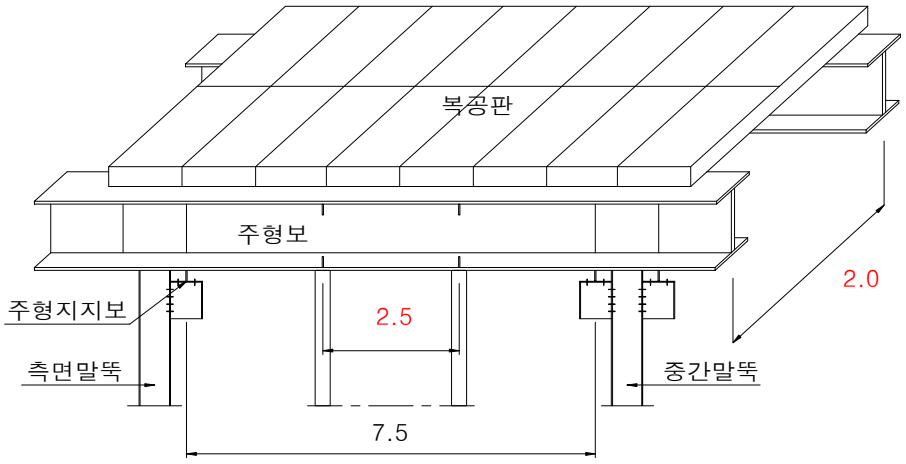
$= \text{Min.}(1990.0 / 400 , 5)$

$= 4.98$ mm > $\delta_l = 2.172$ mm ---> O.K

5.주형보 설계

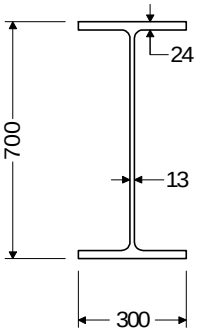
5.1 설계제원

가. 계산지간 : 7.500 m



나. 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1814.2
A (mm^2)	23550.0
I_x (mm^4)	2010000000.0
Z_x (mm^3)	5760000.0
A_w (mm^2)	8476.0
E (N/mm^2)	210000.0



5.2 단면력 산정

가. 고정하중

(1) 복 공 판 = 3.733 kN/m

(2) 주 형 보 = 1.814 kN/m

(3) 기 타 = 0.150 kN/m

$\sum$ = 5.698 kN/m

$M_d = w_d \times L^2 / 8 = 5.698 \times 7.500 \times 7.500 / 8 = 40.061$ kN·m

$S_d = w_d \times L / 2 = 5.698 \times 7.500 / 2 = 21.366$ kN

나. 활하중 (보가 차량진행방향과 직각인 경우)

(1) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 7.500)

= 0.316 > 0.3 이므로

∴ Use, i = 0.300 적용

(2) 후륜하중

① DB- 24 : P_{r1} = 96 x (1 + 0.300) = 124.800 kN

② DB- 18 : P_{r2} = 72 x (1 + 0.300) = 93.600 kN

③ DB- 13.5 : P_{r3} = 54 x (1 + 0.300) = 70.200 kN

(3) 전륜하중

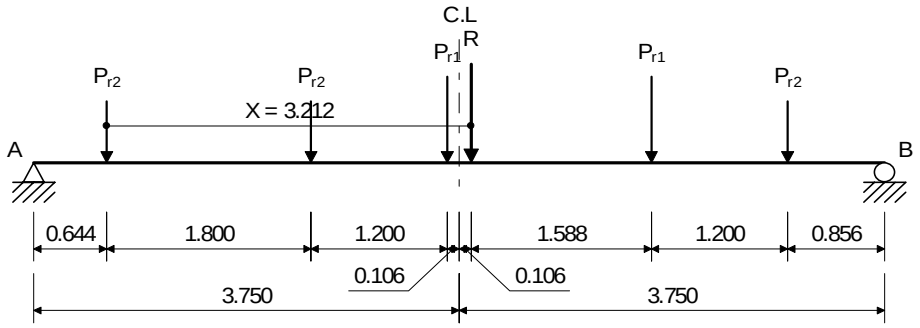
① DB- 24 : P_{f1} = 24 x (1 + 0.300) = 31.200 kN

② DB- 18 : P_{f2} = 18 x (1 + 0.300) = 23.400 kN

③ DB- 13.5 : P_{f3} = 13.5 x (1 + 0.300) = 17.550 kN

(4) 차선별 최대 휨모멘트 산정

① 2.5 차선 재하시 (후륜하중)

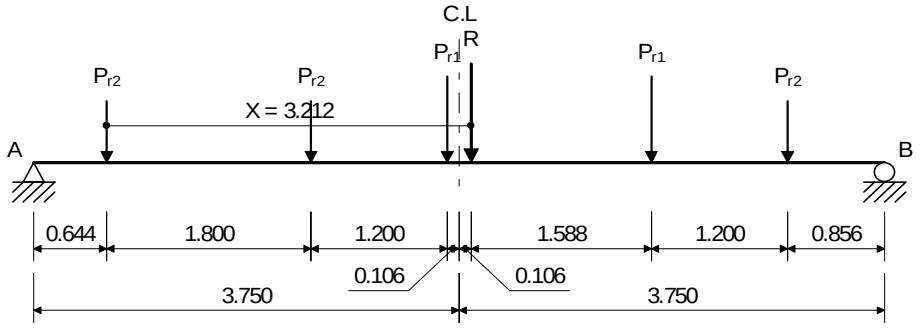


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 3 = 124.800 x 2 + 93.600 x 3
= 530.400 kN

X = (Pr2 x 1.800 + Pr1 x 3.000 + Pr1 x 4.800 + Pr2 x 6.000) / R
= (93.600 x 1.800 + 124.800 x 3.000 + 124.800 x 4.800 + 93.600 x 6.000) / 530.400
= 3.212 m

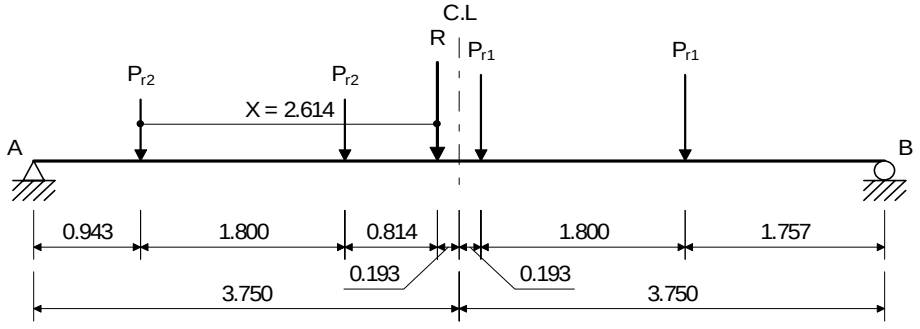
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 6.856 + Pr2 x 5.056 + Pr1 x 3.856 + Pr1 x 2.056 + Pr2 x 0.856) / L
= (93.600 x 6.856 + 93.600 x 5.056 + 124.800 x 3.856 + 124.800 x 2.056 + 93.600 x 0.856) /
= 257.712 kN

M_l = (Ra x 3.644 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (257.712 x 3.644 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 546.013 kN·m

② 2 차선 재하시 (후륜하중)

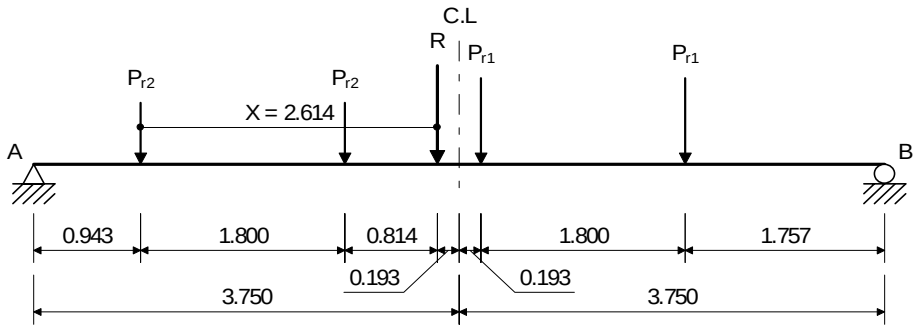


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 2 = 124.800 x 2 + 93.600 x 2
= 436.800 kN

X = (Pr2 x 1.800 + Pr1 x 3.000 + Pr1 x 4.800) / R
= (93.600 x 1.800 + 124.800 x 3.000 + 124.800 x 4.800) / 436.800
= 2.614 m

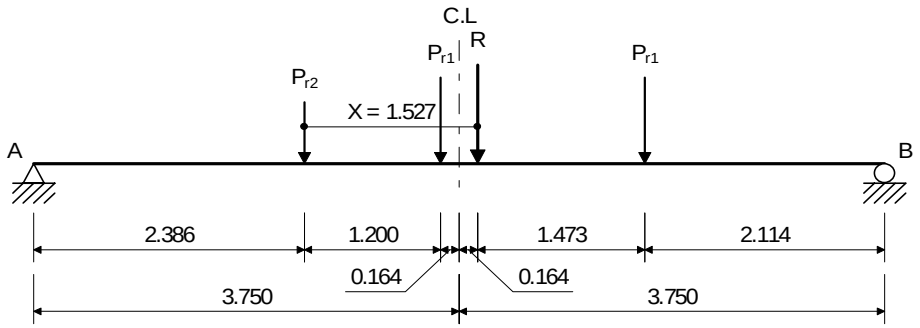
b. 최대 휨모멘트



R_a = (Pr2 x 6.557 + Pr2 x 4.757 + Pr1 x 3.557 + Pr1 x 1.757) / L
= (93.600 x 6.557 + 93.600 x 4.757 + 124.800 x 3.557 + 124.800 x 1.757) / 7.500
= 229.632 kN

M_l = (Ra x 3.943 − Pr2 x 3.000 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (229.632 x 3.943 − 93.600 x 3.000 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 512.286 kN·m

③ 1.5 차선 재하시 (후륜하중)

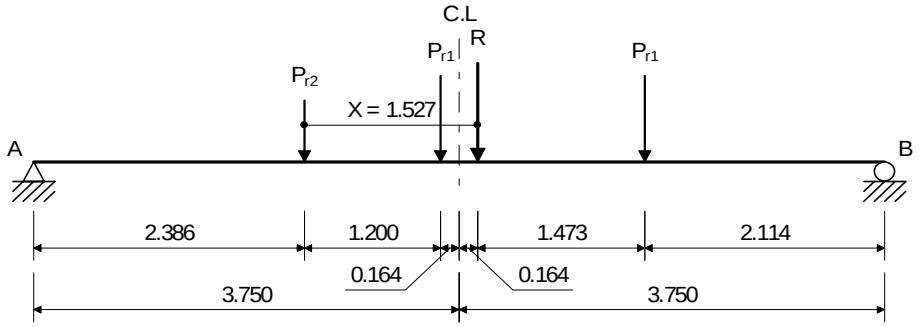


a. 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = Pr1 x 2 + Pr2 x 1 = 124.800 x 2 + 93.600 x 1
= 343.200 kN

X = (Pr1 x 1.200 + Pr1 x 3.000) / R
= (124.800 x 1.200 + 124.800 x 3.000) / 343.200
= 1.527 m

b. 최대 휨모멘트

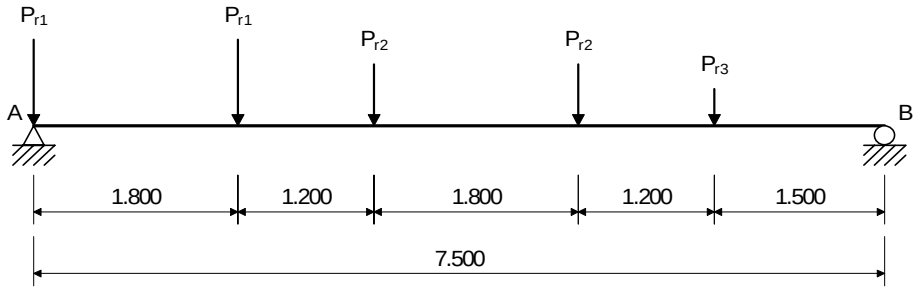


R_a = (Pr2 x 5.114 + Pr1 x 3.914 + Pr1 x 2.114) / L
= (93.600 x 5.114 + 124.800 x 3.914 + 124.800 x 2.114) / 7.500
= 164.112 kN

M_l = (Ra x 3.586 − Pr2 x 1.200) x 1.00
= (164.112 x 3.586 − 93.600 x 1.200) x 1.00
= 476.245 kN·m

(5) 최대 전단력 산정

① 2.5 차선 재하시 (후륜하중)



R_a = (Pr1 x 7.500 + Pr1 x 5.700 + Pr2 x 4.500 + Pr2 x 2.700 + Pr3 x 1.500) / L
= (124.800 x 7.500 + 124.800 x 5.700 + 93.600 x 4.500 + 93.600 x 2.700 + 70.200 x 1.500) /
= 323.544 kN

S_l = 323.544 x 1.00 = 323.544 kN

다. 설계 적용 단면력 (고정하중 + 활하중)

M_{max} = M_d + Ml_{max} = 40.061 + 546.013 = 586.074 kN·m

S_{max} = S_d + Sl_{max} = 21.366 + 323.544 = 344.910 kN

5.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 586.074 x 1000000 / 5760000.0 = 101.749 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 344.910 x 1000 / 8476 = 40.693 MPa

5.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, i = $0.65\ \Phi^2 + 0.13\ \Phi + 1.0$

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (101.749 + 101.749) / 101.749

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 2500 / 300

= 8.333 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x (140 − 2.49 x (8.333 − 4.6))

= 196.056 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 196.056 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80

= 120.000 MPa

5.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 196.056 MPa > f_b = 101.749 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 40.693 MPa ---> O.K

5.6 충격하중을 제외한 활하중에 의한 처짐 검토

가. 활하중에 의한 처짐 검토

▶ 충격이 배제된 활하중을 등가의 등분포하중으로 치환하여 처짐량을 산정한다

M = $M_{l\,max}$ / (1+i) = 546.013 / 1.300 = 420.010 kN·m

w = 8 x M / L^2 = 8 x 420.010 / (7.50 x 7.50) = 59.735 kN/m

δ_l = 5 x w x L^4 / (384 x E x I_x)

= 5 x 59.735 x 7500.0 ^{4} / (384 x 210000 x 2010000000)

= 5.830 mm

나. 허용처짐에 대한 검토

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 25mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 25mm)

= Min. (7500.0 / 400 , 25)

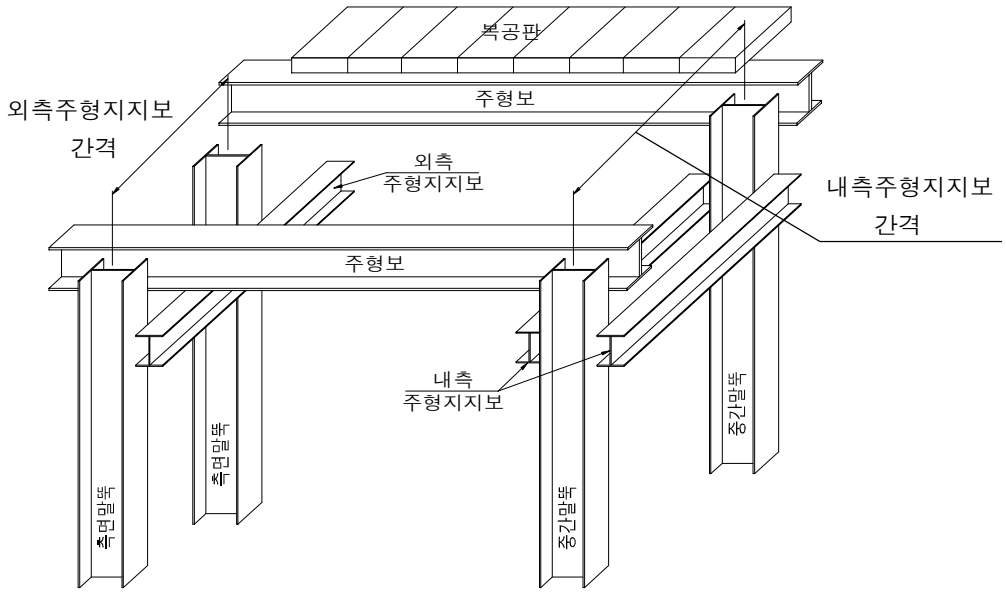
= 18.750 mm > δ_l = 5.830 mm ---> O.K

6.주형 지지보 설계

6.1 외측주형지지보

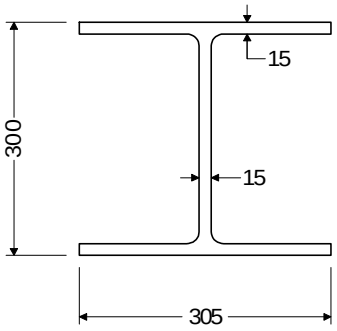
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 1.00 m

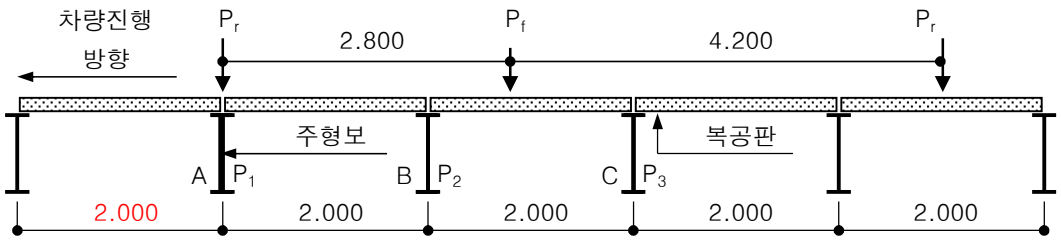


(2) 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
A_w (mm^2)	4050.0
R_x (mm)	126.0



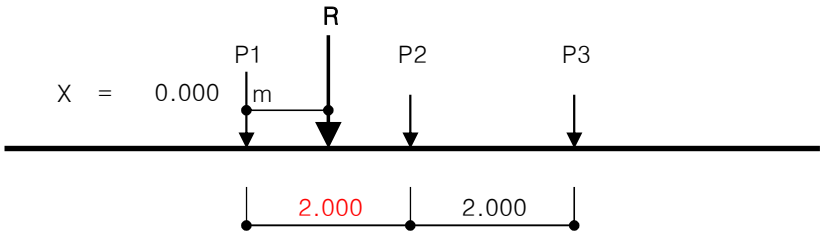
나. 주형보 반력 case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하



▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)

= 21.366 + 323.544 = 344.910 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

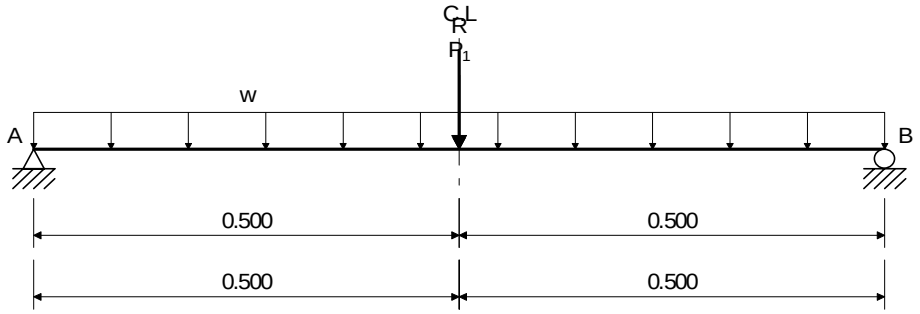


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1
= 344.910
= 344.910 kN

X = (0.000) / R
= (0.000) / 344.910
= 0.000 m

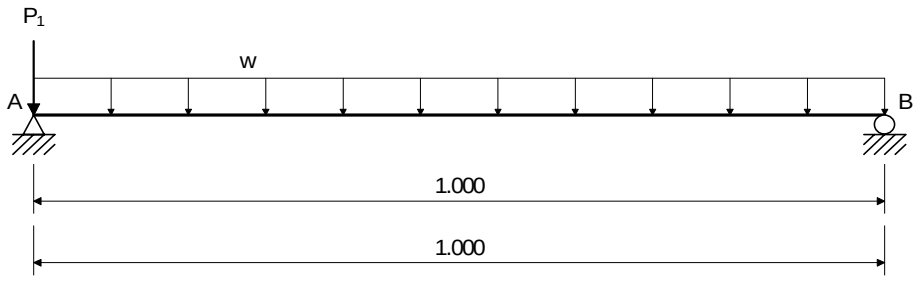
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 0.500) / L
= (344.910 x 0.500) / 1.000
= 172.455 kN

M_{max} = (Ra x 0.500) + w x L^2 / 8
= (172.455 x 0.500) + 1.038 x 1.00^2 / 8
= 86.357 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 1.000) / L
= (344.910 x 1.000) / 1.000
= 344.910 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 344.910 + 1.038 x 1.00 / 2
= 345.429 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 86.357 x 1000000 / 1440000.0 = 59.970 MPa
▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 345.429 x 1000 / 4050 = 85.291 MPa

바. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로
f_{cal} = 1.50 x 1 x 140
= 210.000 MPa
여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0
= 3.860
Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (59.970 + 59.970) / 59.970
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1000 / 305
= 3.279 ---> L/B ≤ 4.6 이므로
f_{bag} = 1.50 x 1 x 140
= 210.000 MPa
f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 210.000 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80
= 120.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 59.970 MPa ---> O.K
▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 85.291 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F8T , M 22
▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 1.0 x 100 = 150.0 MPa

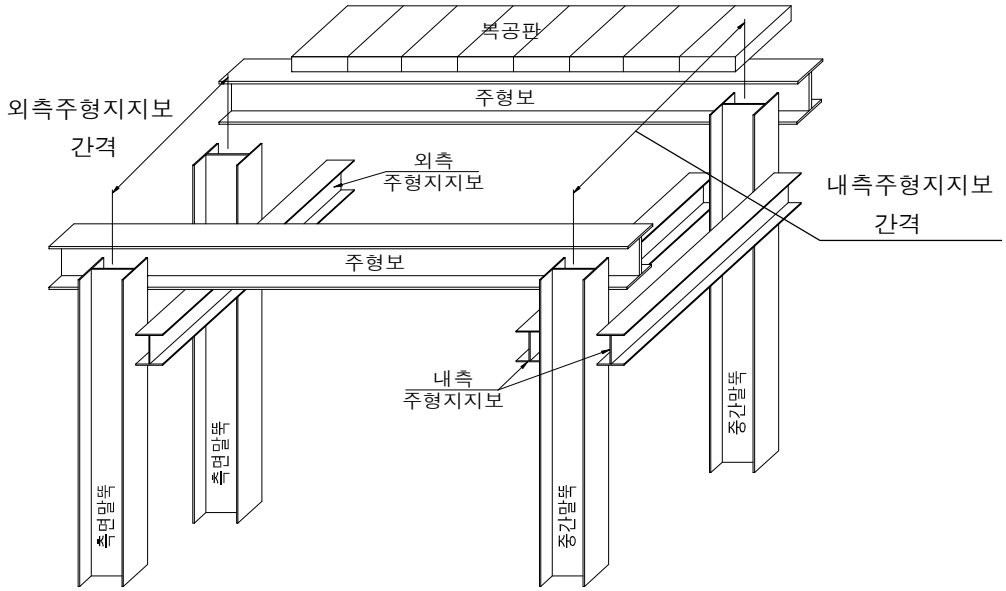
▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = S_{max} / (τ_a x π x d^2 / 4)
= 345429 / (150.0 x π x 22.0 x 22.0 / 4)
= 6.06 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 6.06 ea ---> O.K

6.2 내측주형지지보

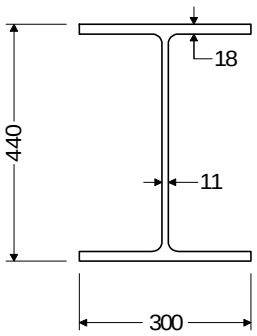
가. 설계제원

(1) 측면 또는 중간말뚝 H-Pile 설치간격 : 3.00 m

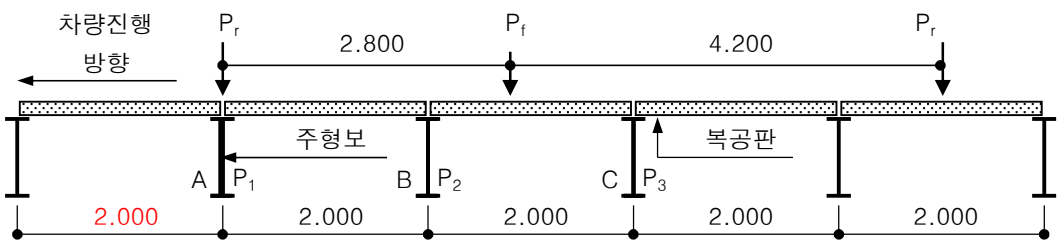


(2) 사용강재 : H 440x300x11/18(SS400)

w (N/m)	1211.7
A (mm^2)	15740.0
I_x (mm^4)	561000000.0
Z_x (mm^3)	2550000.0
A_w (mm^2)	4444.0
R_x (mm)	189.0



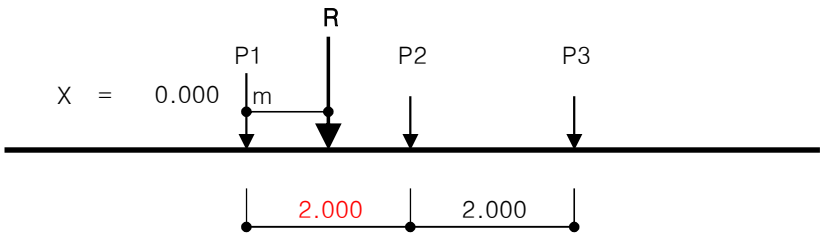
나. 주형보 반력 case3 - "1.4 m"초과 "7/3 m"이하



▶ 주형보 최대반력 (P_1) = S_d + $S_{l\,max}$ (주형보 계산서의 단면력산정에서 "다.설계적용단면력" 참조)
= 21.366 + 323.544 = 344.910 kN

▶ 주형보 최대반력 (P_2) = S_d + P_f x 1.200 / 2.000
= 21.366 + 80.886 x 1.200 / 2.000 = 69.897 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

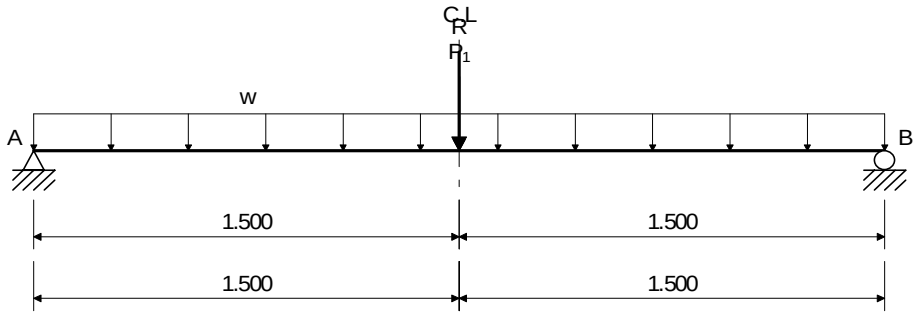


① 최대 휨모멘트가 발생하는 합력(R) 위치 산정

R = P_1
= 344.910
= 344.910 kN

X = (0.000) / R
= (0.000) / 344.910
= 0.000 m

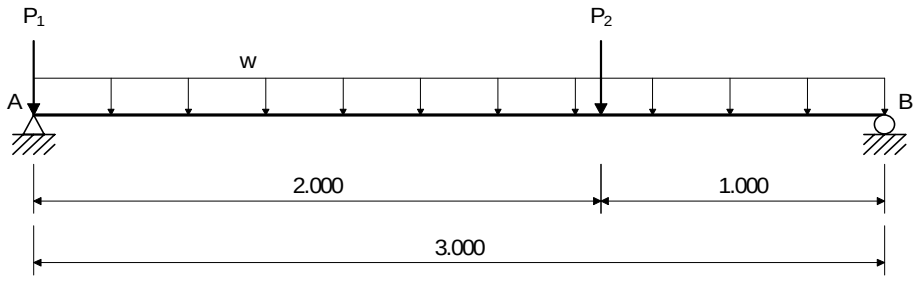
② 최대 휨모멘트



R_a = (P_1 x 1.500) / L
= (344.910 x 1.500) / 3.000
= 172.455 kN

M_{max} = (Ra x 1.500) + w x L^2 / 8
= (172.455 x 1.500) + 1.212 x 3.00^2 / 8
= 260.045 kN·m

라. 최대 전단력 산정



R_a = (P_1 x 3.000 + P_2 x 1.000) / L
= (344.910 x 3.000 + 69.897 x 1.000) / 3.000
= 368.209 kN

S_{max} = Ra + w x L / 2
= 368.209 + 1.212 x 3.00 / 2
= 370.026 kN

마. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 260.045 x 1000000 / 2550000.0 = 101.979 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 370.026 x 1000 / 4444 = 83.264 MPa

바. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 18.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140
= 210.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0
= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (101.979 + 101.979) / 101.979
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 3000 / 300
= 10.000 ---> 4.6 < L/B ≤ 30 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x (140 − 2.49 x (10.000 − 4.6))
= 189.831 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 189.831 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80
= 120.000 MPa

사. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 189.831 MPa > f_b = 101.979 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 83.264 MPa ---> O.K

아. 볼트갯수 산정

▶ 사용볼트 : F8T , M 22

▶ 허용전단응력 : τ_a = 1.50 x 1.0 x 100 = 150.0 MPa

▶ 필요 볼트갯수 : n_{req} = S_{max} / (τ_a x π x d^2 / 4)

= 370026 / (150.0 x π x 22.0 x 22.0 / 4)

= 6.49 ea

▶ 사용 볼트갯수 : n_{used} = 8 ea > n_{req} = 6.49 ea ---> O.K

7.지보재 설계

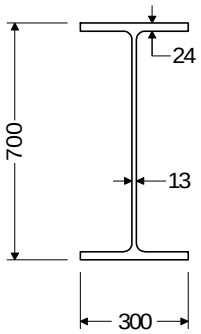
7.1 Strut 설계 (주형보-1)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 7.400 m

(2) 사용강재 : H 700x300x13/24(SS400)

w (N/m)	1812.924
A (mm^2)	23550
I_x (mm^4)	2010000000
Z_x (mm^3)	5760000
R_x (mm)	293.0
R_y (mm)	67.8



(3) Strut 개수 : 1 단

(4) Strut 수평간격 : 2.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 147.762 kN/m ---> 주형보-1 (CS26 : Peck)
= 147.762 x 2.00 / 1 단
= 295.524 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 1 단
= 120.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 295.524 + 120.0 = 415.524 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 1 단
= 5.0 x 7.400 x 7.400 / 8 / 1 단
= 34.225 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 1 단
= 5.0 x 7.400 / 2 / 1 단
= 18.500 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 x 1000000 / 5760000.0 = 5.942 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 415.524 x 1000 / 23550 = 17.644 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 18.500 x 1000 / 8476 = 2.183 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 24.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140
= 210.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

$= 1.231$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (23.586 - 11.702) / 23.586$

$= 0.504$

▶ 축방향 허용압축응력

$f_{cao} = 1.50 \times 1.0 \times 140.000$

$= 210.000$ MPa

$L_x / R_x = 7400 / 293$

25.256 ---> $18.6 < Lx/Rx \leq 92.8$ 이므로

$f_{cagx} = 1.50 \times 1 \times (140 - 0.82 \times (25.256 - 18.6))$

$= 201.813$ MPa

$f_{cax} = f_{cagx} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

$= 201.813$ MPa

$L_y / R_y = 7400 / 67.8$

109.145 ---> $92.8 < Ly/Ry$ 이므로

$f_{cagy} = 1.50 \times 1 \times 1200000 / (6700 + 109.145^2)$

$= 96.709$ MPa

$f_{cay} = f_{cagy} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

$= 96.709$ MPa

$\therefore f_{ca} = \text{Min.}(f_{cax}, f_{cay}) = 96.709$ MPa

▶ 허용 휨압축응력

$L / B = 7400 / 300$

$= 24.667$ ---> $4.6 < L/B \leq 30$ 이므로

$f_{bag} = 1.50 \times 1 \times (140 - 2.49 \times (24.667 - 4.6))$

$= 135.051$ MPa

$f_{ba} = \text{Min.}(f_{bag}, f_{cal})$

$= 135.051$ MPa

$f_{eax} = 1.50 \times 1.0 \times 1200000 / (25.256)^2$

$= 2821.917$ MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 1.0 \times 80$

$= 120.000$ MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , $f_{ca} = 96.709$ MPa $> f_c = 17.644$ MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 135.051$ MPa $> f_b = 5.942$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 120.000$ MPa $> \tau = 2.183$ MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{17.644}{96.709} + \dfrac{5.942}{135.051 \times (1 - (17.644 / 2821.917))}$

$$= \quad 0.227 \quad < \quad 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= \quad 17.644 + \frac{5.942}{1 - (17.644 / 2821.917)}$$

$$= \quad 23.624 \quad < \quad f_{cal} = 210.000 \quad \text{---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.227 , 0.112)
= 0.227 < 1.0 ---> O.K

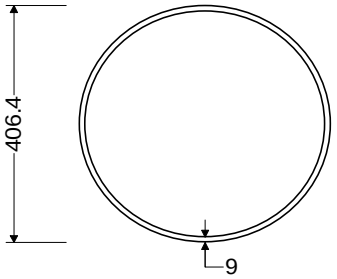
7.2 Strut 설계 (강관-1)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.930 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 2 단

(4) Strut 수평간격 : 6.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 124.960 kN/m ---> 강관-1 (CS26 : Peck)
= 124.960 x 6.00 / 2 단
= 374.879 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 2 단
= 60.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 374.879 + 60.0 = 434.879 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 2 단
= 5.0 x 6.930 x 6.930 / 8 / 2 단
= 15.008 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 2 단
= 5.0 x 6.930 / 2 / 2 단
= 8.663 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 15.008 \times 1000000 / 1092000.0 = 13.743$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 434.879 \times 1000 / 11236.2 = 38.703$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{8.663 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 1.541$ MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t) = 203.2 / (1.052 \times 9)$

$= 21.453$ ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

$f_{cal} = 1.50 \times 1 \times 140$

$= 210.000$ MPa

여기서, $\alpha = 1.0 + \Phi / 10$

$= 1.052$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (52.447 - 24.960) / 52.447$

$= 0.524$ ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

$f_{cao} = 1.50 \times 1.0 \times 140.000$

$= 210.000$ MPa

$L / R = 6930 / 140.5$

49.324 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

$f_{cag} = 1.50 \times 1 \times (140 - 0.82 \times (49.324 - 18.6))$

$= 172.210$ MPa

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

$= 172.210$ MPa

▶ 허용휨응력

$f_{bag} = 210.000$ MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$

$= 210.000$ MPa

$f_{eax} = 1.50 \times 1.0 \times 1200000 / (49.324)^2$

$= 739.876$ MPa

▶ 허용전단응력

$r / t = 203.2 / 9$

$= 22.578$ ---> $r/t \leq 125$ 이므로

$\tau_a = 1.50 \times 1 \times (80 - 0.0019 \times 22.578^2)$

$= 118.547$ MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 172.210 MPa > f_c = 38.703 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 13.743 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 118.547 MPa > τ = 1.541 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{38.703}{172.210} + \frac{13.743}{210.000 \times (1 - (38.703 / 739.876))}$$

$$= 0.294 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 38.703 + \frac{13.743}{1 - (38.703 / 739.876)}$$

$$= 53.205 < f_{cal} = 210.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.294 , 0.253)

= 0.294 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{52.447}{172.210} + \left\{ \frac{1.541}{118.547} \right\}^2$$

$$= 0.305 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

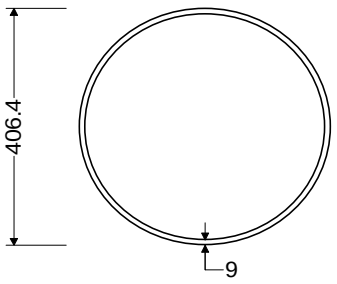
7.3 Strut 설계 (강관-2)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.930 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 2 단

(4) Strut 수평간격 : 6.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 156.136 kN/m ---> 강관-2 (CS26 : Peck)
= 156.136 x 6.00 / 2 단
= 468.409 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 2 단
= 60.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 468.409 + 60.0 = 528.409 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 2 단
= 5.0 x 6.930 x 6.930 / 8 / 2 단
= 15.008 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 2 단
= 5.0 x 6.930 / 2 / 2 단
= 8.663 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 15.008 x 1000000 / 1092000.0 = 13.743 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 528.409 x 1000 / 11236.2 = 47.027 MPa

▶ 전단응력 , τ = $\frac{S_{max} \times Q}{I \times b}$ = $\frac{8.663 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0}$ = 1.541 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

r/(α · t) = 203.2 / (1.045 x 9)
= 21.601 ---> r/(αt) ≤ 50 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140
= 210.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10
= 1.045

Φ = (f_1 - f_2) / f_1 = (60.771 - 33.284) / 60.771
= 0.452 (0 ≤ Φ ≤ 2)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 1.0 x 140.000
= 210.000 MPa

L / R = 6930 / 140.5
49.324 ---> 18.6 < L/R ≤ 92.8 이므로

f_{cag} = 1.50 x 1 x (140 - 0.82 x (49.324 - 18.6))
= 172.210 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 172.210 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 210.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.0 x 1200000 / (49.324)^2

= 739.876 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 9

= 22.578 ---> r/t ≤ 125 이므로

τ_a = 1.50 x 1 x (80 − 0.0019 x 22.578^2)

= 118.547 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 172.210 MPa > f_c = 47.027 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 13.743 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 118.547 MPa > τ = 1.541 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \frac{47.027}{172.210} + \frac{13.743}{210.000 \times (1 - (47.027 / 739.876))}$

= 0.343 < 1.0 ---> O.K

$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$

$= 47.027 + \frac{13.743}{1 - (47.027 / 739.876)}$

= 61.704 < f_{cal} = 210.000 ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.343 , 0.294)

= 0.343 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$= \frac{60.771}{172.210} + \left\{ \frac{1.541}{118.547} \right\}^2$

= 0.353 < 1.0 ---> O.K

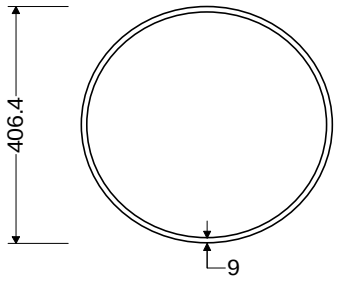
7.4 Strut 설계 (강관-3)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.930 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 2 단

(4) Strut 수평간격 : 6.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 138.287 kN/m ---> 강관-3 (CS11 : 굴착 11.202 m)

= 138.287 x 6.00 / 2 단

= 414.860 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 2 단

= 60.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 414.860 + 60.0 = 474.860 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 2 단

= 5.0 x 6.930 x 6.930 / 8 / 2 단

= 15.008 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 2 단

= 5.0 x 6.930 / 2 / 2 단

= 8.663 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 15.008 \times 1000000 / 1092000.0 = 13.743$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 474.860 \times 1000 / 11236.2 = 42.262$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{8.663 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 1.541$ MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t)$ = 203.2 / (1.049 x 9)

= 21.522 ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, $\alpha = 1.0 + \Phi / 10$

$= 1.049$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (56.005 - 28.518) / 56.005$

$= 0.491 \quad (0 \le \Phi \le 2)$

▶ 축방향 허용압축응력

$f_{cao} = 1.50 \times 1.0 \times 140.000$

$= 210.000$ MPa

$L / R = 6930 / 140.5$

49.324 ---> $18.6 < L/R \le 92.8$ 이므로

$f_{cag} = 1.50 \times 1 \times (140 - 0.82 \times (49.324 - 18.6))$

$= 172.210$ MPa

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

$= 172.210$ MPa

▶ 허용휨응력

$f_{bag} = 210.000$ MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$

$= 210.000$ MPa

$f_{eax} = 1.50 \times 1.0 \times 1200000 / (49.324)^2$

$= 739.876$ MPa

▶ 허용전단응력

$r / t = 203.2 / 9$

$= 22.578$ ---> $r/t \le 125$ 이므로

$\tau_a = 1.50 \times 1 \times (80 - 0.0019 \times 22.578^2)$

$= 118.547$ MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , $f_{ca} = 172.210$ MPa $>$ $f_c = 42.262$ MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 210.000$ MPa $>$ $f_b = 13.743$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 118.547$ MPa $>$ $\tau = 1.541$ MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\dfrac{f_c}{f_{ca}} + \dfrac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \dfrac{42.262}{172.210} + \dfrac{13.743}{210.000 \times (1 - (42.262 / 739.876))}$

$= 0.315 < 1.0$ ---> O.K

$f_c + \dfrac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$

$= 42.262 + \dfrac{13.743}{1 - (42.262 / 739.876)}$

= 56.838 < f_{cal} = 210.000 ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.315 , 0.271)
= 0.315 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$= \frac{56.005}{172.210} + \left\{ \frac{1.541}{118.547} \right\}^2$

= 0.325 < 1.0 ---> O.K

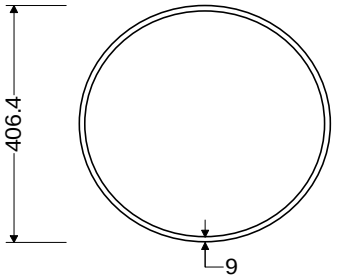
7.5 Strut 설계 (강관-4)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.930 m

(2) 사용강재 : P 406.4x9(SS400)

w (N/m)	864.984
A (mm^2)	11236
I (mm^4)	221930000
Z (mm^3)	1092000
R (mm)	140.5
Q (mm^3)	710791.9



(3) Strut 개수 : 2 단

(4) Strut 수평간격 : 6.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 176.344 kN/m ---> 강관-4 (CS13 : 굴착 13.529 m)
= 176.344 x 6.00 / 2 단
= 529.033 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 2 단
= 60.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 529.033 + 60.0 = 589.033 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 2 단
= 5.0 x 6.930 x 6.930 / 8 / 2 단
= 15.008 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 2 단
= 5.0 x 6.930 / 2 / 2 단
= 8.663 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 15.008 \times 1000000 / 1092000.0 = 13.743$ MPa

▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 589.033 \times 1000 / 11236.2 = 52.423$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = \frac{S_{max} \times Q}{I \times b} = \frac{8.663 \times 1000 \times 710791.9}{221930000 \times 18.0} = 1.541$ MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$r/(\alpha \cdot t) = 203.2 / (1.042 \times 9)$

$= 21.677$ ---> $r/(\alpha t) \leq 50$ 이므로

$f_{cal} = 1.50 \times 1 \times 140$

$= 210.000$ MPa

여기서, $\alpha = 1.0 + \Phi / 10$

$= 1.042$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (66.166 - 38.679) / 66.166$

$= 0.415$ ($0 \leq \Phi \leq 2$)

▶ 축방향 허용압축응력

$f_{cao} = 1.50 \times 1.0 \times 140.000$

$= 210.000$ MPa

$L / R = 6930 / 140.5$

49.324 ---> $18.6 < L/R \leq 92.8$ 이므로

$f_{cag} = 1.50 \times 1 \times (140 - 0.82 \times (49.324 - 18.6))$

$= 172.210$ MPa

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

$= 172.210$ MPa

▶ 허용휨응력

$f_{bag} = 210.000$ MPa

$f_{ba} = \text{Min.}(f_{bag} , f_{cal})$

$= 210.000$ MPa

$f_{eax} = 1.50 \times 1.0 \times 1200000 / (49.324)^2$

$= 739.876$ MPa

▶ 허용전단응력

$r / t = 203.2 / 9$

$= 22.578$ ---> $r/t \leq 125$ 이므로

$\tau_a = 1.50 \times 1 \times (80 - 0.0019 \times 22.578^2)$

$= 118.547$ MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 172.210 MPa > f_c = 52.423 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 13.743 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 118.547 MPa > τ = 1.541 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{52.423}{172.210} + \frac{13.743}{210.000 \times (1 - (52.423 / 739.876))}$$

$$= 0.375 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$$

$$= 52.423 + \frac{13.743}{1 - (52.423 / 739.876)}$$

$$= 67.214 < f_{cal} = 210.000 \text{ ---> O.K}$$

∴ 안전율 = Max.(0.375 , 0.320)

= 0.375 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$$= \frac{66.166}{172.210} + \left\{ \frac{1.541}{118.547} \right\}^2$$

$$= 0.384 < 1.0 \text{ ---> O.K}$$

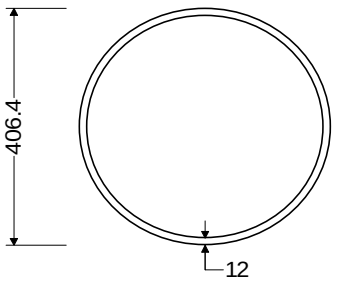
7.6 Strut 설계 (강관-5)

가. 설계제원

(1) 설계지간 : 6.930 m

(2) 사용강재 : P 406.4x12(SS400)

w (N/m)	1144.605
A (mm^2)	14869
I (mm^4)	289370000
Z (mm^3)	1424000
R (mm)	139.5
Q (mm^3)	933596.2



(3) Strut 개수 : 2 단

(4) Strut 수평간격 : 6.00 m

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , R_{max} = 431.048 kN/m ---> 강관-5 (CS17 : 굴착 17.929 m)
= 431.048 x 6.00 / 2 단
= 1293.143 kN

(2) 온도차에 의한 축력 , T = 120.000 kN / 2 단
= 60.0 kN

(3) 설계축력 , P_{max} = Rmax + T = 1293.143 + 60.0 = 1353.143 kN

(4) 설계휨모멘트 , M_{max} = W x L^2 / 8 / 2 단
= 5.0 x 6.930 x 6.930 / 8 / 2 단
= 15.008 kN·m

(5) 설계전단력 , S_{max} = W x L / 2 / 2 단
= 5.0 x 6.930 / 2 / 2 단
= 8.663 kN

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 15.008 x 1000000 / 1424000.0 = 10.539 MPa

▶ 압축응력 , f_c = P_{max} / A = 1353.143 x 1000 / 14868.5 = 91.007 MPa

▶ 전단응력 , τ = $\frac{S_{max} \times Q}{I \times b}$ = $\frac{8.663 \times 1000 \times 933596.2}{289370000 \times 24.0}$ = 1.164 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

r/(α · t) = 203.2 / (1.021 x 12)
= 16.589 ---> r/(αt) ≤ 50 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140
= 210.000 MPa

여기서, α = 1.0 + Φ / 10
= 1.021

Φ = (f_1 - f_2) / f_1 = (101.547 - 80.468) / 101.547
= 0.208 (0 ≤ Φ ≤ 2)

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 1.0 x 140.000
= 210.000 MPa

L / R = 6930 / 139.5
49.677 ---> 18.6 < L/R ≤ 92.8 이므로

f_{cag} = 1.50 x 1 x (140 - 0.82 x (49.677 - 18.6))
= 171.775 MPa

f_{ca} = f_{cag} • f_{cal} / f_{cao}

= 171.775 MPa

▶ 허용휨응력

f_{bag} = 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 210.000 MPa

f_{eax} = 1.50 x 1.0 x 1200000 / (49.677)^2

= 729.381 MPa

▶ 허용전단응력

r / t = 203.2 / 12

= 16.933 ---> r/t ≤ 125 이므로

τ_a = 1.50 x 1 x (80 − 0.0019 x 16.933^2)

= 119.183 MPa

마. 응력검토

▶ 압축응력 , f_{ca} = 171.775 MPa > f_c = 91.007 MPa ---> O.K

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 10.539 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 119.183 MPa > τ = 1.164 MPa ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bag} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \frac{91.007}{171.775} + \frac{10.539}{210.000 \times (1 - (91.007 / 729.381))}$

= 0.587 < 1.0 ---> O.K

$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$

$= 91.007 + \frac{10.539}{1 - (91.007 / 729.381)}$

= 103.049 < f_{cal} = 210.000 ---> O.K

∴ 안전율 = Max.(0.587 , 0.491)

= 0.587 < 1.0 ---> O.K

▶ 조합응력 , $\frac{f}{f_{ca}} + \left\{ \frac{\tau}{\tau_a} \right\}^2$

$= \frac{101.547}{171.775} + \left\{ \frac{1.164}{119.183} \right\}^2$

= 0.591 < 1.0 ---> O.K

7.7 Earth Anchor 설계 (Earth Anchor-1, 2, 3)　　- 굴곡형 제거식 패커 앵커

가. 지 반 조 건

TYPE	앵커C.T.C(m)	설계하중 (kN)	정착지반	단위중량 (kN/㎥)	내부마찰각 (°)	지반과그라우트의 마찰저항값(kN/㎡)
1단	2.00	233.153	자갈층	20.00	35.00	450.00
2단	2.00	429.407	자갈층	20.00	35.00	450.00
3단	2.00	434.044	자갈층	20.00	35.00	450.00

■ 내부마찰각 적용 : 35°적용
■ 단위중량 적용 : 20 kN/㎥적용
■ 주변마찰 저항값 적용 : 450 kN/㎡적용

-앵커의 주변마찰저항 (굴착 및 흙막이 공법 / 한국지반공학회 P252)

지반의 종류			주변마찰저항 (kN/㎡)
사력	N치	10	100~200
		20	170~250
		30	250~350
		40	350~450
		50	450~700
모래	N치	10	100~140
		20	180~220
		30	230~270
		40	290~350
		50	300~400
점성토			100c (c: Cohesion)

-Working Bond Vallue Between Grout & Strand(Ground Anchors And Anchored Structures, P133)

Strand Type	Working Bond (kN/㎡)
clean plain wire or plain bar tendon	1000
clean crimped wire tendon	1500
clean strand or deformed dar	2000

나. 설 계 조 건

(1) 천 공 직 경 (ø)　　:　　127　　㎜

(2) PC STRAND 제원

- 규　　격　　:　　**12.7**　　㎜ (KSD 7002 SWPC 7B LOW RELAXATION)
- 극 한 하 중 (Pu)　　:　　**183**　　kN
- 항 복 하 중 (Py)　　:　　**156**　　kN
- 단　　면　　적　　:　　**98.7**　　㎟
- 탄 성　　계 수　　:　　**2.0 × 105**　　㎫
- RELAXATION　　:　　**5%**　　(max)

(3) PC STRAND 허용 인장 응력도

- Pa = 0.65 × Pu　　= 0.65 × 183 = **118.95**　　kN/ea
- Pa = 0.80 × Py　　= 0.80 × 156 = **124.80**　　kN/ea

적용　　**118.95**　　kN/ea

다. 인장재 계산

(1) 1단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 233.15 / 118.95 = **1.960092** 가닥
  적용 4 가닥

(2) 2단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 429.41 / 118.95 = **3.609979** 가닥
  적용 4 가닥

(3) 3단

- 소요 강선수 (n) = Pw / 118.95 = 434.04 / 118.95 = **3.648962** 가닥
  적용 4 가닥

라. 정착장 계산

(1) 1단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : Working Load
S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{233.2 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 450} = \mathbf{1.95}\ m$$

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력

Pd = Pw ÷ n = 233.15 ÷ 2 = 116.5765 KN

② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)
n : 내하체 의 개수
τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{116.5765}{\pi \times 0.127 \times 2000} = \mathbf{14.6}\ cm \leq \mathbf{30.00}\ cm$$

La : 4.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

(2) 2단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : Working Load
S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{429.4 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 450} = \mathbf{3.59}\ m$$

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력
Pd = Pw ÷ n = 429.41 ÷ 2 = 214.7035 KN
② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)
n : 내하체 의 개수
τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

$$L_b = \frac{214.7035}{\pi \times 0.127 \times 2000} = \mathbf{26.9}\ cm \leq \mathbf{30.00}\ cm$$

La : 4.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

(3) 3단

- GROUND/GROUT BOND VALUE

$$La = \frac{Pw \times S.F}{\pi \times D \times \tau_u}$$

Pw : Working Load
S.F : 안전율: 1.5 (가설앵커의 극한인발 안전율)
D : 천공직경
τ_u : 지반과 Grout의 마찰저항

$$= \frac{434.0 \times 1.5}{\pi \times 0.127 \times 450} = \mathbf{3.63}\ m$$

- 내하체/GROUT BOND VALUE

① 내하체 1개소당 부담응력
Pd = Pw ÷ n = 434.04 ÷ 2 = 217.022 KN
② 내하체의 마찰저항력 검토

$$L_b = \frac{Pd}{\pi \times Ds \times \tau_a}$$

Ds : 내하체직경 (m)
n : 내하체 의 개수
τ_a : Strand와 Grout의 부착저항 (2000 kN/㎡)

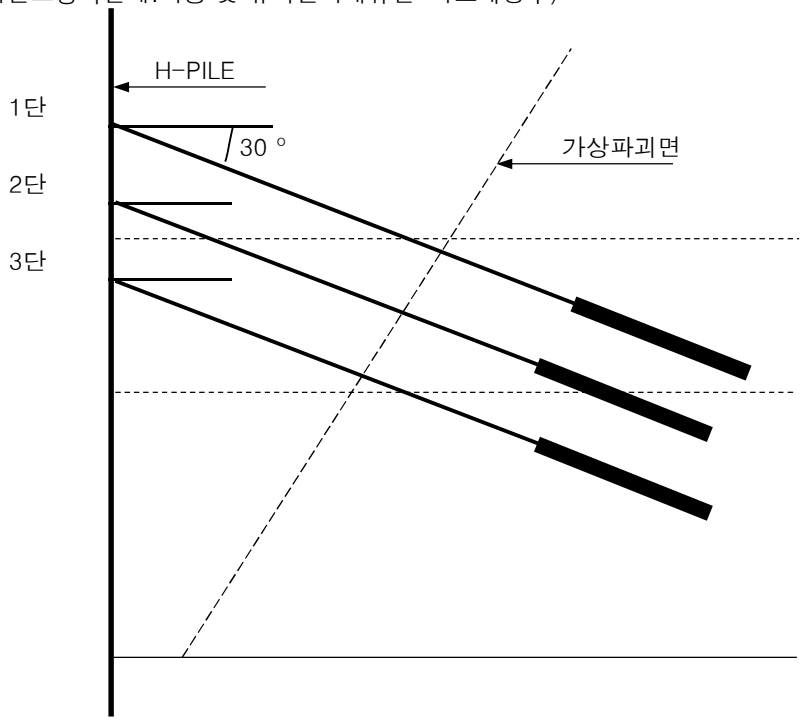
$$L_b = \frac{217.022}{\pi \times 0.127 \times 2000} = 27.2 \text{ cm} \leq 30.00 \text{ cm}$$

La : 4.50 m

- Anchor의 정착장은 3.0M이상, 10.0M이하로 한다.(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

마. 자유장 계산

토층의 파괴면을 그 층의 내부마찰각에 따라 45 + ø/2 로 가정한 다음 ANCHOR의 자유장이 파괴면 밖에 위치하는지를 검토한다.
자유장은 굴착깊이를 H 라 할때 가상파괴면에서 0.15 x H 또는 최소 1.5 M 연장한다.
∴ 설계자유장 > ANCHOR지점에서 파괴면까지의 거리+0.15H (또는 1.5m)
로 하며 이 때 최소 설계자유장은 4.5M로 한다.
(그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)



- Anchor의 자유장은 최소4.5M이상으로 한다. (그라운드앵커설계.시공 및 유지관리매뉴얼-국토해양부)

구분	형식	설계하중	적용 자유장
1단	굴곡형제거식패커앵커	233.15 KN	9.0 m
2단	굴곡형제거식패커앵커	429.41 KN	8.0 m
3단	굴곡형제거식패커앵커	434.04 KN	7.0 m

바. 자유장 계산

(1) TYPE - A

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta\ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta\ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수
E : 2.0×10^5 MPa
$\Delta\ell \leq 6.0$ ㎜
A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^{5}}{9.0 \times 1000} = 52{,}645 \text{ N} = 52.65 \text{ kN}$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

P_L = (P + Ps) x 5% ⓐ

= (233.2 + 52.65) x 5% = **14.30 kN**

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L$ = 233.2 + 52.65 + 14.3 = **300.10 kN**

4) Jacking Force Check

T_{at} = 0.65 × Pu × N

= 0.65 × 183 × 4 = **475.80** kN

$P_j < T_{at}$ 이어야 하므로, 300.10 kN < 475.80 kN ∴ O.K

(2) TYPE - B

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta\ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta\ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수

E : 2.0×10^5 MPa

$\Delta\ell \leq 6.0$ ㎜

A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^{5}}{8.0 \times 1000} = 59{,}226 \text{ N} = 59.23 \text{ kN}$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

P_L = (P + Ps) x 5% ⓐ

= (429.4 + 59.23) x 5% = **24.40 kN**

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L$ = 429.4 + 59.23 + 24.4 = **513.03 kN**

4) Jacking Force Check

T_{at} = 0.65 × Pu × N

= 0.65 × 183 × 4 = **475.80** kN

$P_j < T_{at}$ 이어야 하므로, 513.03 kN < 475.80 kN ∴ O.K

(3) TYPE - C

1) 정착장치에 의한 PRESTRESS의 감소 ($\Delta\ell \leq 6.0$ ㎜)

$$P_s = \frac{\Delta\ell \times A \times N \times E}{Lf}$$

N : 강선 수
E : 2.0×10^5 MPa
$\Delta\ell \leq 6.0$ ㎜
A : 98.71 ㎟

$$= \frac{6.0 \times 98.71 \times 4 \times 2.0 \times 10^5}{7.0 \times 1000} = \mathbf{67,687}\ N = \mathbf{67.69}\ kN$$

2) RELAXATION 의한 PRESTRESS의 감소

$P_L = (P + Ps) \times 5\%$ ⓐ

$= (434.0 + 67.69) \times 5\% = \mathbf{25.10}\ kN$

※ ⓐ PC강연선의 릴렉세이션 (∵2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

3) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_s + P_L = 434.0 + 67.69 + 25.1 = \mathbf{526.83}\ kN$

4) Jacking Force Check

$T_{at} = 0.65 \times Pu \times N$

$= 0.65 \times 183 \times 4 = \mathbf{475.80}\ kN$

$P_j < T_{at}$ 이어야 하므로, 526.83 kN < 475.80 kN ∴ O.K

사. RESULT

위치	앵커 C.T.C (m)	설계 하중 (kN)	자유장 (M)	정착장 (M)	여유장 (M)	총길이 (M)	Jacking Force (kN)
1단	2.00	233.153	9.0	4.5	1.5	15.0	300.10
2단	2.00	429.407	8.0	4.5	1.5	14.0	513.03
3단	2.00	434.044	7.0	4.5	1.5	13.0	526.83

* 설계도면에 표기된 정착장은 상기 계산된 정착장에 지반조건의 변화에 따른 설계상 안전율이 포함된 길이임.

7.8 Earth Anchor 설계 (Earth Anchor-4)

가. 설계제원

(1) 사용앵커 : P.C strand ϕ12.7mm 5-wire (SWPC7B) : 5 ea

A_p (mm^2)	493.55	f_{py} (N/mm^2)	1570.0
D_s (mm)	12.70	f_{pu} (N/mm^2)	1860.0
천공경, D (mm)	100.0	E_p (N/mm^2)	200000

(2) ANCHOR의 허용인장력

구 분		사용기간	인장재 극한하중 (f_{pu})에 대하여	인장재 항복하중 (f_{py})에 대하여	적용
일 시 앵 커		2년 미만	0.65 f_{pu}	0.80 f_{py}	O
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	0.60 f_{pu}	0.75 f_{py}	×
	지진시	2년 이상	0.75 f_{pu}	0.90 f_{py}	×

(3) 허용인장강도 : P_a = Min. (0.65 x f_{pu} x A_p , 0.80 x f_{py} x A_p)

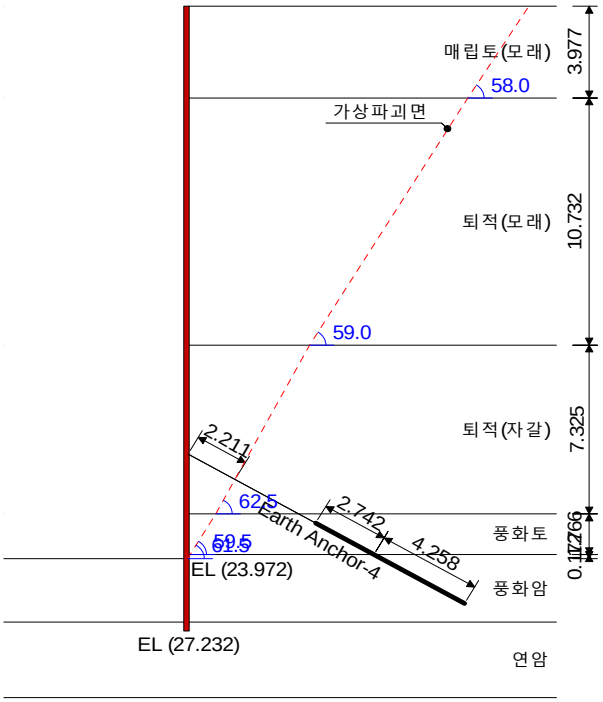
= Min. (0.65 x 1860.0 x 493.55 ,

0.80 x 1570.0 x 493.55)

= Min. (596702.0 , 619898.8) N

= 596.702 kN

나. EARTH ANCHOR 자유장 산정



▶ 적용자유장(L_f) 산정

구분	설치위치 (GL.-m)	필요 자유장 L_{freq} (m)	안전거리 L_u (m)	적용 자유장 L_f (m)	판 정
Earth Anchor-4	19.429	2.211	3.596	6.000	O.K

다. 강선의 초기 긴장력 산정

(1) 소요설계축력 ($T_{req} = R_{max}$ x Anchor 수평간격)

구 분	설치위치 (GL.-m)	최대축력 R_{max} (kN/m,ea)	Anchor 수평간격(m)	설치각 (°)	소요설계축력 T_{req} (kN/ea)
Earth Anchor-4	19.429	342.810	1.200	30	411.373

(2) 긴장력의 감소량 산정

① 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta Pp = \Delta fps \times A_p \times N = E_p \times \Delta L \times A_p \times N / L$

여기서, ΔPp = 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δfps = P.C 강선의 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

L = 자유장 + 0.5 m

ΔL = 정착장치의 P.C 강선의 활동량 (mm)

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	Ep (N/mm^2)	Δ L (mm)	A_p (mm^2)	N (ea)	L (m)	Δ P_p (N)
19.429	200000	3.0	98.71	5	6.5	45558.462

② RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량

Δ Ppr = Δ fpr x A_p x N = r x fpt x A_p x N

여기서, Δ Ppr = RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δ fpr = P.C 강선의 RELAXATION에 의한 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

fpt = 손실이 일어난 후의 사용하중 상태에서의 응력 (N/mm^2)

= 0.80 x f_{py}

= 0.80 x 1570.0

= 1256.0 N/mm^2

r = P.C 강선의 겉보기 RELAXATION 값 (%)

설치위치 (GL.-m)	r (%)	f_{pt} (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	Δ P_{pr} (N)
19.429	5.0	1256.0	98.71	5	30994.940

③ 손실을 감안한 초기긴장력(JACKING FORCE)

JFreq = Treq + Δ Pp + Δ Ppr

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	Δ P_p (kN)	Δ P_{pr} (kN)	JF_{req} (kN)
19.429	411.373	45.558	30.995	487.926

④ strand 소요갯수 산정

$n_{req} = JF_{req} / P_a$

설치위치 (GL.-m)	손실을 감안한 초기 긴장력(JF_{req},kN/ea)	허용인장강도 P_a (kN)	N (ea)	N_{req} (ea)	비 고
19.429	487.926	119.340	5	4.089	O.K

라. EARTH ANCHOR 정착장 산정

▶ 앵커 내력의 안전률 (Fs)

구 분		사용기간	극한 인발력(fug)에 대한 안전률
일 시 앵 커		2년 미만	1.5
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	2.5
	지진시	2년 이상	1.5 ~ 2.0

▶ 지반의 종류에 따른 주변마찰저항 (τ_u)

지 반 의 종 류			주면마찰저항 (kN/m^2)
암 반	경 암		1000 ~ 2500
	연 암		600 ~ 1500
	풍 화 암		400 ~ 1000
자 갈	N값	10	100 ~ 200
		20	170 ~ 250
		30	250 ~ 350
		40	350 ~ 450
		50	450 ~ 700
모 래	N값	10	100 ~ 140
		20	180 ~ 220
		30	230 ~ 270
		40	290 ~ 350
		50	300 ~ 400

▶ 주입재와 인장재의 허용부착응력 (τ_a)

지 반 종 류	장기허용부착응력 (kN/m^2)	단기허용부착응력 (kN/m^2)
토 사	400	700
암 반	700	1000

▶ 마찰저항장(L_{a1})과 부착저항장(L_{a2}) 중 큰 값 적용하며, 진행파괴성을 고려하여 3~10m 범위에서 사용

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정식

$$La1 = \frac{T \times Fs}{\pi \times D \times \tau_u}$$

▶ 부착저항장(L_{a2}) 산정식

$$La2 = \frac{T}{\pi \times N \times D_s \times \tau_a}$$

여기서, T = 설계축력 (kN)
Fs = 안전률
D = 앵커체 지름 (mm)
τ_u = 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (kN/m^2)
N = strand 사용갯수 (ea)
D_s = strand 지름 (mm)
τ_a = 인장재의 허용부착응력 (kN/m^2)

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정

앵커이름	설치위치	T_{req} (kN)	지반이름	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_{a1} (m)	T_1 (kN)
Earth Anchor-4	19.429	411.373	풍화토	1.50	100.000	200.000	2.742	114.857
		296.516	풍화암	1.50	100.000	400.000	3.539	296.516
합계		-	-	-	-	-	6.281	-

여기서, T_{req}는 해당 지반에서의 필요 축력,
T_1은 해당 지반이 부담하는 축력이다.

▶ 부착저항장(L_{a2})

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	N (ea)	D_s (mm)	τ_a (kN/m^2)	L_{a2} (m)
19.429	411.373	5.0	12.70	1000.0	2.062

▶ 적용정착장(L_a) 산정

설치위치 (GL.-m)	마찰저항장(L_{a1})	부착저항장(L_{a2})	적용정착장(L_a)	판 정
19.429	6.281	2.062	7.0	O.K

▶ 총 소요장 산정 (L)

설치위치 (GL.-m)	적용자유장 L_f (m)	여유장 L_e (m)	적용정착장 L_a (m)	총 소요장 L (m)
19.429	6.000	1.500	7.000	14.500

마. ELONGATION 산정

$$Lel = JF_{req} \times L / E_p \times A_p \times N$$

여기서, Lel = 신장량 (mm)
JFreq = JACKING FORCE (kN)
L = 자유장 + 0.5 m
Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)
N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	JF_{req} (kN)	L (m)	E_p (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	L_{el} (mm)
19.429	487.926	6.5	200000	98.71	5	32.130

바. EARTH ANCHOR 제원표

설치위치 (GL.-m)	수평간격 (m)	설치각 (°)	적용자유장 (m)	여유장 (m)	적용정착장 (m)	JF_{req} (kN)
19.429	1.20	30.0	6.000	1.500	7.000	487.926

7.9 Earth Anchor 설계 (Earth Anchor-5)

가. 설계제원

(1) 사용앵커 : P.C strand ϕ12.7mm 4-wire (SWPC7B) : 4 ea

A_p (mm^2)	394.84	f_{py} (N/mm^2)	1570.0
D_s (mm)	12.70	f_{pu} (N/mm^2)	1860.0
천공경, D (mm)	100.0	E_p (N/mm^2)	200000

(2) ANCHOR의 허용인장력

구 분		사용기간	인장재 극한하중 (f_{pu})에 대하여	인장재 항복하중 (f_{py})에 대하여	적용
일 시 앵 커		2년 미만	0.65 f_{pu}	0.80 f_{py}	O
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	0.60 f_{pu}	0.75 f_{py}	×
	지진시	2년 이상	0.75 f_{pu}	0.90 f_{py}	×

(3) 허용인장강도 : P_a = Min. (0.65 x f_{pu} x A_p , 0.80 x f_{py} x A_p)

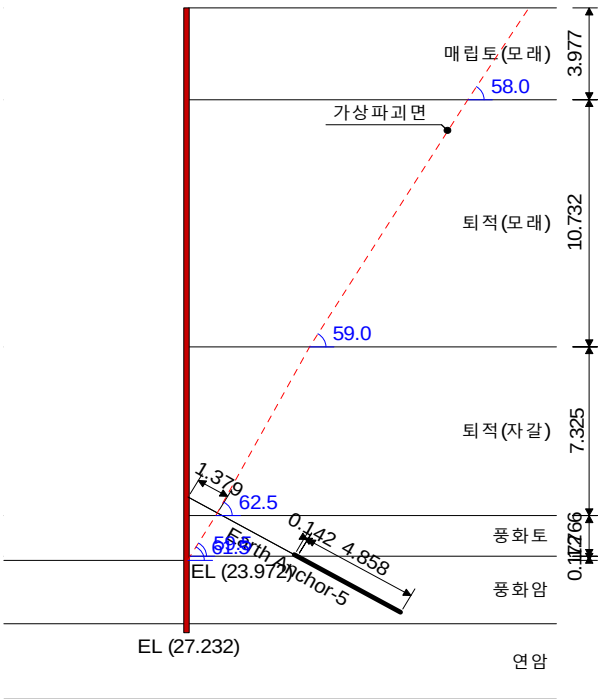
= Min. (0.65 x 1860.0 x 394.84 ,

0.80 x 1570.0 x 394.84)

= Min. (477361.6 , 495919.0) N

= 477.362 kN

나. EARTH ANCHOR 자유장 산정



▶ 적용자유장(L_f) 산정

구분	설치위치 (GL.-m)	필요 자유장 L_{freq} (m)	안전거리 L_u (m)	적용 자유장 L_f (m)	판 정
Earth Anchor-5	21.229	1.379	3.596	5.000	O.K

다. 강선의 초기 긴장력 산정

(1) 소요설계축력 ($T_{req} = R_{max}$ x Anchor 수평간격)

구 분	설치위치 (GL.-m)	최대축력 R_{max} (kN/m,ea)	Anchor 수평간격(m)	설치각 (°)	소요설계축력 T_{req} (kN/ea)
Earth Anchor-5	21.229	330.018	1.200	30	396.021

(2) 긴장력의 감소량 산정

① 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta P_p = \Delta f_{ps} \times A_p \times N = E_p \times \Delta L \times A_p \times N / L$

여기서, ΔP_p = 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δf_{ps} = P.C 강선의 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

L = 자유장 + 0.5 m

ΔL = 정착장치의 P.C 강선의 활동량 (mm)

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	Ep (N/mm^2)	ΔL (mm)	A_p (mm^2)	N (ea)	L (m)	ΔP_p (N)
21.229	200000	3.0	98.71	4	5.5	43073.455

② RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta P_{pr} = \Delta f_{pr} \times A_p \times N = r \times f_{pt} \times A_p \times N$

여기서, ΔP_{pr} = RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δf_{pr} = P.C 강선의 RELAXATION에 의한 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

fpt = 손실이 일어난 후의 사용하중 상태에서의 응력 (N/mm^2)

= 0.80 x f_{py}

= 0.80 x 1570.0

= 1256.0 N/mm^2

r = P.C 강선의 겉보기 RELAXATION 값 (%)

설치위치 (GL.-m)	r (%)	f_{pt} (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	ΔP_{pr} (N)
21.229	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952

③ 손실을 감안한 초기긴장력(JACKING FORCE)

JFreq = Treq + Δ Pp + Δ Ppr

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	ΔP_p (kN)	ΔP_{pr} (kN)	JF_{req} (kN)
21.229	396.021	43.073	24.796	463.891

④ strand 소요갯수 산정

$n_{req} = JF_{req} / P_a$

설치위치 (GL.-m)	손실을 감안한 초기 긴장력(JF_{req},kN/ea)	허용인장강도 P_a (kN)	N (ea)	N_{req} (ea)	비 고
21.229	463.891	119.340	4	3.887	O.K

라. EARTH ANCHOR 정착장 산정

▶ 앵커 내력의 안전률 (Fs)

구 분		사용기간	극한 인발력(fug)에 대한 안전률
일 시 앵 커		2년 미만	1.5
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	2.5
	지진시	2년 이상	1.5 ~ 2.0

▶ 지반의 종류에 따른 주변마찰저항 (τ_u)

지 반 의 종 류			주면마찰저항 (kN/m^2)
암 반	경 암		1000 ~ 2500
	연 암		600 ~ 1500
	풍 화 암		400 ~ 1000
자 갈	N값	10	100 ~ 200
		20	170 ~ 250
		30	250 ~ 350
		40	350 ~ 450
		50	450 ~ 700
모 래	N값	10	100 ~ 140
		20	180 ~ 220
		30	230 ~ 270
		40	290 ~ 350
		50	300 ~ 400

▶ 주입재와 인장재의 허용부착응력 (τ_a)

지 반 종 류	장기허용부착응력 (kN/m^2)	단기허용부착응력 (kN/m^2)
토 사	400	700
암 반	700	1000

▶ 마찰저항장(L_{a1})과 부착저항장(L_{a2}) 중 큰 값 적용하며, 진행파괴성을 고려하여 3~10m 범위에서 사용

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정식

$$La1 = \frac{T \times Fs}{\pi \times D \times \tau_u}$$

▶ 부착저항장(L_{a2}) 산정식

$$La2 = \frac{T}{\pi \times N \times D_s \times \tau_a}$$

여기서, T = 설계축력 (kN)
Fs = 안전률
D = 앵커체 지름 (mm)
τ_u = 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (kN/m^2)
N = strand 사용갯수 (ea)
D_s = strand 지름 (mm)
τ_a = 인장재의 허용부착응력 (kN/m^2)

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정

앵커이름	설치위치	T_{req} (kN)	지반이름	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_{a1} (m)	T_1 (kN)
Earth Anchor-5	21.229	396.021	풍화토	1.50	100.000	200.000	0.142	5.948
		390.073	풍화암	1.50	100.000	400.000	4.656	390.073
합계		-	-	-	-	-	4.798	-

여기서, T_{req}는 해당 지반에서의 필요 축력,
T_1은 해당 지반이 부담하는 축력이다.

▶ 부착저항장(L_{a2})

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	N (ea)	D_s (mm)	τ_a (kN/m^2)	L_{a2} (m)
21.229	396.021	4.0	12.70	1000.0	2.481

▶ 적용정착장(L_a) 산정

설치위치 (GL.-m)	마찰저항장(L_{a1})	부착저항장(L_{a2})	적용정착장(L_a)	판 정
21.229	4.798	2.481	5.0	O.K

▶ 총 소요장 산정 (L)

설치위치 (GL.-m)	적용자유장 L_f (m)	여유장 L_e (m)	적용정착장 L_a (m)	총 소요장 L (m)
21.229	5.000	1.500	5.000	11.500

마. ELONGATION 산정

$Lel = JF_{req} \times L / E_p \times A_p \times N$

여기서, Lel = 신장량 (mm)
JFreq = JACKING FORCE (kN)
L = 자유장 + 0.5 m
Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)
N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	JF_{req} (kN)	L (m)	E_p (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	L_{el} (mm)
21.229	463.891	5.5	200000	98.71	4	32.309

바. EARTH ANCHOR 제원표

설치위치 (GL.-m)	수평간격 (m)	설치각 (°)	적용자유장 (m)	여유장 (m)	적용정착장 (m)	JF_{req} (kN)
21.229	1.20	30.0	5.000	1.500	5.000	463.891

7.10 Earth Anchor 설계 (Earth Anchor-6)

가. 설계제원

(1) 사용앵커 : P.C strand ϕ12.7mm 4-wire (SWPC7B) : 4 ea

A_p (mm^2)	394.84	f_{py} (N/mm^2)	1570.0
D_s (mm)	12.70	f_{pu} (N/mm^2)	1860.0
천공경, D (mm)	100.0	E_p (N/mm^2)	200000

(2) ANCHOR의 허용인장력

구 분		사용기간	인장재 극한하중 (f_{pu})에 대하여	인장재 항복하중 (f_{py})에 대하여	적용
일 시 앵 커		2년 미만	0.65 f_{pu}	0.80 f_{py}	O
영 구 앵 커	상 시	2년 이상	0.60 f_{pu}	0.75 f_{py}	×
	지진시	2년 이상	0.75 f_{pu}	0.90 f_{py}	×

(3) 허용인장강도 : P_a = Min. (0.65 x f_{pu} x A_p , 0.80 x f_{py} x A_p)

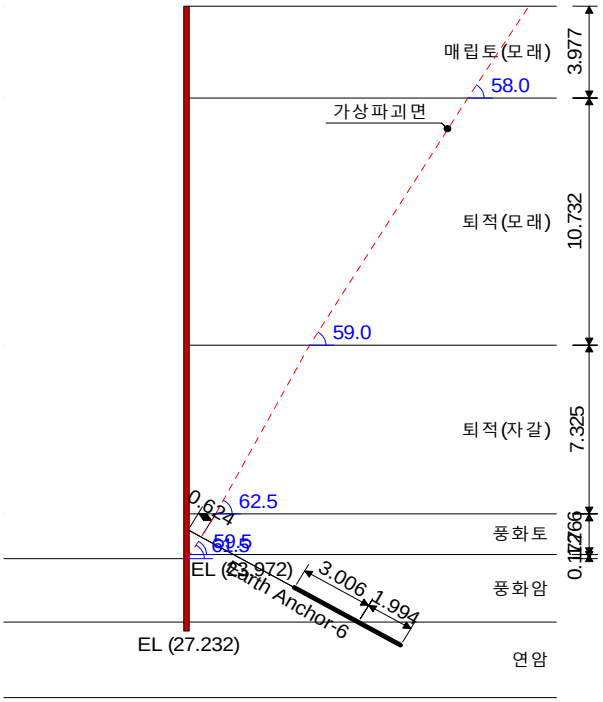
= Min. (0.65 x 1860.0 x 394.84 ,

0.80 x 1570.0 x 394.84)

= Min. (477361.6 , 495919.0) N

= 477.362 kN

나. EARTH ANCHOR 자유장 산정



▶ 적용자유장(L_f) 산정

구분	설치위치 (GL.-m)	필요 자유장 L_{freq} (m)	안전거리 L_u (m)	적용 자유장 L_f (m)	판 정
Earth Anchor-6	22.729	0.624	3.596	5.000	O.K

다. 강선의 초기 긴장력 산정

(1) 소요설계축력 (T_{req} = R_{max} x Anchor 수평간격)

구 분	설치위치 (GL.-m)	최대축력 R_{max} (kN/m,ea)	Anchor 수평간격(m)	설치각 (°)	소요설계축력 T_{req} (kN/ea)
Earth Anchor-6	22.729	310.893	1.200	30	373.072

(2) 긴장력의 감소량 산정

① 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta P_p = \Delta f_{ps} \times A_p \times N = E_p \times \Delta L \times A_p \times N / L$

여기서, ΔP_p = 정착장치 활동에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δf_{ps} = P.C 강선의 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

L = 자유장 + 0.5 m

ΔL = 정착장치의 P.C 강선의 활동량 (mm)

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	Ep (N/mm^2)	ΔL (mm)	A_p (mm^2)	N (ea)	L (m)	ΔP_p (N)
22.729	200000	3.0	98.71	4	5.5	43073.455

② RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량

$\Delta P_{pr} = \Delta f_{pr} \times A_p \times N = r \times fpt \times A_p \times N$

여기서, ΔP_{pr} = RELAXATION에 의한 PRE-STRESS 감소량 (N)

Δf_{pr} = P.C 강선의 RELAXATION에 의한 인장응력의 감소량 (N/mm^2)

fpt = 손실이 일어난 후의 사용하중 상태에서의 응력 (N/mm^2)

= 0.80 x f_{py}

= 0.80 x 1570.0

= 1256.0 N/mm^2

r = P.C 강선의 겉보기 RELAXATION 값 (%)

설치위치 (GL.-m)	r (%)	f_{pt} (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	ΔP_{pr} (N)
22.729	5.0	1256.0	98.71	4	24795.952

③ 손실을 감안한 초기긴장력(JACKING FORCE)

JFreq = Treq + ΔP_p + ΔP_{pr}

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	ΔP_p (kN)	ΔP_{pr} (kN)	JF_{req} (kN)
22.729	373.072	43.073	24.796	440.941

④ strand 소요갯수 산정

$n_{req} = JF_{req} / P_a$

설치위치 (GL.-m)	손실을 감안한 초기 긴장력(JF_{req},kN/ea)	허용인장강도 P_a (kN)	N (ea)	N_{req} (ea)	비 고
22.729	440.941	119.340	4	3.695	O.K

라. EARTH ANCHOR 정착장 산정

▶ 앵커 내력의 안전률 (Fs)

구 분	사용기간	극한 인발력(fug)에 대한 안전률
일 시 앵 커	2년 미만	1.5

영 구 앵 커	상 시	2년 이상	2.5
	지진시	2년 이상	1.5 ~ 2.0

▶ 지반의 종류에 따른 주변마찰저항 (τ_u)

지 반 의 종 류			주면마찰저항 (kN/m^2)
암 반	경 암		1000 ~ 2500
	연 암		600 ~ 1500
	풍 화 암		400 ~ 1000
자 갈	N값	10	100 ~ 200
		20	170 ~ 250
		30	250 ~ 350
		40	350 ~ 450
		50	450 ~ 700
모 래	N값	10	100 ~ 140
		20	180 ~ 220
		30	230 ~ 270
		40	290 ~ 350
		50	300 ~ 400

▶ 주입재와 인장재의 허용부착응력 (τ_a)

지 반 종 류	장기허용부착응력 (kN/m^2)	단기허용부착응력 (kN/m^2)
토 사	400	700
암 반	700	1000

▶ 마찰저항장(L_{a1})과 부착저항장(L_{a2}) 중 큰 값 적용하며, 진행파괴성을 고려하여 3~10m 범위에서 사용

▶ 마찰저항장(L_{a1}) 산정식

$$La1 = \frac{T \times Fs}{\pi \times D \times \tau_u}$$

▶ 부착저항장(L_{a2}) 산정식

$$La2 = \frac{T}{\pi \times N \times D_s \times \tau_a}$$

여기서, T = 설계축력 (kN)
Fs = 안전률
D = 앵커체 지름 (mm)
τ_u = 앵커체와 지반의 주면마찰저항 (kN/m^2)
N = strand 사용갯수 (ea)
D_s = strand 지름 (mm)
τ_a = 인장재의 허용부착응력 (kN/m^2)

▶ 마찰저항장(L_{a1})

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	Fs	D (mm)	τ_u (kN/m^2)	L_{a1} (m)
22.729	373.072	1.5	100.0	575.0	3.098

▶ 부착저항장(L_{a2})

설치위치 (GL.-m)	T_{req} (kN)	N (ea)	D_s (mm)	τ_a (kN/m^2)	L_{a2} (m)
22.729	373.072	4.0	12.70	700.0	3.339

▶ 적용정착장(L_a) 산정

설치위치 (GL.-m)	마찰저항장(L_{a1})	부착저항장(L_{a2})	적용정착장(L_a)	판 정
22.729	3.098	3.339	5.0	O.K

▶ 총 소요장 산정 (L)

설치위치 (GL.-m)	적용자유장 L_f (m)	여유장 L_e (m)	적용정착장 L_a (m)	총 소요장 L (m)
22.729	5.000	1.500	5.000	11.500

마. ELONGATION 산정

$Lel = JF_{req} \times L / E_p \times A_p \times N$

여기서, Lel = 신장량 (mm)

JFreq = JACKING FORCE (kN)

L = 자유장 + 0.5 m

Ep = P.C 강선의 탄성계수 (N/mm^2)

N = strand 사용갯수 (ea)

설치위치 (GL.-m)	JF_{req} (kN)	L (m)	E_p (N/mm^2)	A_p (mm^2)	N (ea)	L_{el} (mm)
22.729	440.941	5.5	200000	98.71	4	30.711

바. EARTH ANCHOR 제원표

설치위치 (GL.-m)	수평간격 (m)	설치각 (°)	적용자유장 (m)	여유장 (m)	적용정착장 (m)	JF_{req} (kN)
22.729	1.20	30.0	5.000	1.500	5.000	440.941

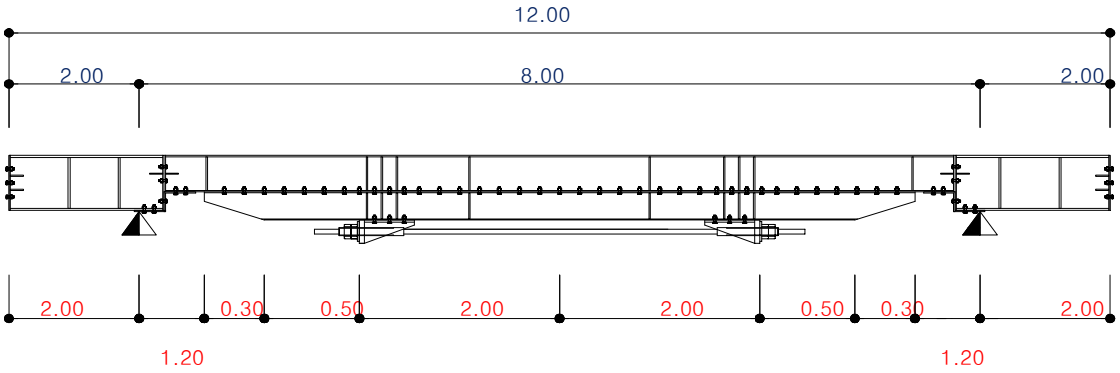
8.1띠장 설계

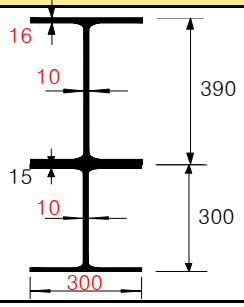
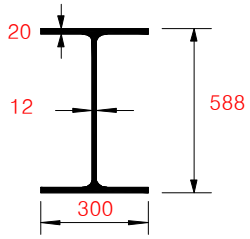
8.1.1 BEAM 설계(5 단)

가. 설계 조건

(1)사용 강재 : SM490 (E=2100000 MPa)

(2)설계 제원



구 분	중 앙 부 (H-390x300x10x16)	단 부 (H-588x300x12x20)
단면형상		
단면적 (cm^2)	256.3	192.5
단면2차모멘트 (cm^4)	135305	118000
단면계수top (cm^3)	3797	4020
단면계수bot (cm^3)	4055	4020
웹단면적 (cm^2)	65.9	65.76

(3) 토압 : 195.93 kN/m / 1 열 = 195.931 kN/m

(4) 프리스트레스에 의한 모멘트 : P·e = 575.429 kN·m

· 초기프리스트레스력 P_0 = 1300.0 kN

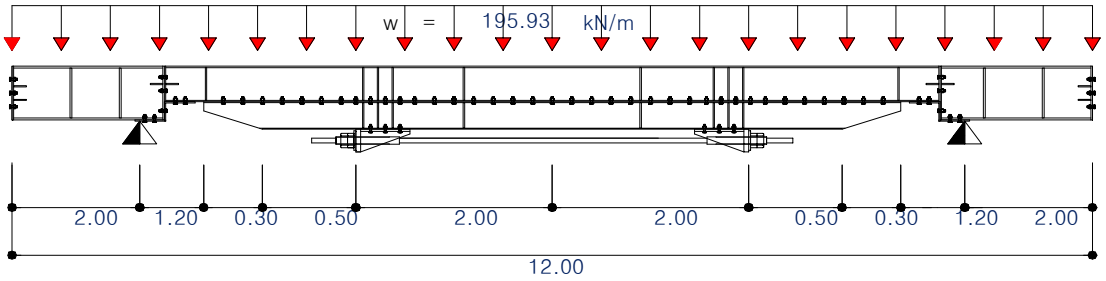
· 유효 프리스트레스력 P = 1254.5 kN

· 편심 e = 459 mm (중앙부 단면 중심부터 긴장재 도심까지의 거리)

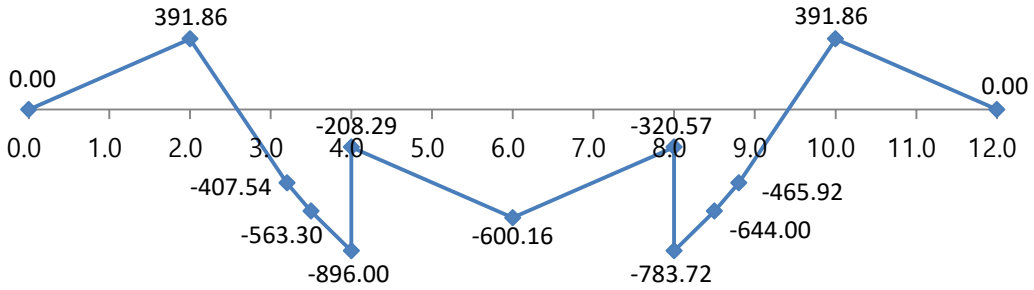
(5) 엄지말뚝 간격 = 1.00 m

나. 단면력 산정

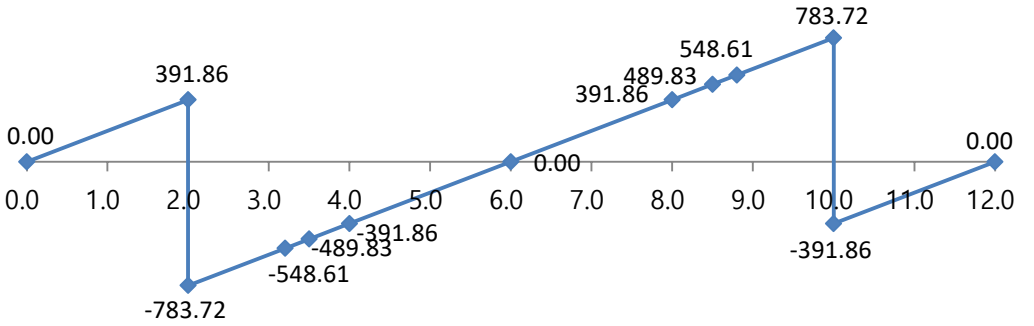
(1) 하중 재하도



(2) 모멘트도



(3) 전단력도



(4) 부재력 집계

구 분	중앙단면 구간	강봉정착 구간	단부단면 구간
모멘트 (kN·m)	600.16	783.72	407.54
전단력 (kN)	391.86	489.83	783.72

다. 응력 검토

※ 가시설구조물의 허용응력 증가계수 ---------- 1.5

(가설 흙막이구조물에서는 일반 시방서에서 규정하고 있는 허용응력에 50% 할증을 적용)

※ 강재의 허용응력 보정계수 ---------- 0.9

(강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용)

※ 압연 강재 및 조립 부재의 허용 휨응력 fba는 사용하는 강재의 항복강도 및 단면의 기하학적형상에 따라 결정되어지며, AISC 설계기준상 압연보에 대한 허용휨응력은 충분히 횡지지된 조밀단면의 경우 $f_{ba}=0.66f_y$를 비조밀단면에 대해서는 $f_{ba}=0.6f_y$를 사용한다.
단 도로교 설계기준(2010)에는 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우에 대해 허용휨압축응력의 한계를 약 $0.6f_y$ 인 190MPa(SM490)로 정하고 있으므로, 본 설계에 있어서는 조밀단면의 경우에도 허용휨압축응력을 **$0.6f_y$**로 적용하였다. (도로교설계기준 2010 3.3.2.1)

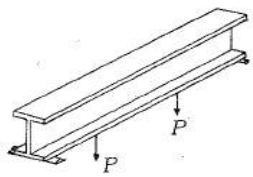
※ 압축플랜지가 충분한 횡지지 되어있지 않고 비횡지지되어 있거나 부분적으로 횡지지 되어 있는 경우에는 비지지길이 L_c에 대한 기준이 추가되어 조밀단면은 플랜지기준과 복부기준 비지지길이기준을 모두 만족시켜야 한다.

압축플랜지의 횡지지 상태



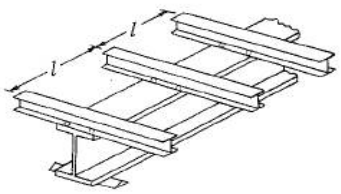
충분한 횡지지 b_f 545

압축플랜지의 횡지지 상태



비횡지지 d 5,265

압축플랜지의 횡지지 상태



부분적인 횡지지

※ 조밀단면 검토 $\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{545}{\sqrt{f_y}}$ $\frac{a}{t_w} \le \frac{5{,}365}{\sqrt{f_y}}$

· 플랜지 검토 $l \le L_c$ · 복부 검토

※ 비지지길이 검토 $L_{C1} = \frac{635 b_f}{\sqrt{f_y}}$ $L_{C2} = \frac{1.4 \times 10^6}{(\frac{d}{A_f}) f_y}$

· or 중 작은값이 L_c 이다.

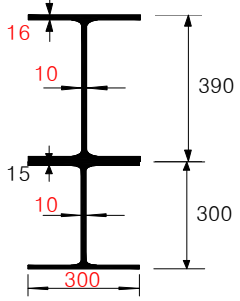
여기서 b_f : 플랜지폭 (cm) L_c: 비지지길이 (cm)
t_f : 플랜지 두께 (cm) A_f: 플랜지 단면적 (cm^2)
f_y: 강재의 항복강도 (kN/cm^2) h : H 형강의 높이 (cm)
d : 보의 깊이 (cm) l : 횡지지점간 길이 (cm)
t_w : 복부 두께 (cm)

(1) 중앙단면 구간

a. 작용하중

· 모멘트 = 600.16 kN·m · 축력 = 1254.50 kN · 전단력 = 391.86 kN

b. 단면상수



· A = 256.30 cm^2 (단면적)
· A_w= 65.90 cm^2 (web 단면적)
· R_x= 23.00 cm (x축 회전반경)
· R_y= 7.38 cm (y축 회전반경)
· Z_{xtop}= 3797 cm (x축 상연 단면계수)
· Z_{xbot}= 4055 cm (x축 하연 단면계수)
· Z_y= 932 cm (y축 단면계수)
· f_y= 3150 kg/cm^2 (SM490 강재)

· 비지지길이 검토

L_{C1} = $635b_f/\sqrt{f_y}$ = 3.39 m
L_{C2} = $(1.4x10^6)/(d/A_f)f_y$ = 3.00 m
l= 1.00 ≤ L_C = Min(L_{C1}, L_{C2}) = 3.00 m ∴ O.K

· 조밀단면 검토

플랜지 : b_f / $2t_f$ = 9.677 ≤ 545 / $\sqrt{f_y}$ = 9.71
----------> **조밀단면**
복부 : d / t_w = 69.00 ≤ 5,365 / $\sqrt{f_y}$ = 95.59
----------> **조밀단면**

c. 허용응력

· 허용압축응력

L_x / R_x = 400 / 23 = 17.39 ---> (16.0 < L/R ≤ 80.1)
f_{cax} = 1.5 x 0.9 x (190 − 1.29 × (L/r − 16.0))
= 254.1 MPa
L_y / R_y = 100 / 7.38 = 13.55 ---> (L/R ≤ 16.0)
f_{cax} = 1.5 x 0.9 x 190.0
= 256.5 MPa
f_{ca} = Min.(f_{cax}, f_{cay}) = Min.(254.1 , 256.5) = 254.1 MPa

· 허용휨압축응력

f_{ba} = 1.5 x 0.9 x $0.6f_y$
= 1.5 x 0.9 x 190.0 = 256.5 MPa

· 허용전단응력

τ_a = 1.5 x 0.9 x 110.0 = 148.5 MPa

d. 응력검토 (구조물 기초 설계기준, 도로교설계기준 2010 3.4.3)

· 압축응력 검토

f_c = P / A = 1254.5 /256.3 x 10 = 48.95 ≤ f_{ca} = 254.1 MPa ∴ O.K

· 휨응력 검토

f_b = M / Z_x = 600.16 / 3.797 = 158.04 MPa

∵ M / Z_x + P / A = 206.99 ≤ f_{ba} = 256.5 MPa ∴ O.K

· 합성응력 검토

f_{ea} = 1.5× 0.9 × 1,200,000 ÷ (L/R)^2 = 5356.125 MPa (Euler의 좌굴응력)

$$\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_b}{f_{ba} \times (1 - (f_c / f_{ea}))} \leq 1.0$$

$$= \frac{48.95}{254.1} + \frac{158.04}{256.5 \times (1 - (48.95 / 5356.13))}$$

= 0.81 < 1.00 ---> O.K

· 전단응력 검토

τ_s = S_{max} / A_w = (391.86 / 65.90) x 10

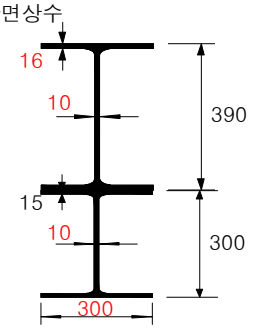
= 59.46 MPa ≤ τ_a = 148.5 MPa ∴ O.K

(2) 강봉정착단면 구간

a. 작용하중

· 모멘트 = 783.72 kN·m · 전단력 = 489.83 kN

b. 단면상수



· A = 256.30 cm^2 (단면적)

· A_w= 65.90 cm^2 (web 단면적)

· R_x= 23.00 cm (x축 회전반경)

· R_y= 7.38 cm (y축 회전반경)

· Z_{xtop}= 3797 cm (x축 상연 단면계수)

· Z_{xbot}= 4055 cm (x축 하연 단면계수)

· Z_y= 932 cm (y축 단면계수)

· fy= 3150 kg/cm^2 (SM490 강재)

· 비지지길이 검토

L_{C1} = $635b_f/\sqrt{f_y}$ = 3.39 m

L_{C2} = $(1.4x10^6)/(d/A_f)f_y$ = 3.00 m

l= 1.00 ≤ Lc = Min(L_{C1}, L_{C2}) = 3.00 m ∴ O.K

· 조밀단면 검토

플랜지 : b_f / $2t_f$ = 9.68 ≤ 545 / $\sqrt{f_y}$ = 9.71

----------> **조밀단면**

복부 : d / t_w = 39.00 ≤ 5,365 / $\sqrt{f_y}$ = 95.59

----------> **조밀단면**

c. 허용응력

· 허용 휨 압축응력

f_{ba1} = 1.5 x 0.9 x $0.6f_y$

= 1.5 x 0.9 x 190.0 = 256.5 MPa

· 허용전단응력

τ_a = 1.5 x 0.9 x 110.0 = 148.5 MPa

d. 응력검토

· 휨응력 검토

f_b = M / Z_x = 783.72 / 3.797

= 206.4 MPa ≤ f_{ba} = 256.5 MPa ∴ O.K

· 전단응력 검토

τ_s = S_{max} / A_w = (489.83 / 65.90) x 10

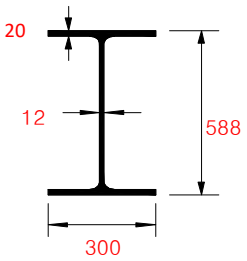
= 74.3 MPa ≤ τ_a = 148.5 MPa ∴ O.K

(3) 단부단면 구간

a. 작용하중

· 모멘트 = 407.54 kN·m · 전단력 = 783.72 kN

b. 단면상수



· A = 192.50 cm^2 (단면적)

· A_w= 65.76 cm^2 (web 단면적)

· R_x= 24.80 cm (x축 회전반경)

· R_y= 6.84 cm (y축 회전반경)

· Z_x= 4020 cm (x축 단면계수)

· Z_y= 601 cm (y축 단면계수)

· fy= 3150 kg/cm^2 (SM490 강재)

· 비지지길이 검토

L_{C1} = $635b_f/\sqrt{f_y}$ = 3.39 m

L_{C2} = $(1.4x10^6)/(d/A_f)f_y$ = 4.54 m

l= 1.00 ≤ Lc = Min(L_{C1}, L_{C2}) = 3.39 m ∴ O.K

· 조밀단면 검토

플랜지 : b_f / $2t_f$ = 7.50 ≤ 545 / $\sqrt{f_y}$ = 9.71

----------> **조밀단면**

복부 : d / t_w = 49.00 ≤ 5,365 / $\sqrt{f_y}$ = 95.59

----------> **조밀단면**

c. 허용응력

· 허용 휨 압축응력

f_{ba} = 1.5 x 0.9 x $0.6f_y$

= 1.5 x 0.9 x 190.0 = 256.5 MPa

· 허용전단응력

τ_a = 1.5 x 0.9 x 110.0 = 148.5 MPa

d. 응력검토

· 휨응력 검토

f_b = M / Z_x = 407.54 / 4.020

= 101.38 MPa ≤ f_{ba} = 256.5 MPa ∴ O.K

· 전단응력 검토

τ_s = S_{max} / A_w = (783.72 / 65.76) x 10

= 119.18 MPa ≤ τ_a = 148.5 MPa ∴ O.K

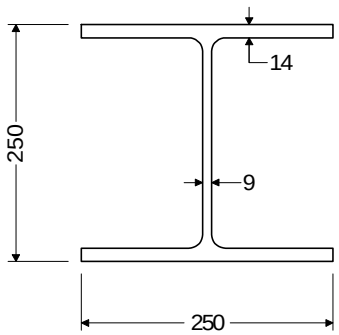
8.2띠장 설계

8.2.1 Earth Anchor-1 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

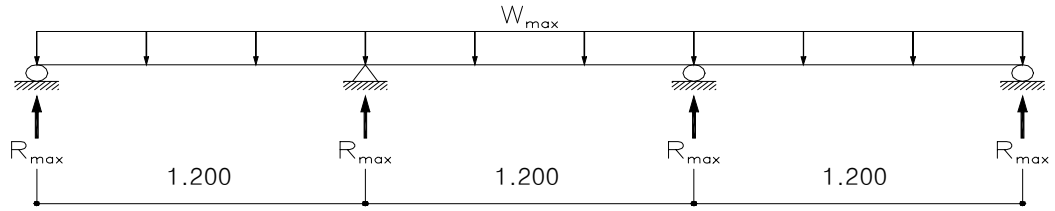
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



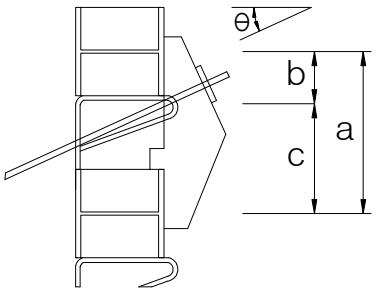
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 282.886 kN ---> 지보재설계의 JFreq

R_{max} = Jf_{used} × cosθ × (c / a)

P = 282.886 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)
= 175.054 kN

R_{max} = 11 × W_{max} × L / 10

∴ W_{max} = 10 × R_{max} / (11 × L)
= 10 × 175.054 / (11 × 1.200)
= 132.617 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 10
= 132.617 × 1.200^2 / 10
= 19.097 kN·m

S_{max} = 6 × W_{max} × L / 10
= 6 × 132.617 × 1.200 / 10
= 95.484 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 19.097 x 1000000 / 1360000.0 = 14.042 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 95.484 x 1000 / 2700 = 35.364 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (14.042 + 14.042) / 14.042

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 300

= 4.000 ---> L/B ≤ 4.6 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 210.000 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80

= 120.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 14.042 MPa ---> O.K

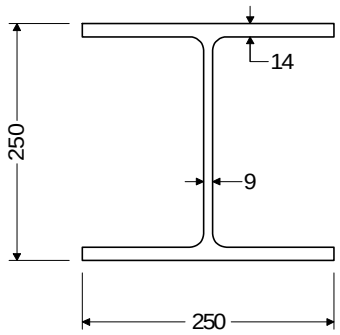
▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 35.364 MPa ---> O.K

8.2.2 Earth Anchor-2 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

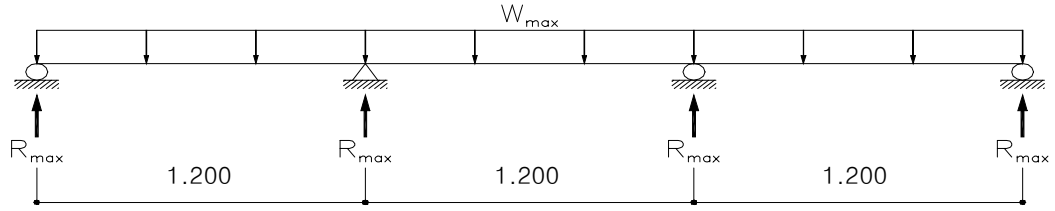
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



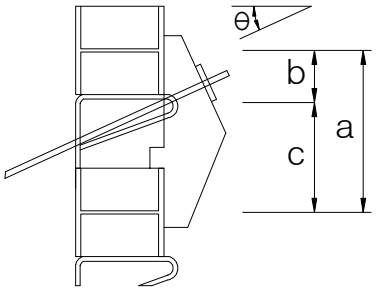
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 508.408 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

P = 508.408 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)
= 314.610 kN

R_{max} = 11 × W_{max} × L / 10

∴ W_{max} = 10 × R_{max} / (11 × L)
= 10 × 314.610 / (11 × 1.200)
= 238.341 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 10
= 238.341 × 1.200 ^{2} / 10
= 34.321 kN·m

S_{max} = 6 × W_{max} × L / 10
= 6 × 238.341 × 1.200 / 10
= 171.605 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 34.321 x 1000000 / 1360000.0 = 25.236 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 171.605 x 1000 / 2700 = 63.558 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140
= 210.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0
= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (25.236 + 25.236) / 25.236
= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 300
= 4.000 ---> L/B ≤ 4.6 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x 140
= 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 210.000 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80
= 120.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 25.236 MPa ---> O.K

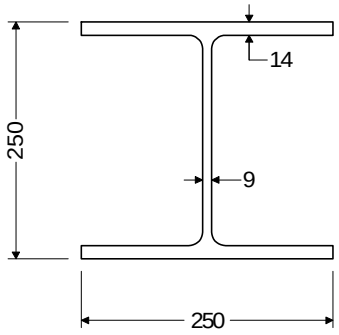
▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 63.558 MPa ---> O.K

8.2.3 Earth Anchor-3 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

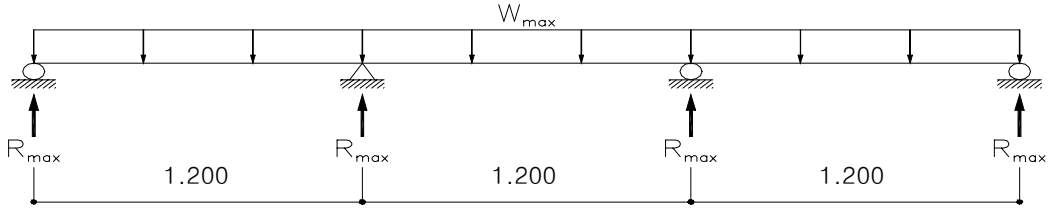
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



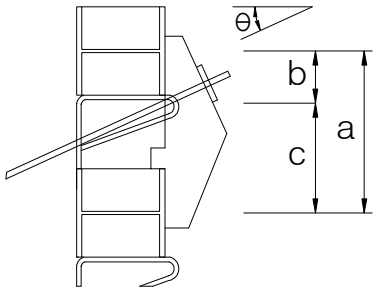
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 508.408 kN ---> 지보재설계의 JFreq

R_{max} = Jf_{used} × cosθ × (c / a)

$P = 508.408 \times \cos 30° \times (0.393 / 0.550)$
$= 314.610$ kN

$R_{max} = 11 \times W_{max} \times L / 10$

$\therefore W_{max} = 10 \times R_{max} / (11 \times L)$
$= 10 \times 314.610 / (11 \times 1.200)$
$= 238.341$ kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 10$
$= 238.341 \times 1.200^2 / 10$
$= 34.321$ kN·m

$S_{max} = 6 \times W_{max} \times L / 10$
$= 6 \times 238.341 \times 1.200 / 10$
$= 171.605$ kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x =$ 13.143 x 1000000 / 1360000.0 = 9.664 MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w =$ 65.713 x 1000 / 2700 = 24.338 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140
= 210.000 MPa

여기서, $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (9.664 + 9.664) / 9.664$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 300
= 4.000 ---> L/B ≤ 4.6 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x 140
= 210.000 MPa

$f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})$
= 210.000 MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 1.0 \times 80$
= 120.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 210.000$ MPa > $f_b = 9.664$ MPa ---> O.K

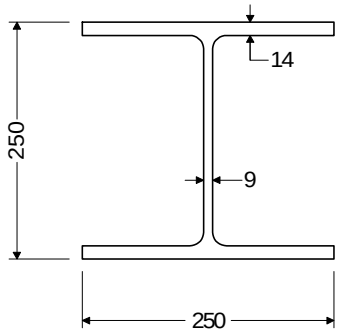
▶ 전단응력 , $\tau_a = 120.000$ MPa > $\tau = 24.338$ MPa ---> O.K

8.2.4 Earth Anchor-4 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

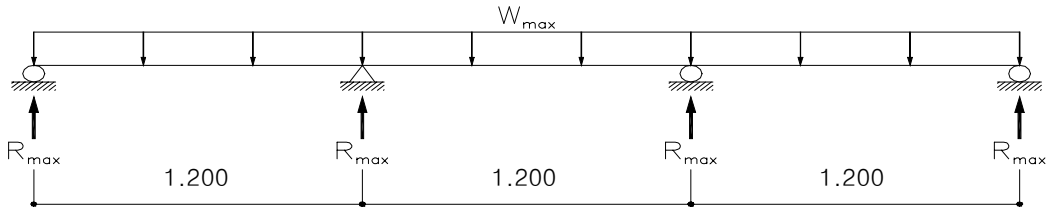
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



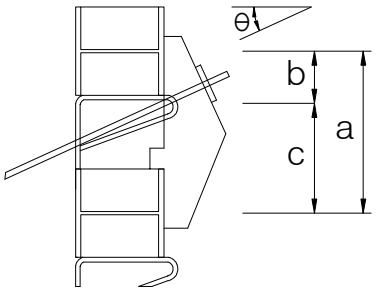
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 487.926 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

P = 487.926 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)
= 301.936 kN

$R_{max} = 11 \times W_{max} \times L / 10$

$\therefore W_{max} = 10 \times R_{max} / (11 \times L)$
= 10 × 301.936 / (11 × 1.200)
= 228.739 kN/m

$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 10$
= 228.739 × 1.200 ^{2} / 10
= 32.938 kN·m

$S_{max} = 6 \times W_{max} \times L / 10$
= 6 × 228.739 × 1.200 / 10
= 164.692 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x$ = 32.938 x 1000000 / 1360000.0 = 24.219 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 164.692 x 1000 / 2700 = 60.997 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 3.860

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (24.219 + 24.219) / 24.219

= 2.000

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 300

= 4.000 ---> L/B ≤ 4.6 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})

= 210.000 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80

= 120.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 24.219 MPa ---> O.K

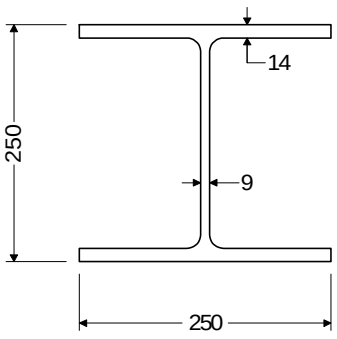
▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 60.997 MPa ---> O.K

8.2.5 Earth Anchor-5 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

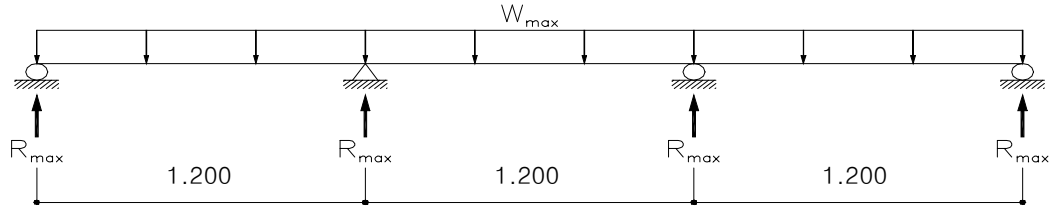
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



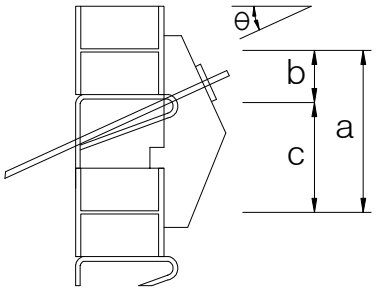
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 463.891 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

P = 463.891 × cos 30 ° × (0.393 / 0.550)
= 287.062 kN

R_{max} = 11 × W_{max} × L / 10

∴ W_{max} = 10 × R_{max} / (11 × L)
= 10 × 287.062 / (11 × 1.200)
= 217.472 kN/m

M_{max} = W_{max} × L^2 / 10
= 217.472 × 1.200 ^{2} / 10
= 31.316 kN·m

S_{max} = 6 × W_{max} × L / 10
= 6 × 217.472 × 1.200 / 10
= 156.579 kN

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 31.316 x 1000000 / 1360000.0 = 23.026 MPa

▶ 전단응력 , τ = S_{max} / A_w = 156.579 x 1000 / 2700 = 57.992 MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140
= 210.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0
= 3.860

$$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (23.026 + 23.026) / 23.026$$
$$= 2.000$$

▶ 허용 휨압축응력

L / B = 1200 / 300
= 4.000 ---> L/B ≤ 4.6 이므로

f_{bag} = 1.50 x 1 x 140
= 210.000 MPa

f_{ba} = Min.(f_{bag} , f_{cal})
= 210.000 MPa

▶ 허용전단응력

τ_a = 1.50 x 1.0 x 80
= 120.000 MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 23.026 MPa ---> O.K

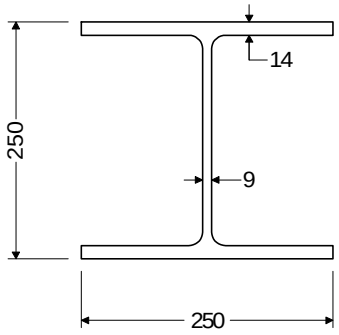
▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 57.992 MPa ---> O.K

8.2.6 Earth Anchor-6 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

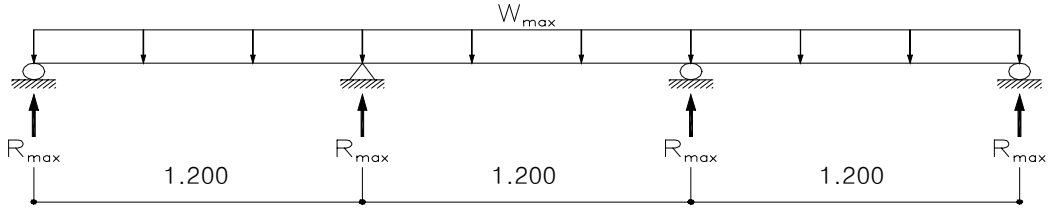
w (N/m)	709.6
A (mm^2)	9218.0
I_x (mm^4)	108000000.0
Z_x (mm^3)	867000.0
A_w (mm^2)	1998.0
R_x (mm)	108.0



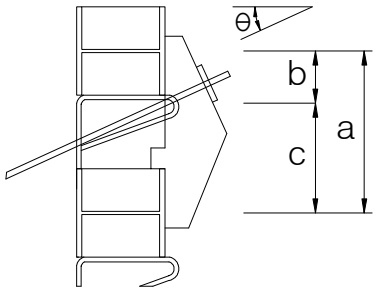
(2) 띠장 계산지간 : 1.200 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 연속보 설계



a = 0.550 m
b = 0.157 m
c = 0.393 m
θ = 30.0 도



Jf_{used} = 440.941 kN ---> 지보재설계의 JFreq

$R_{max} = Jf_{used} \times \cos\theta \times (c / a)$

$$P = 440.941 \times \cos 30^\circ \times (0.393 / 0.550)$$
$$= 272.861 \text{ kN}$$

$$R_{max} = 11 \times W_{max} \times L / 10$$

$$\therefore W_{max} = 10 \times R_{max} / (11 \times L)$$
$$= 10 \times 272.861 / (11 \times 1.200)$$
$$= 206.713 \text{ kN/m}$$

$$M_{max} = W_{max} \times L^2 / 10$$
$$= 206.713 \times 1.200^2 / 10$$
$$= 29.767 \text{ kN·m}$$

$$S_{max} = 6 \times W_{max} \times L / 10$$
$$= 6 \times 206.713 \times 1.200 / 10$$
$$= 148.833 \text{ kN}$$

다. 작용응력산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 29.767 \times 1000000 / 867000.0 = 34.333$ MPa

▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 148.833 \times 1000 / 1998 = 74.491$ MPa

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

$t = 14.000$ ---> $b/(39.3i) \le t$ 이므로

$f_{cal} = 1.50 \times 1 \times 140$
$= 210.000$ MPa

여기서, $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$
$= 3.860$

$\Phi = (f_1 - f_2) / f_1 = (34.333 + 34.333) / 34.333$
$= 2.000$

▶ 허용 휨압축응력

$L / B = 1200 / 250$
$= 4.800$ ---> $4.6 < L/B \le 30$ 이므로

$f_{bag} = 1.50 \times 1 \times (140 - 2.49 \times (4.800 - 4.6))$
$= 209.253$ MPa

$f_{ba} = \text{Min.}(f_{bag} , f_{cal})$
$= 209.253$ MPa

▶ 허용전단응력

$\tau_a = 1.50 \times 1.0 \times 80$
$= 120.000$ MPa

마. 응력 검토

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 209.253$ MPa > $f_b = 34.333$ MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , $\tau_a = 120.000$ MPa > $\tau = 74.491$ MPa ---> O.K

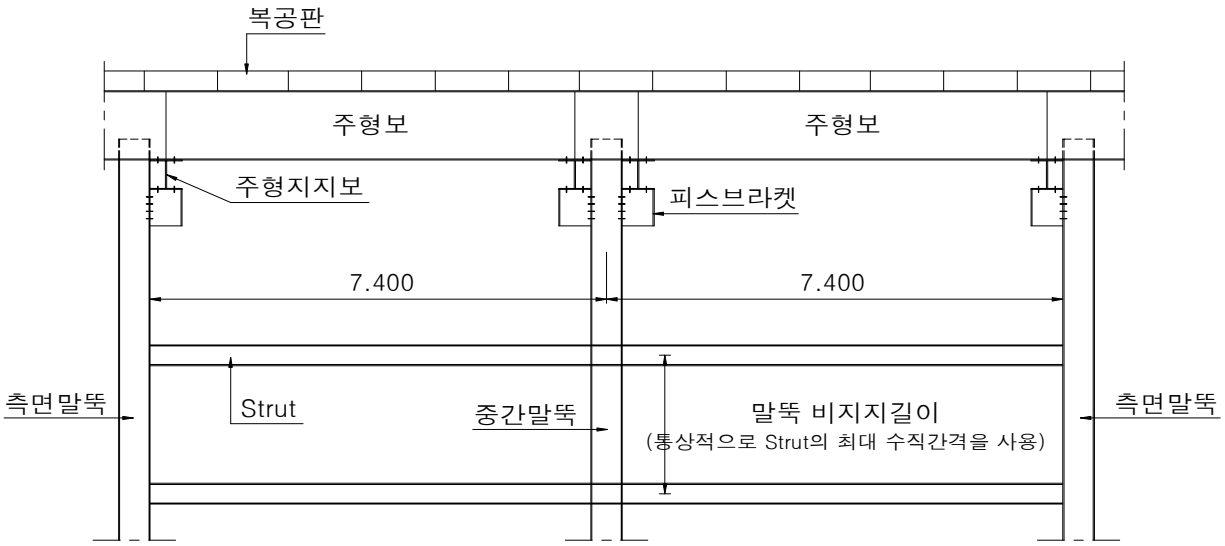
9.중간말뚝 설계

9.1 설계제원

가. 계산지간 : 7.400 + 7.400 = 14.800 m

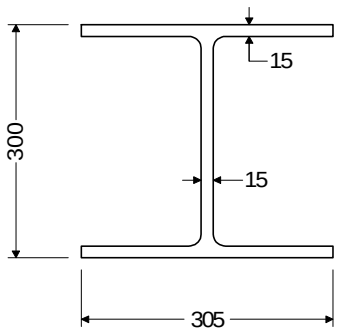
나. PILE 설치간격 : 3.00 m

다. 주형보 간격 : 2.00 m



라. 사용강재 : H 300x305x15/15(SS400)

w (N/m)	1037.7
A (mm^2)	13480.0
I_x (mm^4)	215000000.0
Z_x (mm^3)	1440000.0
R_x (mm)	126.0
R_y (mm)	72.6



9.2 단면력 산정

가. 강재자중 및 축하중 산정

(1) 중간말뚝 자중 = 0.000 kN

(2) 주형 지지보 자중 = 0.000 kN

(3) 버팀보 자중 = 0.000 kN

(4) 피스브라켓 자중 = 1.060 kN

(5) ㄷ형강 자중 = 50.000 kN

ΣP_s = 51.060 kN

나. 주형보 고정하중

(1) 좌측 주형보 : S_{d1} = (5.698 x 7.400) / 2 = 21.081 kN

(2) 우측 주형보 : S_{d2} = (5.698 x 7.400) / 2 = 21.081 kN

다. 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 7.400)

= 0.316 > 0.3 이므로

∴ Use, i = 0.300 적용

라. 전륜,후륜하중에 의한 활하중

(1) 후륜하중

① DB- 24 : P_{r1} = 96 x (1 + 0.300) = 124.800 kN

② DB- 18 : P_{r2} = 72 x (1 + 0.300) = 93.600 kN

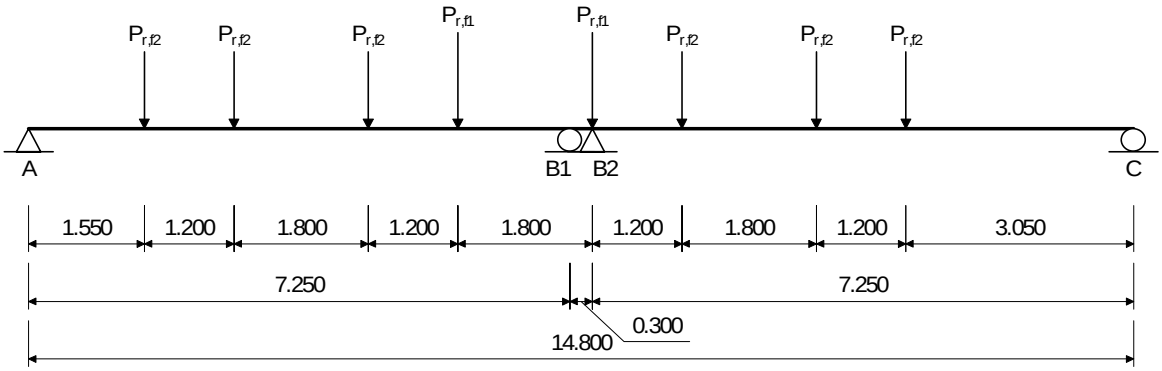
(2) 전륜하중

① DB- 24 : P_{f1} = 24 x (1 + 0.300) = 31.200 kN

② DB- 18 : P_{f2} = 18 x (1 + 0.300) = 23.400 kN

마. 활하중 산정 **(차량진행방향에 직각)**

① **2.0** 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 5.750 + 93.600 x 4.550 + 93.600 x 2.750 + 93.600 x 1.550) / 7.250

= 213.236 kN

R_{B2} = (124.800 x 7.250 + 93.600 x 6.050 + 93.600 x 4.250 + 93.600 x 3.050) / 7.250

= 297.153 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 213.236 x 1.00 = 213.236 kN

P_{r2} = 297.153 x 1.00 = 297.153 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 5.750 + 23.400 x 4.550 + 23.400 x 2.750 + 23.400 x 1.550) / 7.250

= 53.309 kN

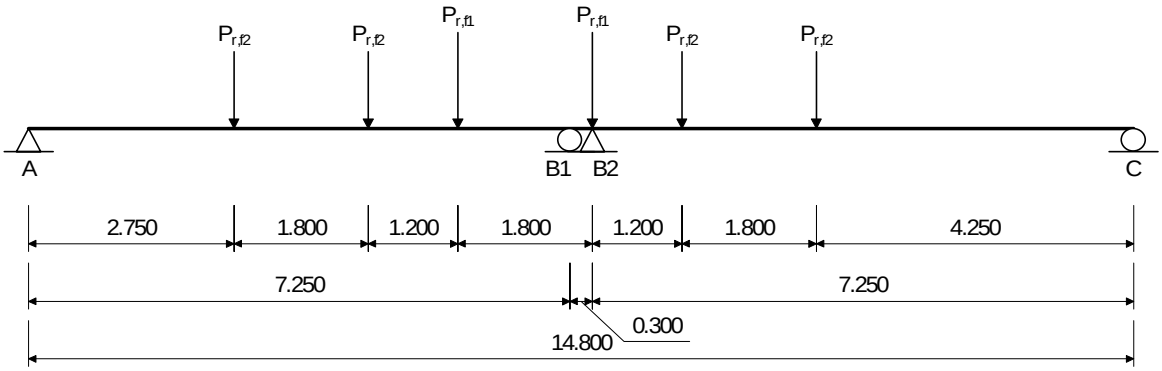
R_{B2} = (31.200 x 7.250 + 23.400 x 6.050 + 23.400 x 4.250 + 23.400 x 3.050) / 7.250

= 74.288 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 53.309 x 1.00 = 53.309 kN

P_{f2} = 74.288 x 1.00 = 74.288 kN

② 1.5 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 5.750 + 93.600 x 4.550 + 93.600 x 2.750) / 7.250

= 193.225 kN

R_{B2} = (124.800 x 7.250 + 93.600 x 6.050 + 93.600 x 4.250) / 7.250

= 257.777 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 193.225 x 1.00 = 193.225 kN

P_{r2} = 257.777 x 1.00 = 257.777 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 5.750 + 23.400 x 4.550 + 23.400 x 2.750) / 7.250

= 48.306 kN

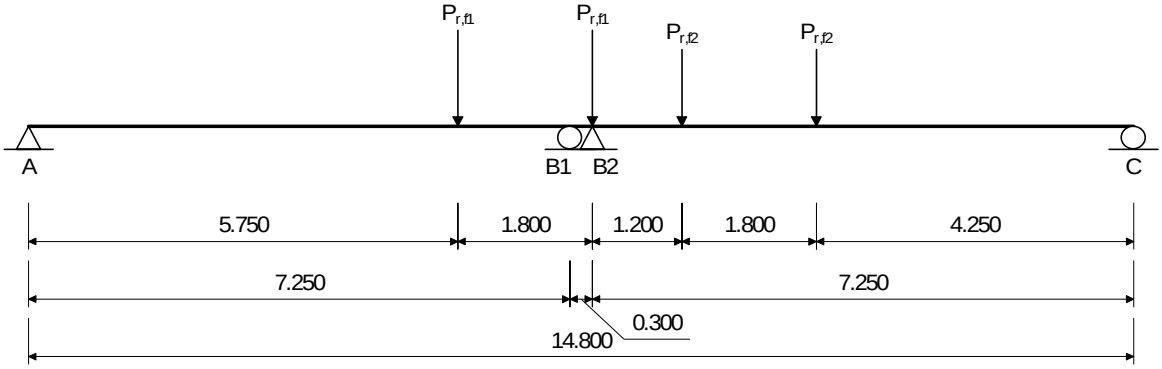
R_{B2} = (31.200 x 7.250 + 23.400 x 6.050 + 23.400 x 4.250) / 7.250

= 64.444 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 48.306 x 1.00 = 48.306 kN

P_{f2} = 64.444 x 1.00 = 64.444 kN

③ 1.0 차선 재하



▶ 후륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (124.800 x 5.750) / 7.250

= 98.979 kN

R_{B2} = (124.800 x 7.250 + 93.600 x 6.050 + 93.600 x 4.250) / 7.250

= 257.777 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{r1} = 98.979 x 1.00 = 98.979 kN

P_{r2} = 257.777 x 1.00 = 257.777 kN

▶ 전륜하중 재하시 (B점 반력)

R_{B1} = (31.200 x 5.750) / 7.250

= 24.745 kN

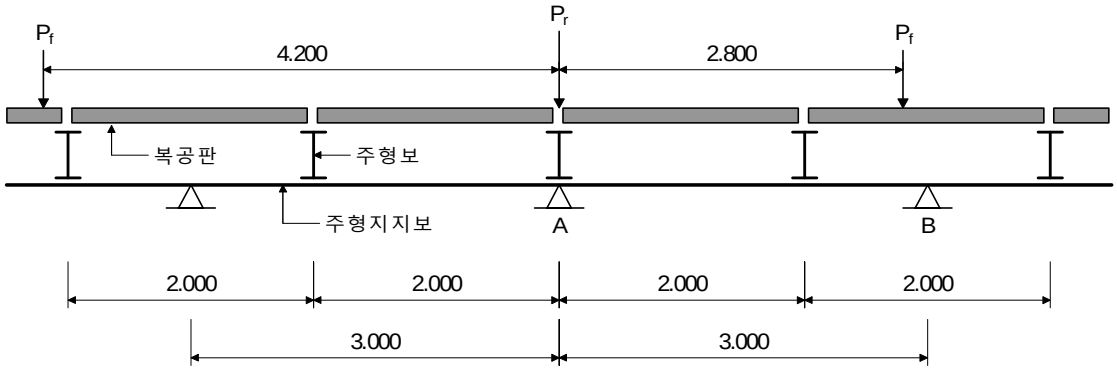
R_{B2} = (31.200 x 7.250 + 23.400 x 6.050 + 23.400 x 4.250) / 7.250

= 64.444 kN

∴ 설계 적용 활하중 : P_{f1} = 24.745 x 1.00 = 24.745 kN

P_{f2} = 64.444 x 1.00 = 64.444 kN

바. 단면력 산정



(1) 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 좌측에 작용하는 주형보 반력

R_1 = (213.236 x 3.000 + 53.309 x 0.200) / 3.000

= 216.790 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

P_1 = R_{A1} = R_1 + S_{d1} x 3.00 / 2.00

= 216.790 + 21.081 x 3.00 / 2.00 = 248.411 kN

(2) 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 반력

▶ 중간말뚝 전체 길이 중 우측에 작용하는 주형보 반력

R_2 = (297.153 x 3.000 + 74.288 x 0.200) / 3.000

= 302.106 kN

▶ 중간말뚝 반력(A점 기준)

P_2 = R_{A2} = R_2 + S_{d2} x 3.00 / 2.00

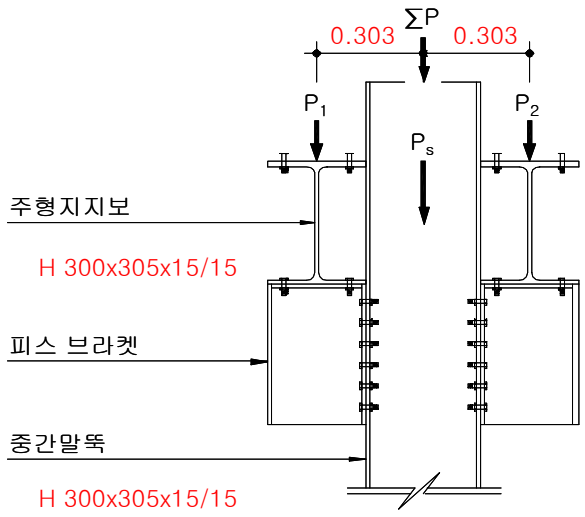
= 302.106 + 21.081 x 3.00 / 2.00 = 333.727 kN

(3) 중간말뚝에 작용하는 총 반력

$\sum P$ = P_1 + P_2 + P_s

= 248.411 + 333.727 + 51.060 = 633.198 kN

9.3 작용응력 및 허용응력 검토



가. 작용응력 산정

▶ 압축응력 , f_c = ∑P / A = 633.198 x 1000 / 13480 = 46.973 MPa

▶ 휨응력 , f_b = M_{max} / Z_x = 100.952 x 1000000 / 1440000 = 70.106 MPa

여기서, M_{max} = P_2 x e = 333.727 x 0.303 = 100.952 kN·m

나. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

▶ 국부좌굴에 대한 허용응력

t = 15.000 ---> b/(39.3i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

여기서, i = 0.65 Φ^2 + 0.13 Φ + 1.0

= 2.088

Φ = (f_1 − f_2) / f_1 = (117.079 − −23.133) / 117.079

= 1.198

▶ 축방향 허용압축응력

f_{cao} = 1.50 x 1.0 x 140.000

= 210.000 MPa

L_x / R_x = 2300 / 126

18.254 ---> Lx/Rx ≤ 18.6 이므로

f_{cagx} = 1.50 x 1 x 140

= 210.000 MPa

f_{cax} = f_{cagx} • f_{cal} / f_{cao}

= 210.000 MPa

L_y / R_y = 2300 / 72.6

31.680 ---> 18.6 < Ly/Ry ≤ 92.8 이므로

f_{cagy} = 1.50 x 1 x (140 − 0.82 x (31.680 − 18.6))

$= 193.911 \ MPa$

$f_{cay} = f_{cagy} \cdot f_{cal} / f_{cao}$

$= 193.911 \ MPa$

$\therefore f_{ca} = Min.(f_{cax}, f_{cay}) = 193.911 \ MPa$

▶ 허용 휨압축응력

$L / B = 2300 / 305$

$= 7.541$ ---> $4.6 < L/B \leq 30$ 이므로

$f_{bag} = 1.50 \times 1 \times (140 - 2.49 \times (7.541 - 4.6))$

$= 199.015 \ MPa$

$f_{ba} = Min.(f_{bag}, f_{cal})$

$= 199.015 \ MPa$

$f_{eax} = 1.50 \times 1.0 \times 1200000 / (18.254)^2$

$= 5402.042 \ MPa$

다. 응력검토

▶ 압축응력 , $f_{ca} = 193.911 \ MPa > f_c = 46.973 \ MPa$ ---> O.K

▶ 휨응력 , $f_{ba} = 199.015 \ MPa > f_b = 70.106 \ MPa$ ---> O.K

▶ 합성응력 , $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bagx} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$= \frac{46.973}{193.911} + \frac{70.106}{199.015 \times (1 - (46.973 / 5402.042))}$

$= 0.598 < 1.0$ ---> O.K

$f_c + \frac{f_{bx}}{1 - (f_c / f_{eax})}$

$= 46.973 + \frac{70.106}{1 - (46.973 / 5402.042)}$

$= 117.694 < f_{cal} = 210.000$ ---> O.K

$\therefore$ 안전율 $= Max.(0.598 , 0.560)$

$= 0.598 < 1.0$ ---> O.K

9.4 허용지지력 검토

▶ 최대축방향력 , $P_{max} = 633.20 \ kN$

▶ 안전율 , $Fs = 2.0$

▶ 극한지지력 , $Q_u = 3000.00 \ kN$

▶ 허용지지력 , $Q_{ua} = 3000.00 / 2.0$

$= 1500.000 \ kN$

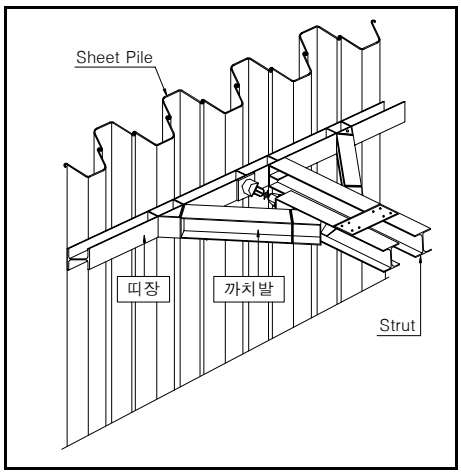
$\therefore$ 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) ---> O.K

10. Sheet 설계

10.1 Sheet Pile (0.00m ~ 27.23m)

가. 설계 제원

Sheet Pile 재질	SY295(SY30)
Sheet Pile Size	CSH1:SP-IV / H 300
허용 휨응력(f_{ba}, MPa)	180.0
허용 전단응력(τ_a, MPa)	100.0
총단면적(A, mm^2)	38910.0
복부 단면적(A_w, mm^2)	13180.0
$I_x(mm^4)$	1580280000.0
$Z_x(mm^3)$	4556000.0
말뚝의 사용간격(본/m)	-
단면유효율(α)	0.8



나. 단면력 산정

(1) 최대 휨모멘트 (M_{max})

M_{max} = 973.438 kN·m/m ---> Sheet Pile (CS21 : 굴착 21.729 m)

= 단위폭당 최대 휨 모멘트 × 단위폭

= 973.438 (kN·m/m) × 1.00 m = 973.438 kN·m

(2) 최대 전단력 (S_{max})

S_{max} = 383.270 kN/m ---> Sheet Pile (CS19 : 굴착 19.929 m)

= 단위폭당 최대 전단력 × 단위폭

= 383.270 (kN/m) × 1.00 m = 383.270 kN

다. 허용응력 산정

보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	1

(1) 허용 휨응력(f_{ba}')

f_{ba}' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 180.0) × 1.0 = 270 MPa

(2) 허용 전단응력(τ_a')

τ_a' = (보정계수 × 허용응력) × 부식을 고려한 저감계수

= (1.5 × 100.0) × 1.0 = 150 MPa

라. 응력 검토

(1) 휨응력(f_b)

$$f_b = \frac{M_{max}}{\alpha \times Z_x} = \frac{973.438 \times 10^6}{0.8 \times 4556000.00} = 267.076 \text{ MPa}$$

f_b < σ_{sa}' = 270 MPa ---> O.K

(2) 전단응력(τ)

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_w} = \frac{383.270 \times 10^3}{13180.00} = 29.080 \text{ MPa}$$

τ < τ_a' = 150 MPa ---> O.K

11. 탄소성 입력 데이터

11.1 해석종류 : 탄소성보법

11.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

11.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 15 m, 굴착폭 = 7.5 m, 최대굴착깊이 = 23.972 m, 전모델높이 = 30 m

11.4 지층조건

번호	이름	깊이 (m)	γt (kN/m³)	γsat (kN/m³)	C (kN/m²)	ϕ ([deg])	N값	지반탄성계수 (kN/m²)	수평지반 반력계수 (kN/m³)
1	매립토(모래)	3.98	18.00	19.00	0.00	26.00	6	-	12000.00
2	퇴적(모래)	14.71	18.00	19.00	0.00	28.00	14	-	20000.00
3	퇴적(자갈)	22.03	20.00	21.00	0.00	35.00	14	-	32000.00
4	풍화토	23.80	20.00	21.00	21.00	29.00	50	-	31000.00
5	풍화암	26.73	21.00	22.00	30.00	33.00	50	-	34000.00
6	연암	30.00	23.00	24.00	200.00	36.00	50	-	50000.00

11.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	Sheet Pile	Sheet Pile	CSH1:SP-IV / H 300	SY295(SY30)	27.232	1

11.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	주형보-1	H 700x300x13/24	SS400	0.7	2	7.4	0	1
2	강관-1	P 406.4x9	SS400	2.502	6	7.4	10	2
3	강관-2	P 406.4x9	SS400	4.802	6	7.4	10	2
4	강관-3	P 406.4x9	SS400	7.002	6	7.4	10	2
5	강관-4	P 406.4x9	SS400	9.002	6	7.4	10	2
6	강관-5	P 406.4x12	SS400	10.702	6	7.4	10	2

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	설치각도 [(deg)]	자유장 (강축길이) (m)	초기작용력 (kN)
1	Earth Anchor-1	Strand12.7x4EA	SWPC7B	13.029	1.2	30	9	150
2	Earth Anchor-2	Strand12.7x6EA	SWPC7B	15.129	1.2	30	8	200
3	Earth Anchor-3	Strand12.7x6EA	SWPC7B	17.429	1.2	30	7	200
4	Earth Anchor-4	Strand12.7x5EA	SWPC7B	19.429	1.2	30	6	200
5	Earth Anchor-5	Strand12.7x4EA	SWPC7B	21.229	1.2	30	5	200
6	Earth Anchor-6	Strand12.7x4EA	SWPC7B	22.729	1.2	30	5	200

11.7 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	상재하중	배면(우측)	상시하중

11.8 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 10 kN/m³, 초기 지하수위 = 11.3 m, 수위차 = 23.972 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	1.20	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	주형보-1		-	-	-	-	X	X
3	3.00	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	강관-1		-	-	-	-	X	X
5	5.30	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	강관-2		-	-	-	-	X	X
7	7.50	-	-	-	-	-	-	X	X
8	-	강관-3		-	-	-	-	X	X
9	9.50	-	-	-	-	-	-	X	X
10	-	강관-4		-	-	-	-	X	X
11	11.20	-	-	-	-	-	-	X	X
12	-	강관-5		-	-	-	-	X	X
13	13.53	-	-	-	-	-	-	X	X
14	-	Earth Anchor-1		-	-	-	-	X	X
15	15.63	-	-	-	-	-	-	X	X
16	-	Earth Anchor-2		-	-	-	-	X	X
17	17.93	-	-	-	-	-	-	X	X
18	-	Earth Anchor-3		-	-	-	-	X	X
19	19.93	-	-	-	-	-	-	X	X
20	-	Earth Anchor-4		-	-	-	-	X	X
21	21.73	-	-	-	-	-	-	X	X
22	-	Earth Anchor-5		-	-	-	-	X	X
23	23.23	-	-	-	-	-	-	X	X
24	-	Earth Anchor-6		-	-	-	-	X	X
25	23.97	-	-	-	-	-	-	X	X
26	23.97	-	-	-	-	-	경험토압	X	X

12. 해석 결과
12.1 전산 해석결과 집계

12.1.1 흙막이벽체 부재력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.

시공단계	굴착 깊이	전단력 (kN)				모멘트 (kN·m)			
		Max	깊이	Min	깊이	Max	깊이	Min	깊이
	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)
CS1 : 굴착 1.2 m	1.20	11.93	1.6	-5.59	6.2	3.40	22.7	-20.21	4.0
CS2 : 생성 주형보-1	1.20	11.93	1.6	-5.59	6.2	3.40	22.7	-20.22	4.0
CS3 : 굴착 3.002 m	3.00	19.15	4.0	-28.75	0.7	27.88	2.5	-14.46	6.6
CS4 : 생성 강관-1	3.00	18.42	4.0	-27.81	0.7	26.19	2.5	-14.14	6.6
CS5 : 굴착 5.302 m	5.30	39.36	6.6	-62.58	2.5	72.36	4.8	-25.32	9.0
CS6 : 생성 강관-2	5.30	38.61	6.6	-61.67	2.5	70.53	4.8	-24.50	9.5
CS7 : 굴착 7.502 m	7.50	58.01	9.0	-93.60	4.8	113.24	7.0	-38.67	11.7
CS8 : 생성 강관-3	7.50	57.45	9.0	-92.50	4.8	111.43	7.0	-37.52	11.7
CS9 : 굴착 9.502 m	9.50	73.37	11.2	-122.20	7.0	157.52	9.0	-61.93	15.1
CS10 : 생성 강관-4	9.50	72.88	11.2	-121.03	7.0	155.83	9.0	-61.52	15.1
CS11 : 굴착 11.202 m	11.20	107.10	14.7	-173.80	9.0	225.77	11.3	-113.47	17.0
CS12 : 생성 강관-5	11.20	106.48	14.7	-172.75	9.0	224.58	11.3	-113.59	17.0
CS13 : 굴착 13.529 m	13.53	137.05	16.1	-252.04	10.7	343.52	13.5	-150.09	18.9
CS14 : 생성 Earth Anchor-1	13.53	112.39	16.1	-175.16	10.7	246.61	13.9	-121.89	18.9
CS15 : 굴착 15.629 m	15.63	177.09	18.9	-309.33	10.7	509.14	15.6	-270.02	10.7
CS16 : 생성 Earth Anchor-2	15.63	133.19	18.9	-239.08	10.7	322.80	16.1	-168.37	21.7
CS17 : 굴착 17.929 m	17.93	249.38	21.7	-342.39	15.1	745.85	17.9	-469.61	10.7
CS18 : 생성 Earth Anchor-3	17.93	209.49	21.7	-267.68	10.7	542.86	18.4	-350.01	10.7
CS19 : 굴착 19.929 m	19.93	266.01	23.2	-383.27	17.4	921.78	19.9	-498.87	10.7
CS20 : 생성 Earth Anchor-4	19.93	232.26	23.2	-287.95	15.1	708.26	20.4	-434.37	10.7
CS21 : 굴착 21.729 m	21.73	267.96	24.0	-350.90	17.4	973.44	21.2	-470.22	10.7
CS22 : 생성 Earth Anchor-5	21.73	227.61	24.0	-307.64	17.4	769.54	20.8	-446.35	10.7
CS23 : 굴착 23.229 m	23.23	269.07	25.4	-328.54	17.4	963.44	22.4	-453.45	10.7
CS24 : 생성 Earth Anchor-6	23.23	219.16	25.4	-313.27	17.4	804.51	22.0	-446.80	10.7
CS25 : 굴착 23.972 m	23.97	273.91	26.3	-314.75	17.4	837.85	22.0	-445.61	10.7
CS26 : Peck	23.97	120.37	10.7	-207.44	10.7	214.61	23.5	-266.57	10.7
TOTAL		273.91	26.3	-383.27	17.4	973.44	21.2	-498.87	10.7

12.1.2 지보재 반력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.
* 경사 지보재의 반력은 경사를 고려한 값임.
* Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다.
* 흙막이 벽의 변위는 굴착측으로 작용할때 (-) 이다.
* 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다.

시공단계	굴착 깊이	주형보-1	강관-1	강관-2	강관-3	강관-4
		0.7 (m)	2.502 (m)	4.802 (m)	7.002 (m)	9.002 (m)
CS1 : 굴착 1.2 m	1.20	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 주형보-1	1.20	0.01	-	-	-	-
CS3 : 굴착 3.002 m	3.00	31.52	-	-	-	-
CS4 : 생성 강관-1	3.00	30.58	1.67	-	-	-

CS5 : 굴착 5.302 m	5.30	19.50	69.22	-	-	-
CS6 : 생성 강관-2	5.30	19.65	68.16	1.67	-	-
CS7 : 굴착 7.502 m	7.50	-2.38	83.00	100.31	-	-
CS8 : 생성 강관-3	7.50	-2.13	82.82	99.15	1.67	-
CS9 : 굴착 9.502 m	9.50	-10.80	72.20	111.19	122.66	-
CS10 : 생성 강관-4	9.50	-10.71	72.30	111.04	121.47	1.67
CS11 : 굴착 11.202 m	11.20	-9.83	60.76	89.32	138.29	170.41
CS12 : 생성 강관-5	11.20	-9.82	60.81	89.38	138.07	169.45
CS13 : 굴착 13.529 m	13.53	-5.89	57.31	70.39	102.33	176.34
CS14 : 생성 Earth Anchor-1	13.53	-7.18	58.72	77.02	113.38	169.94
CS15 : 굴착 15.629 m	15.63	-2.06	56.12	55.49	62.31	148.39
CS16 : 생성 Earth Anchor-2	15.63	-4.34	57.46	65.40	84.70	155.19
CS17 : 굴착 17.929 m	17.93	0.68	56.29	46.53	31.45	112.56
CS18 : 생성 Earth Anchor-3	17.93	-1.11	56.80	53.40	50.16	126.24
CS19 : 굴착 19.929 m	19.93	0.90	57.08	47.08	27.19	97.64
CS20 : 생성 Earth Anchor-4	19.93	0.00	57.08	50.10	37.19	108.58
CS21 : 굴착 21.729 m	21.73	0.40	57.49	49.40	31.78	97.39
CS22 : 생성 Earth Anchor-5	21.73	0.10	57.34	50.18	35.43	103.22
CS23 : 굴착 23.229 m	23.23	0.14	57.62	50.52	34.43	98.51
CS24 : 생성 Earth Anchor-6	23.23	0.08	57.49	50.50	35.41	101.32
CS25 : 굴착 23.972 m	23.97	0.04	57.59	50.80	35.63	100.26
CS26 : Peck	23.97	147.76	124.96	156.14	126.73	124.83
TOTAL		147.76	124.96	156.14	138.29	176.34

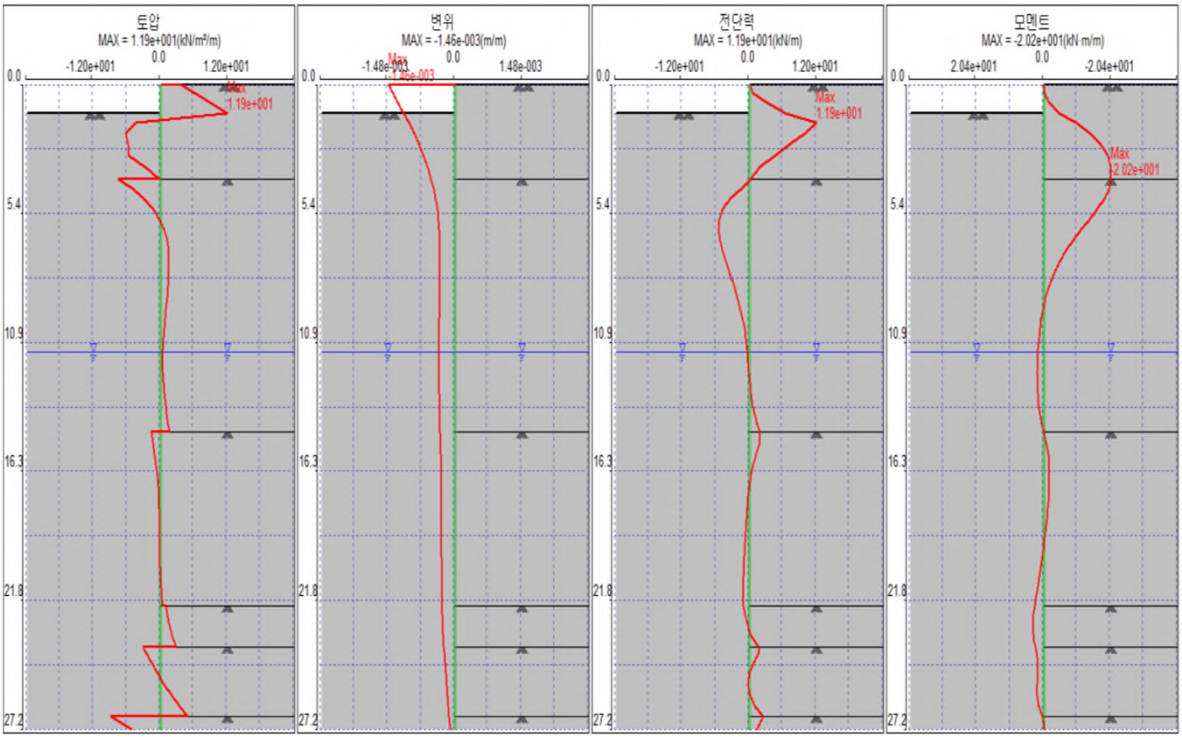
시공단계	굴착 깊이	강관-5	Earth Anchor-1	Earth Anchor-2	Earth Anchor-3	Earth Anchor-4
		10.702 (m)	13.029 (m)	15.129 (m)	17.429 (m)	19.429 (m)
CS1 : 굴착 1.2 m	1.20	-	-	-	-	-
CS2 : 생성 주형보-1	1.20	-	-	-	-	-
CS3 : 굴착 3.002 m	3.00	-	-	-	-	-
CS4 : 생성 강관-1	3.00	-	-	-	-	-
CS5 : 굴착 5.302 m	5.30	-	-	-	-	-
CS6 : 생성 강관-2	5.30	-	-	-	-	-
CS7 : 굴착 7.502 m	7.50	-	-	-	-	-
CS8 : 생성 강관-3	7.50	-	-	-	-	-
CS9 : 굴착 9.502 m	9.50	-	-	-	-	-
CS10 : 생성 강관-4	9.50	-	-	-	-	-
CS11 : 굴착 11.202 m	11.20	-	-	-	-	-
CS12 : 생성 강관-5	11.20	1.67	-	-	-	-
CS13 : 굴착 13.529 m	13.53	237.99	-	-	-	-
CS14 : 생성 Earth Anchor-1	13.53	149.71	118.75	-	-	-
CS15 : 굴착 15.629 m	15.63	375.64	166.17	-	-	-
CS16 : 생성 Earth Anchor-2	15.63	267.19	145.06	158.40	-	-
CS17 : 굴착 17.929 m	17.93	431.05	191.99	328.90	-	-
CS18 : 생성 Earth Anchor-3	17.93	368.81	175.33	270.70	158.33	-
CS19 : 굴착 19.929 m	19.93	403.17	194.29	357.84	359.80	-
CS20 : 생성 Earth Anchor-4	19.93	382.85	185.85	321.93	282.80	166.84
CS21 : 굴착 21.729 m	21.73	375.10	189.76	348.39	361.70	301.37
CS22 : 생성 Earth Anchor-5	21.73	374.21	186.91	332.84	320.64	237.07
CS23 : 굴착 23.229 m	23.23	363.38	187.30	341.25	353.88	302.53

CS24 : 생성 Earth Anchor-6	23.23	367.58	186.69	335.40	334.01	266.04
CS25 : 굴착 23.972 m	23.97	362.50	186.34	336.34	341.51	283.86
CS26 : Peck	23.97	327.80	159.31	270.13	325.46	342.81
TOTAL		431.05	194.29	357.84	361.70	342.81

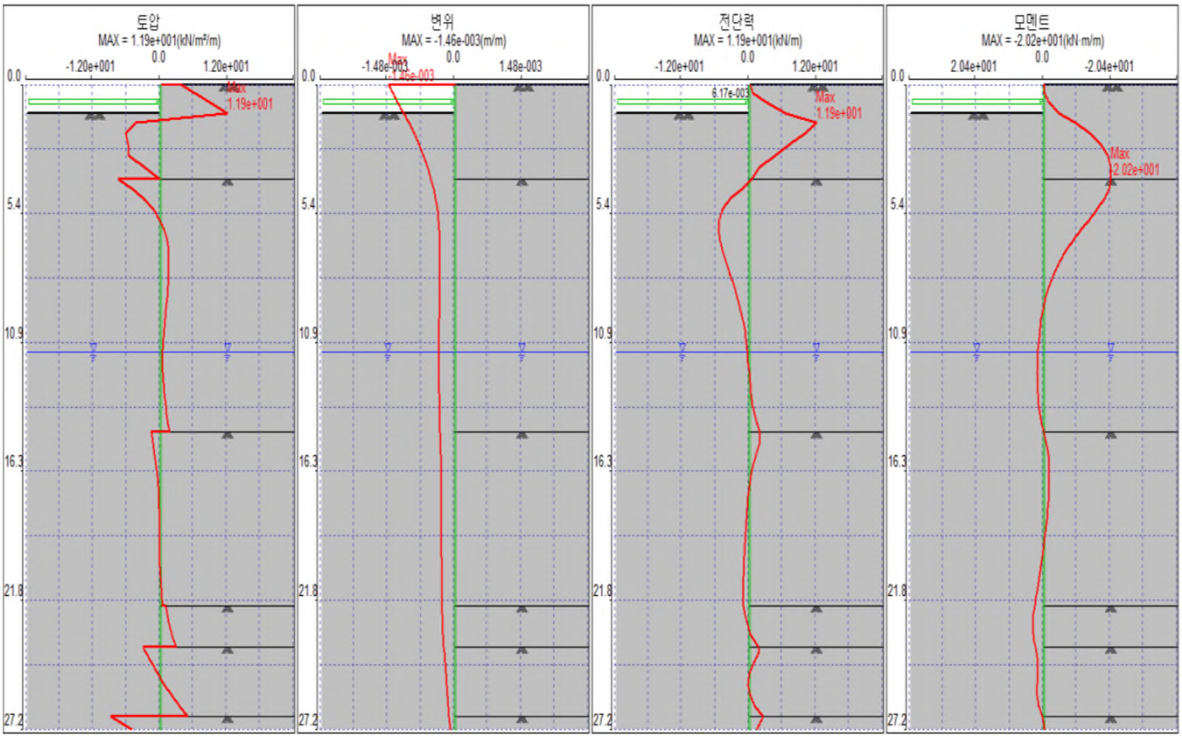
시공단계	굴착 깊이	Earth Anchor-5	Earth Anchor-6			
		21.229 (m)	22.729 (m)			
CS1 : 굴착 1.2 m	1.20	-	-			
CS2 : 생성 주형보-1	1.20	-	-			
CS3 : 굴착 3.002 m	3.00	-	-			
CS4 : 생성 강관-1	3.00	-	-			
CS5 : 굴착 5.302 m	5.30	-	-			
CS6 : 생성 강관-2	5.30	-	-			
CS7 : 굴착 7.502 m	7.50	-	-			
CS8 : 생성 강관-3	7.50	-	-			
CS9 : 굴착 9.502 m	9.50	-	-			
CS10 : 생성 강관-4	9.50	-	-			
CS11 : 굴착 11.202 m	11.20	-	-			
CS12 : 생성 강관-5	11.20	-	-			
CS13 : 굴착 13.529 m	13.53	-	-			
CS14 : 생성 Earth Anchor-1	13.53	-	-			
CS15 : 굴착 15.629 m	15.63	-	-			
CS16 : 생성 Earth Anchor-2	15.63	-	-			
CS17 : 굴착 17.929 m	17.93	-	-			
CS18 : 생성 Earth Anchor-3	17.93	-	-			
CS19 : 굴착 19.929 m	19.93	-	-			
CS20 : 생성 Earth Anchor-4	19.93	-	-			
CS21 : 굴착 21.729 m	21.73	-	-			
CS22 : 생성 Earth Anchor-5	21.73	166.67	-			
CS23 : 굴착 23.229 m	23.23	262.58	-			
CS24 : 생성 Earth Anchor-6	23.23	212.05	166.67			
CS25 : 굴착 23.972 m	23.97	241.58	206.33			
CS26 : Peck	23.97	330.02	310.89			
TOTAL		330.02	310.89			

12.2 시공단계별 단면력도

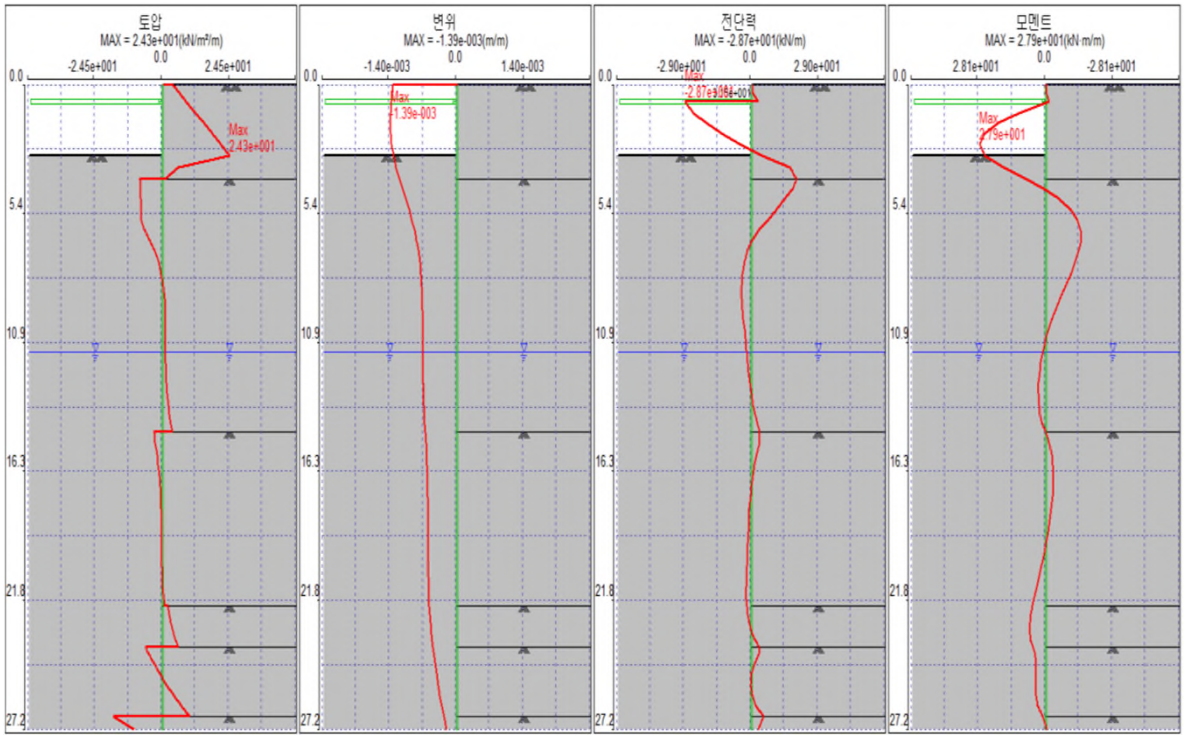
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 1.2 m]



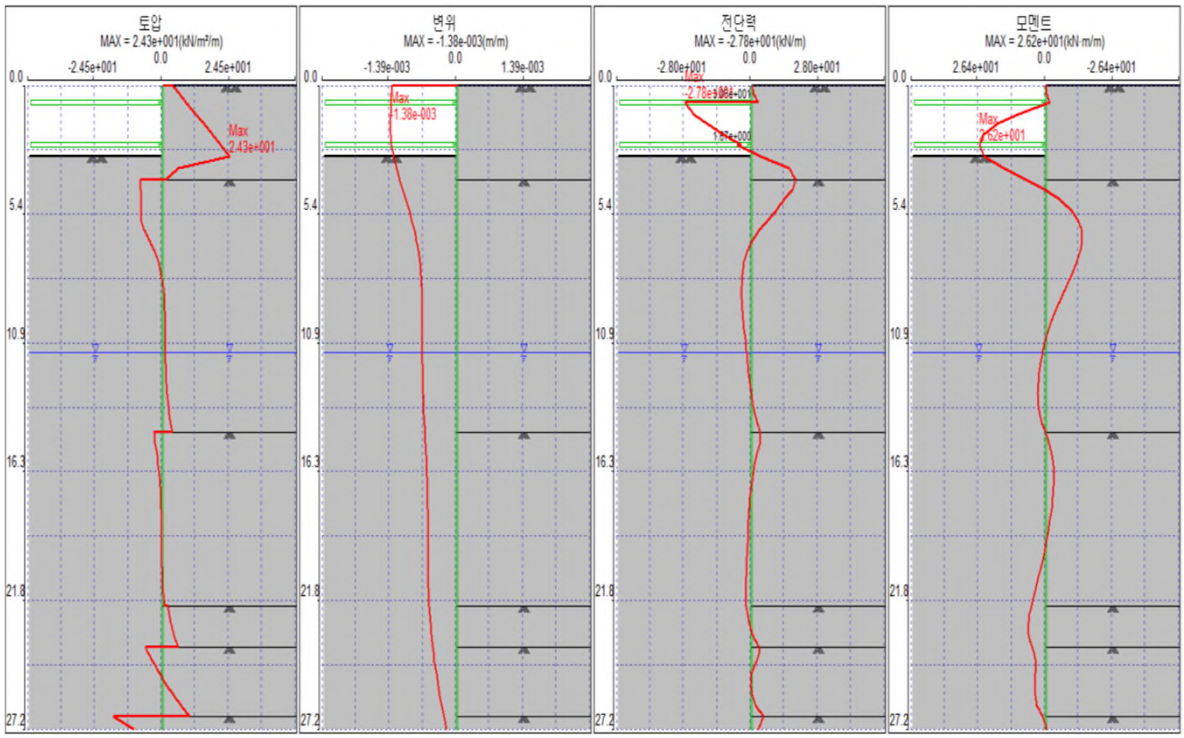
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 주형보-1]



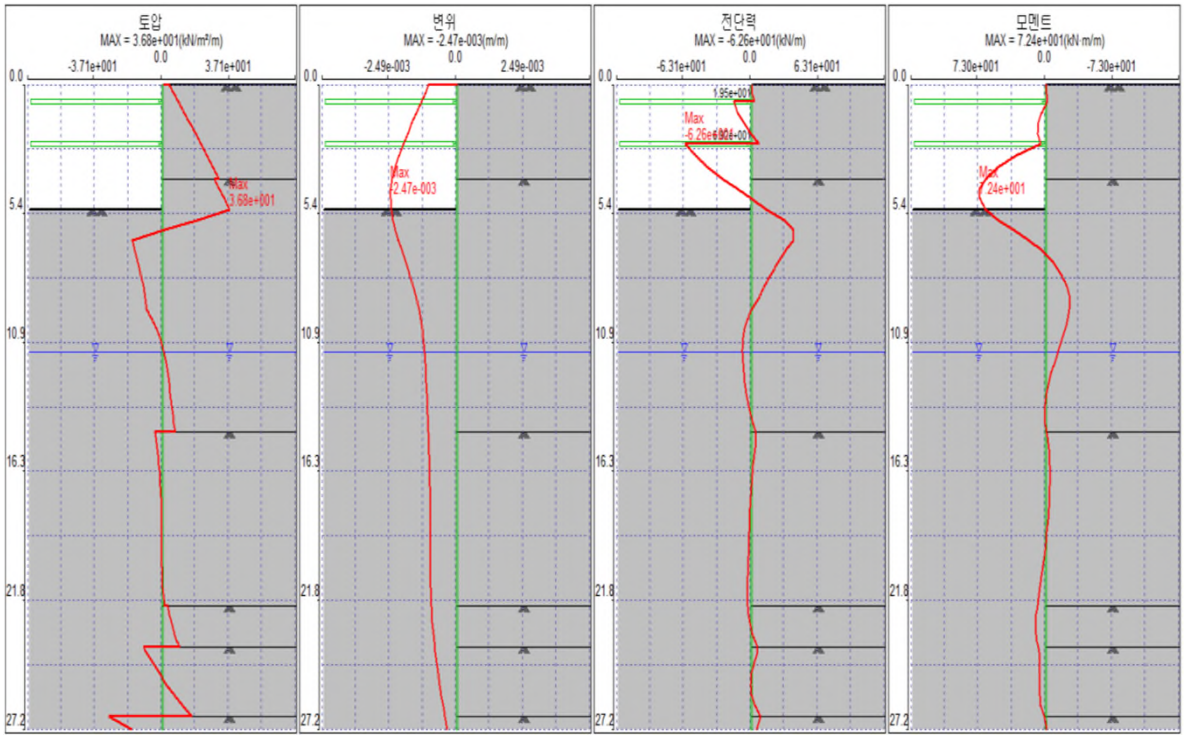
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 3.002 m]



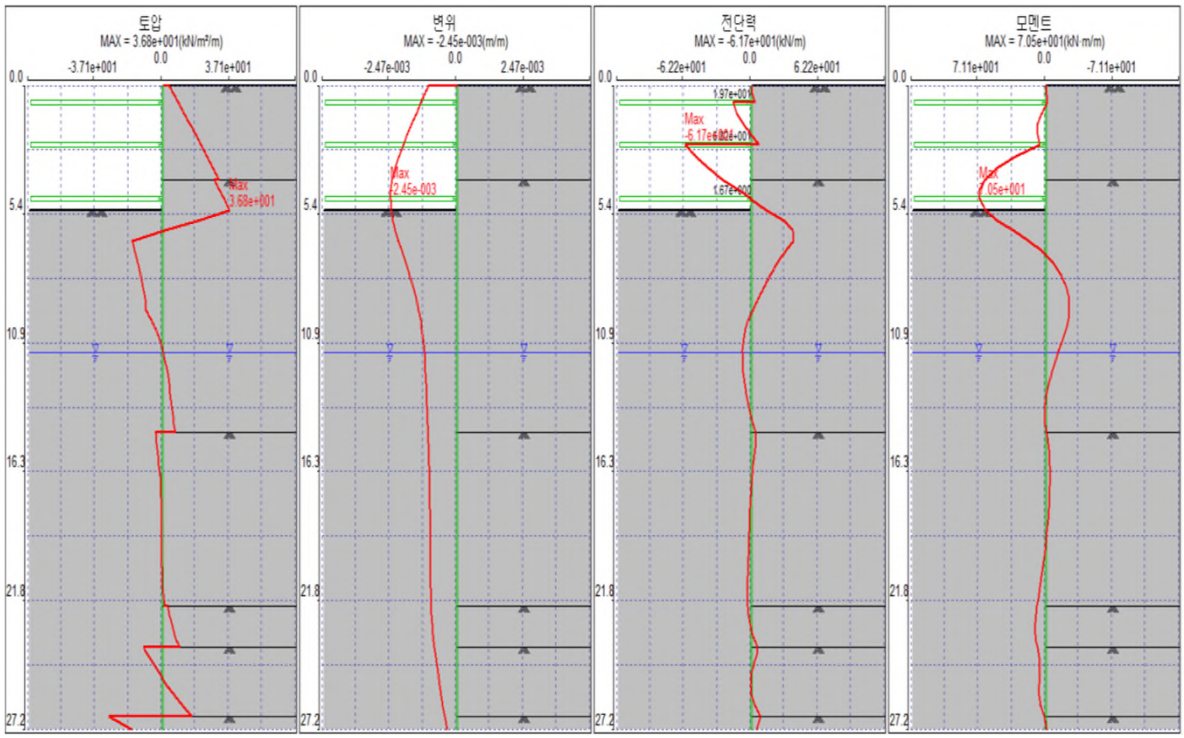
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 강관-1]



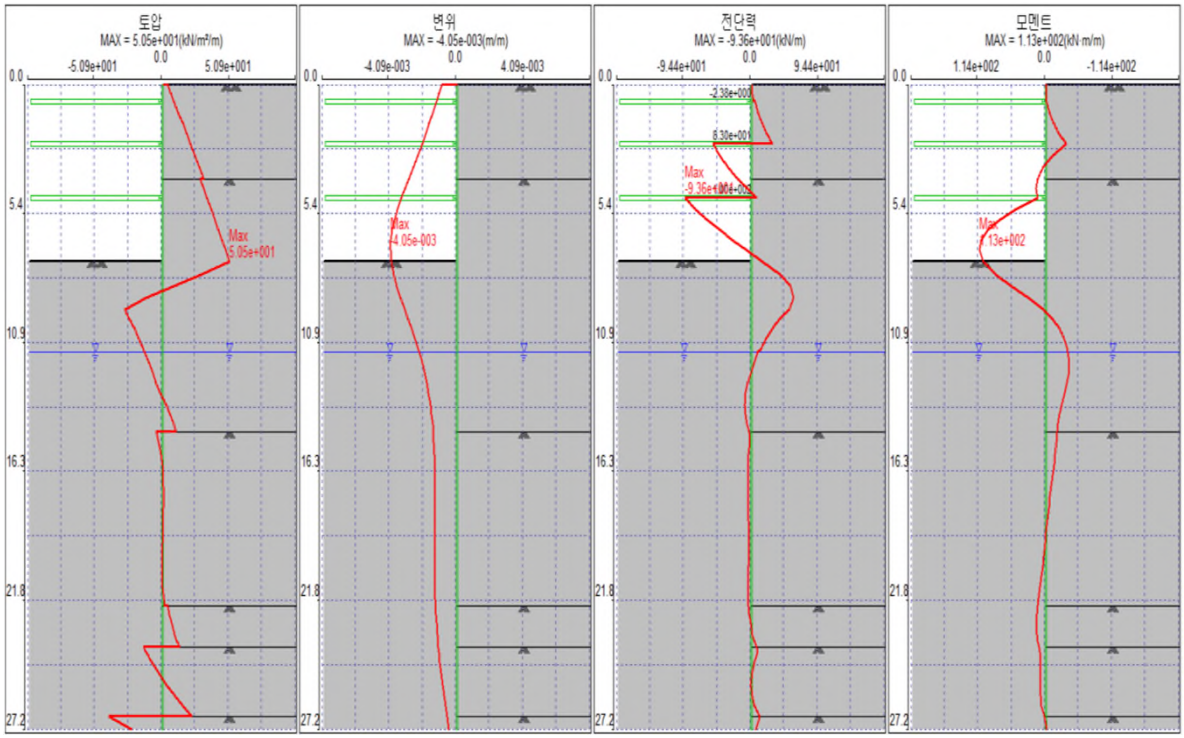
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 5.302 m]



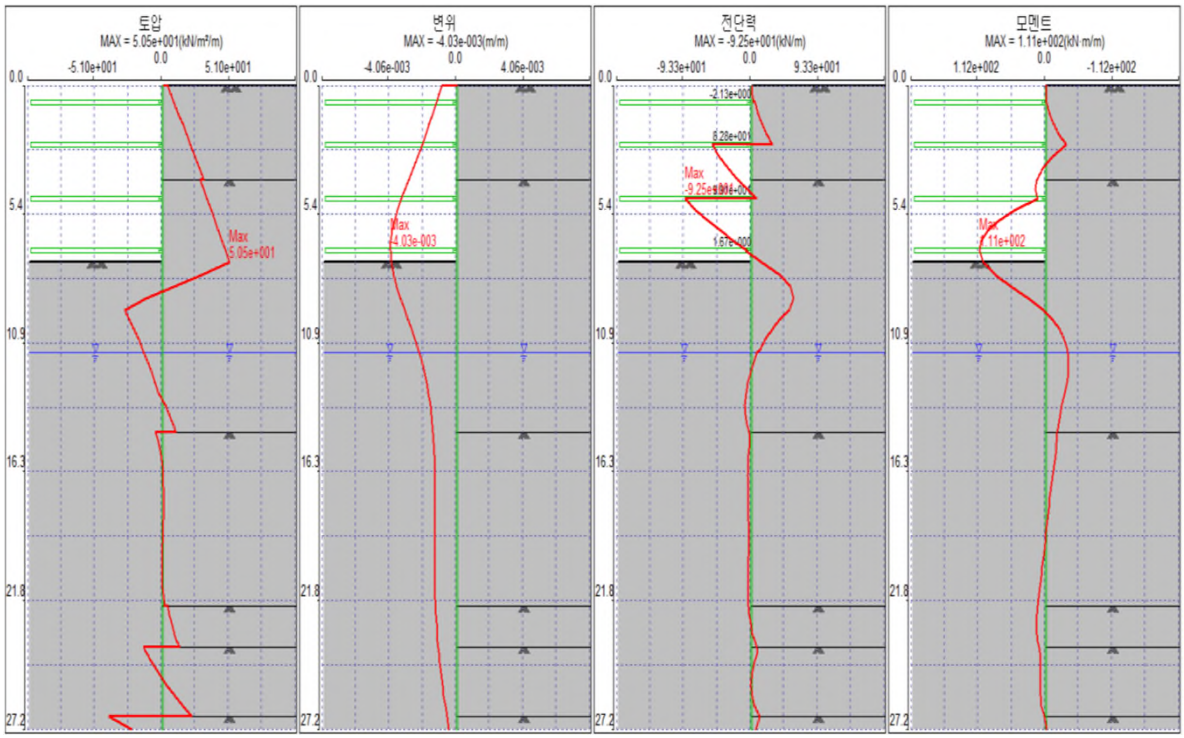
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 강관-2]



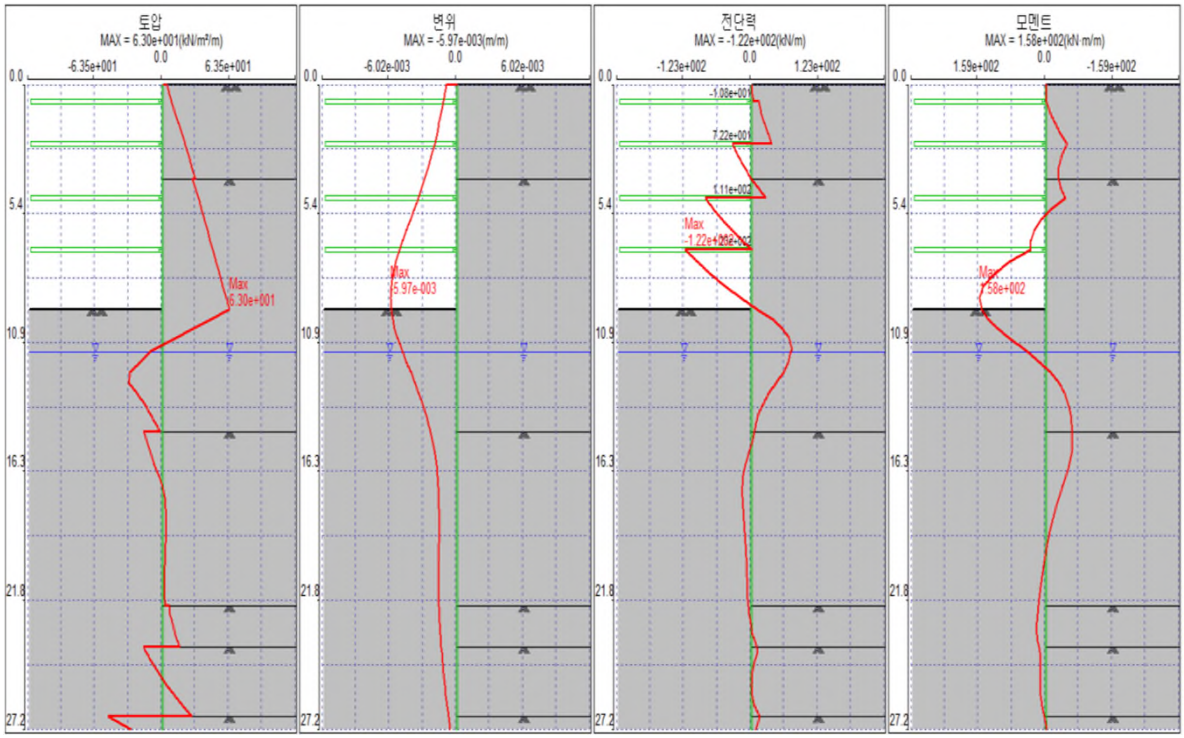
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 7.502 m]



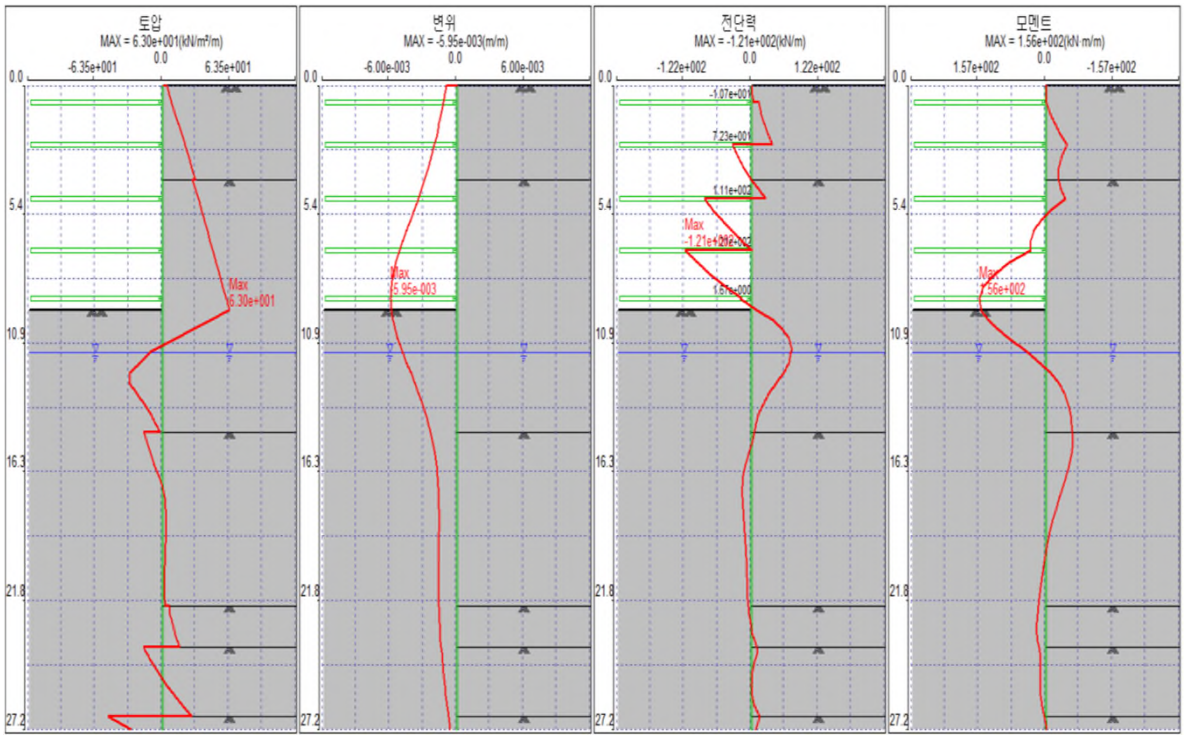
8) 시공 8 단계 [CS8 : 생성 강관-3]



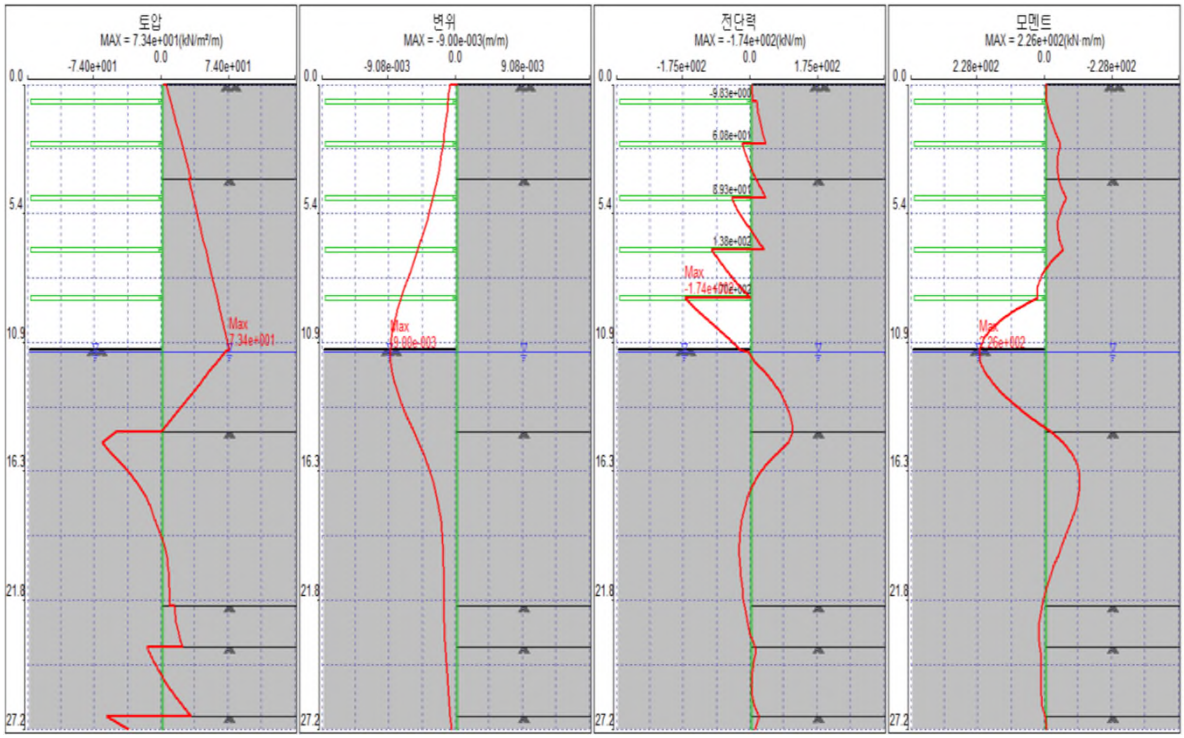
9) 시공 9 단계 [CS9 : 굴착 9.502 m]



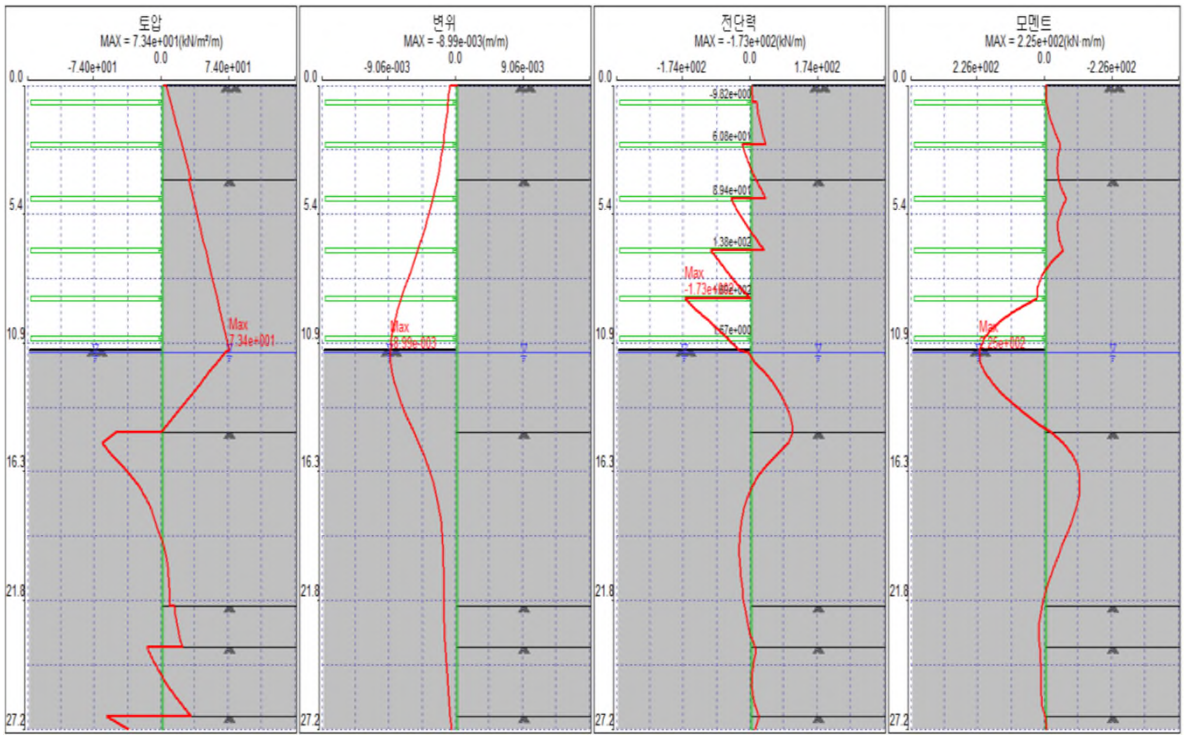
10) 시공 10 단계 [CS10 : 생성 강관-4]



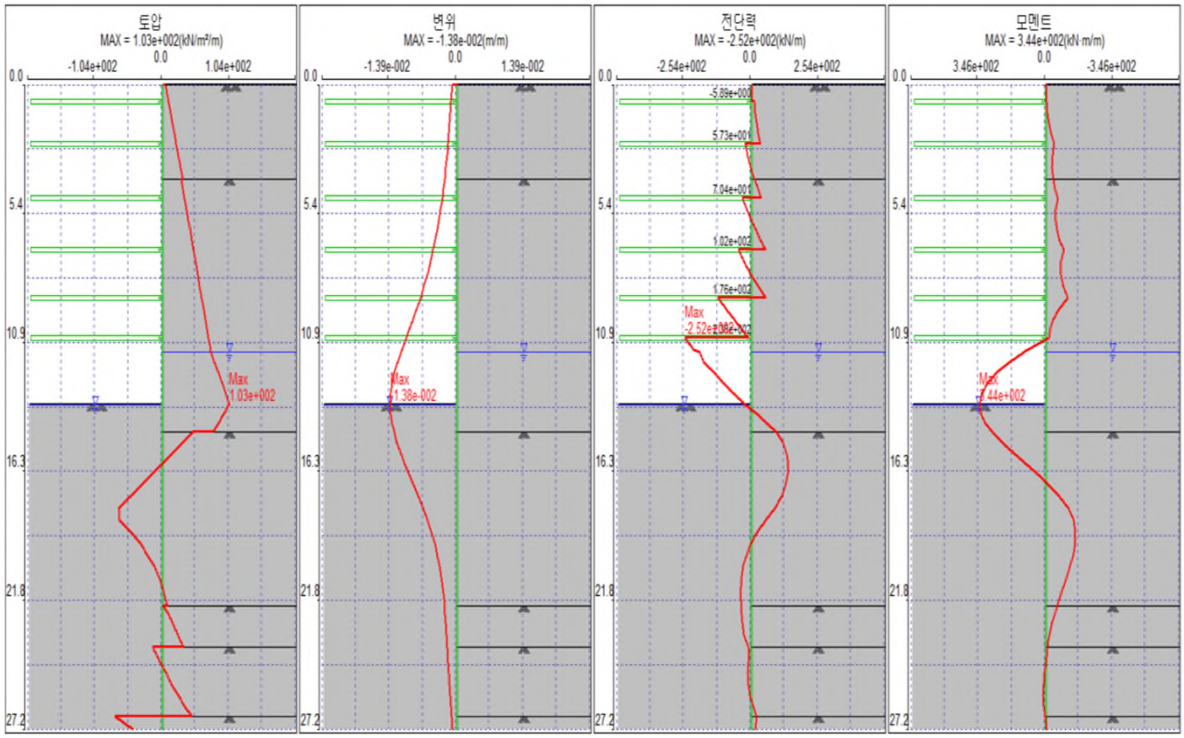
11) 시공 11 단계 [CS11 : 굴착 11.202 m]



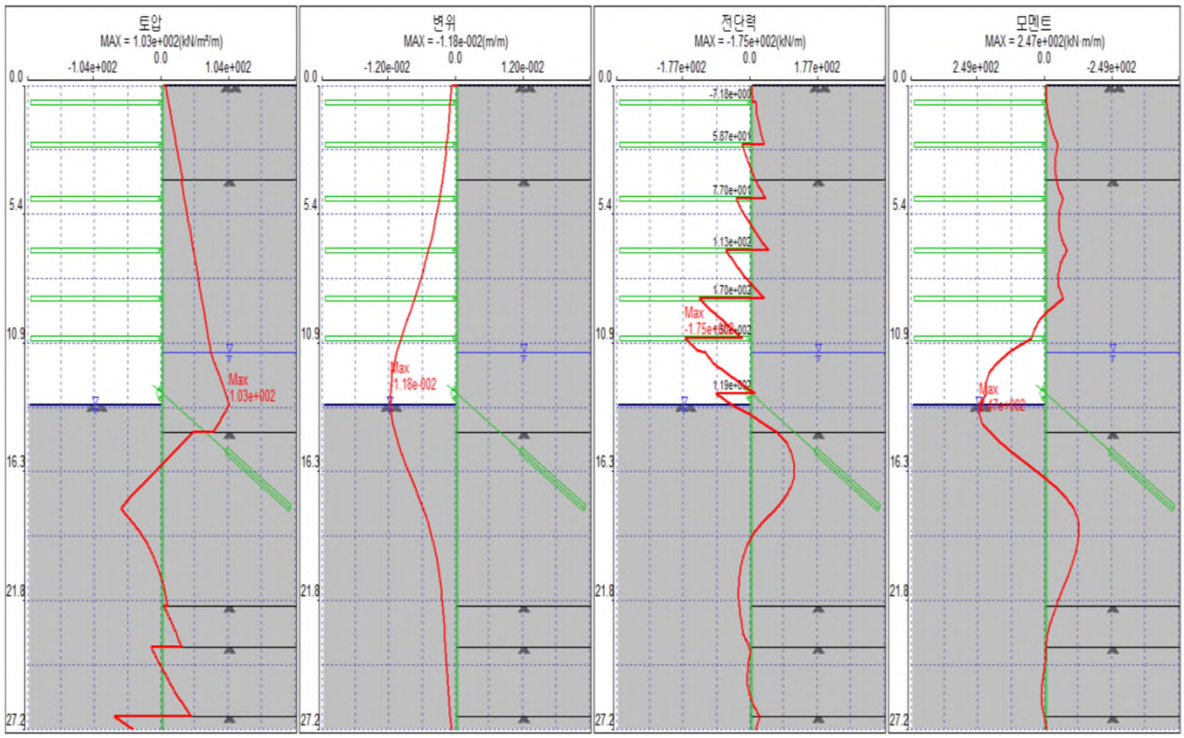
12) 시공 12 단계 [CS12 : 생성 강관-5]



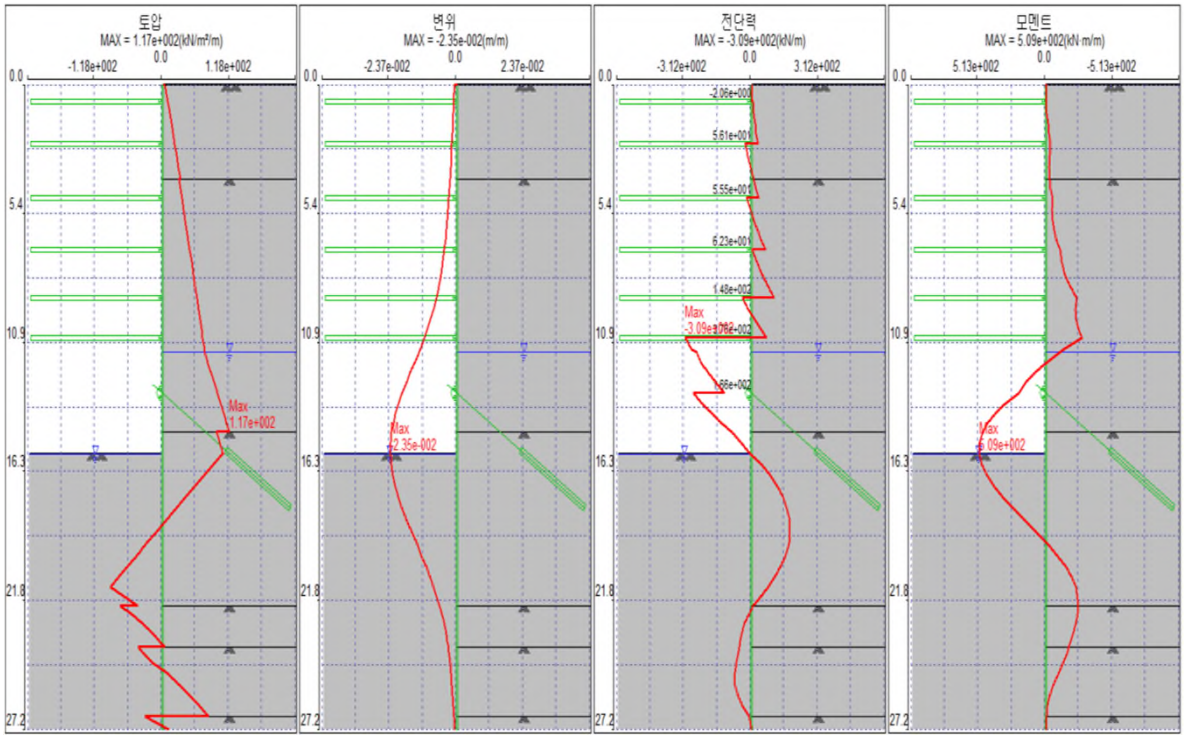
13) 시공 13 단계 [CS13 : 굴착 13.529 m]



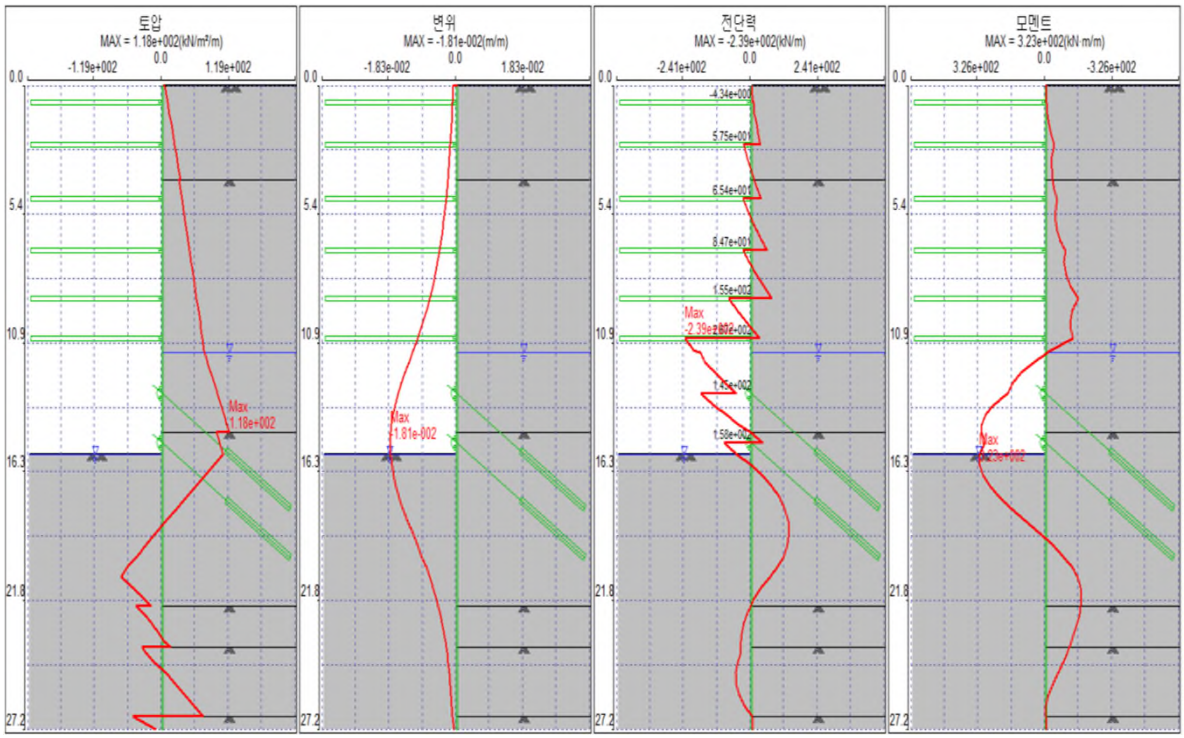
14) 시공 14 단계 [CS14 : 생성 Earth Anchor-1]



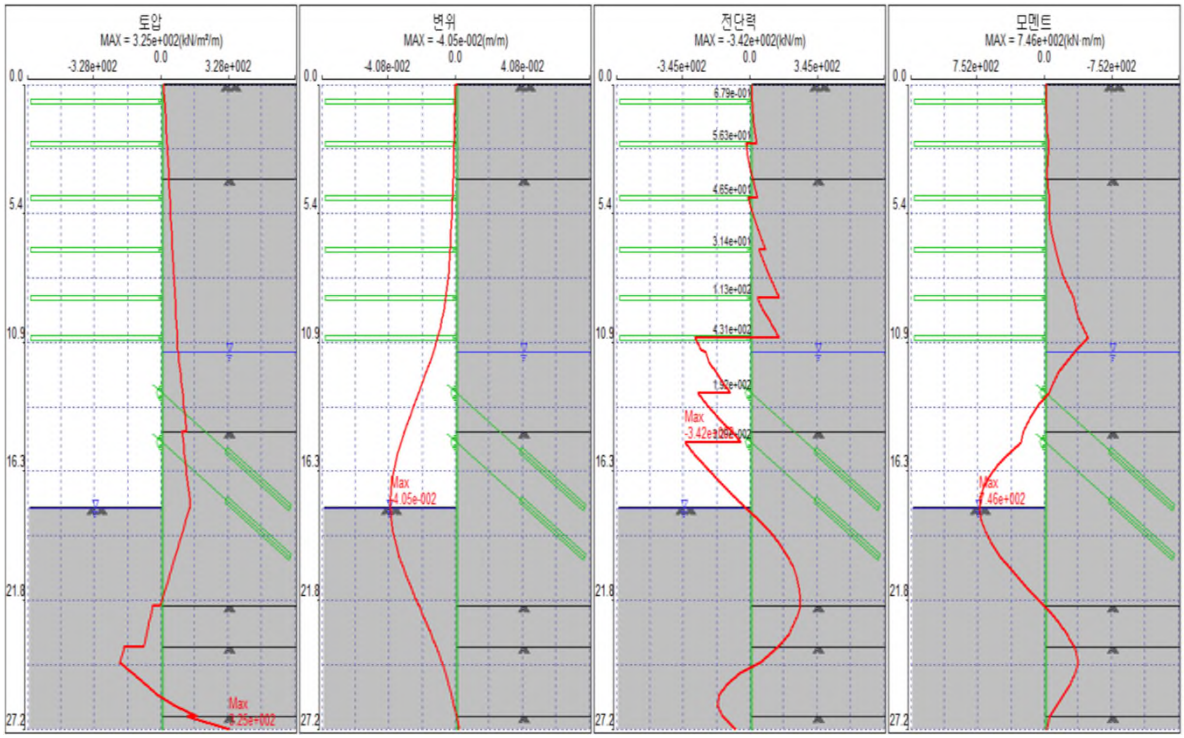
15) 시공 15 단계 [CS15 : 굴착 15.629 m]



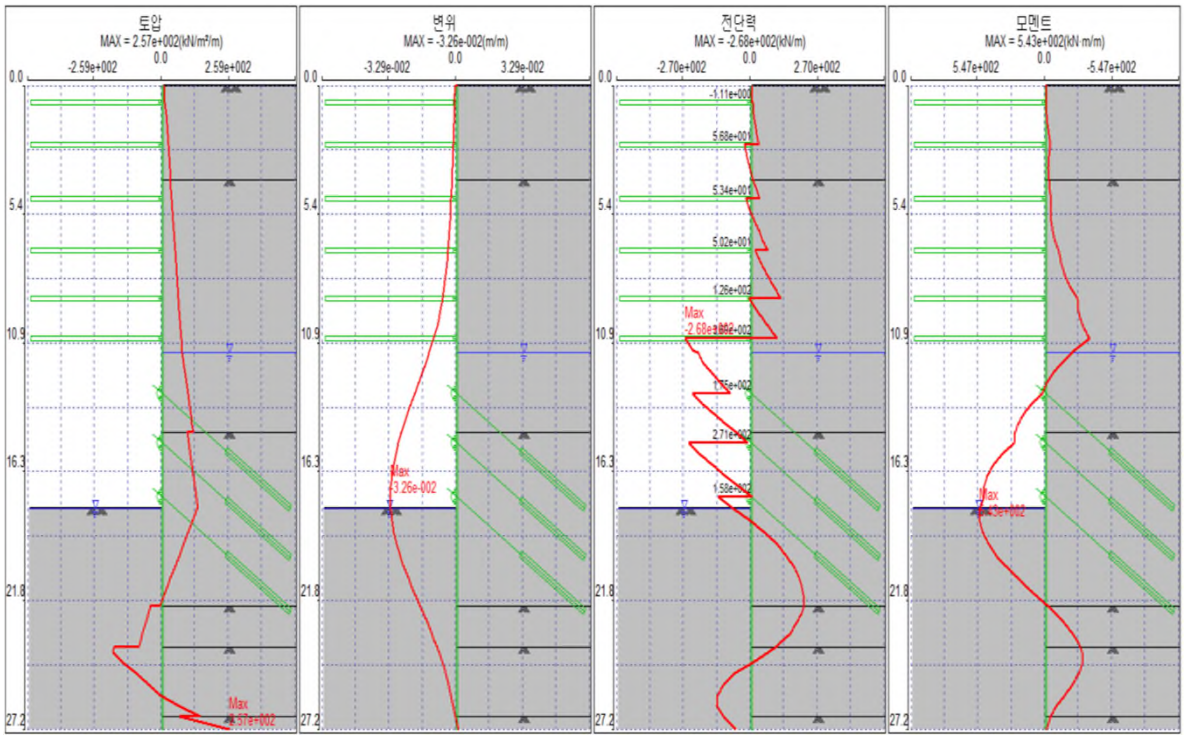
16) 시공 16 단계 [CS16 : 생성 Earth Anchor-2]



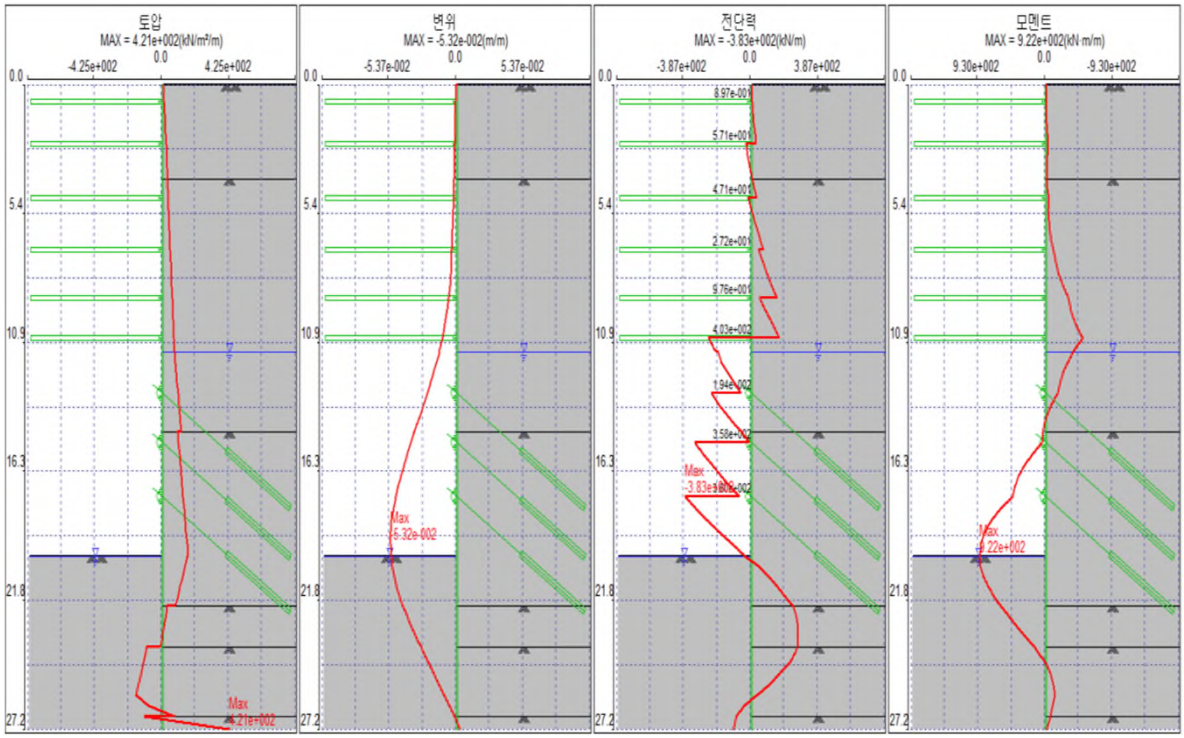
17) 시공 17 단계 [CS17 : 굴착 17.929 m]



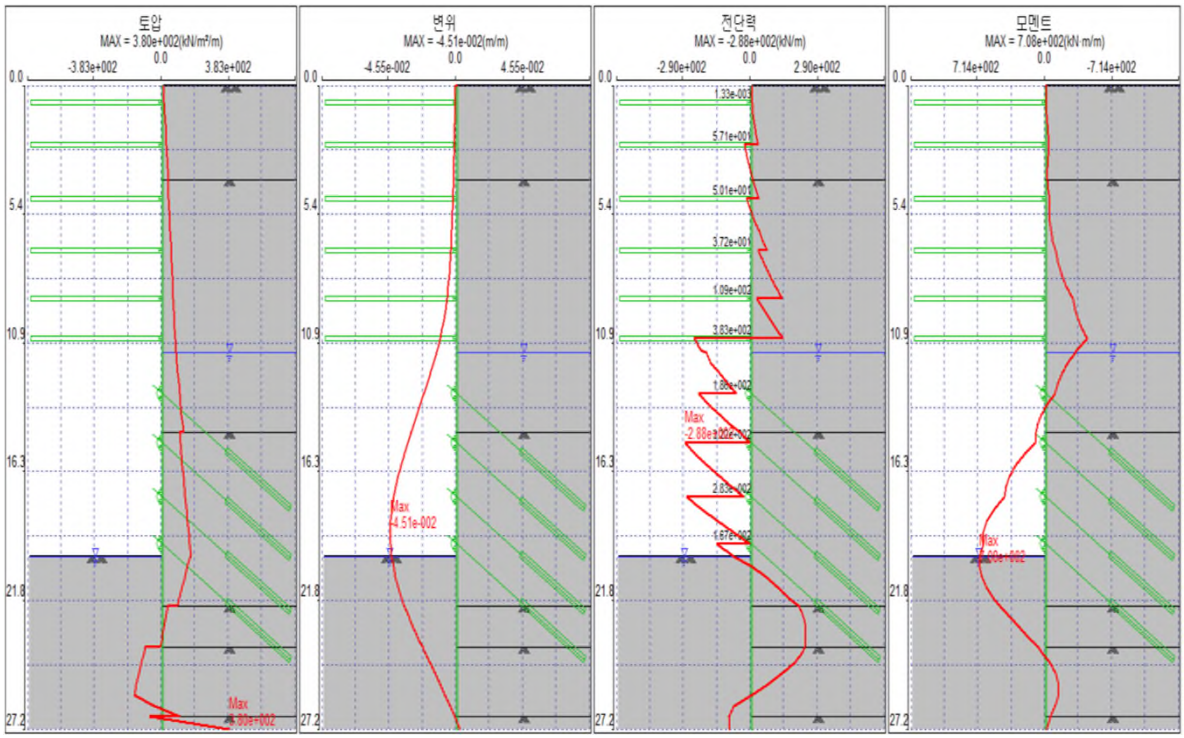
18) 시공 18 단계 [CS18 : 생성 Earth Anchor-3]



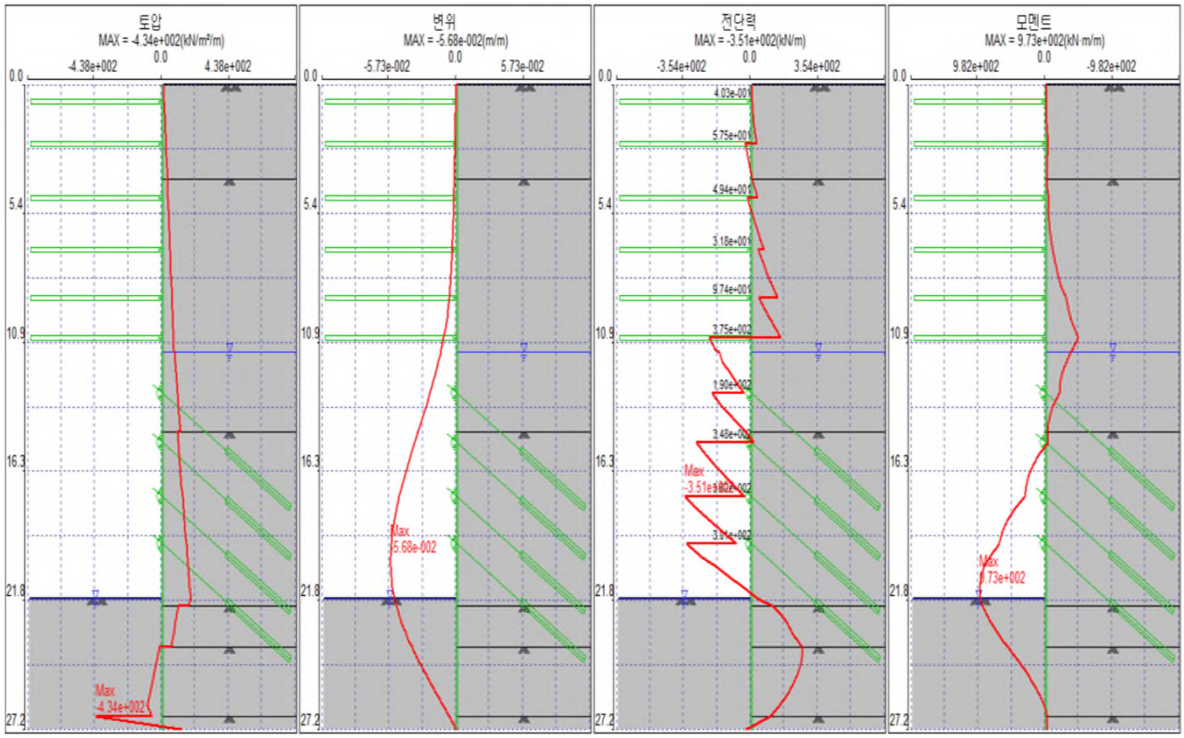
19) 시공 19 단계 [CS19 : 굴착 19.929 m]



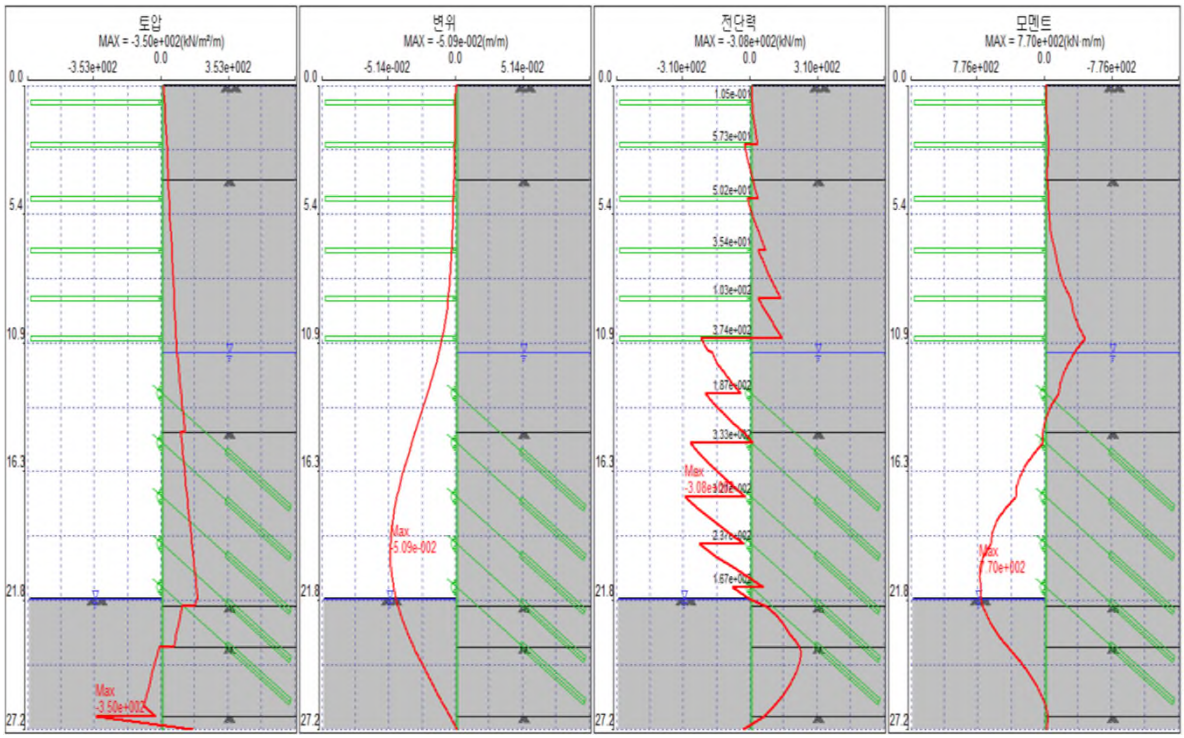
20) 시공 20 단계 [CS20 : 생성 Earth Anchor-4]



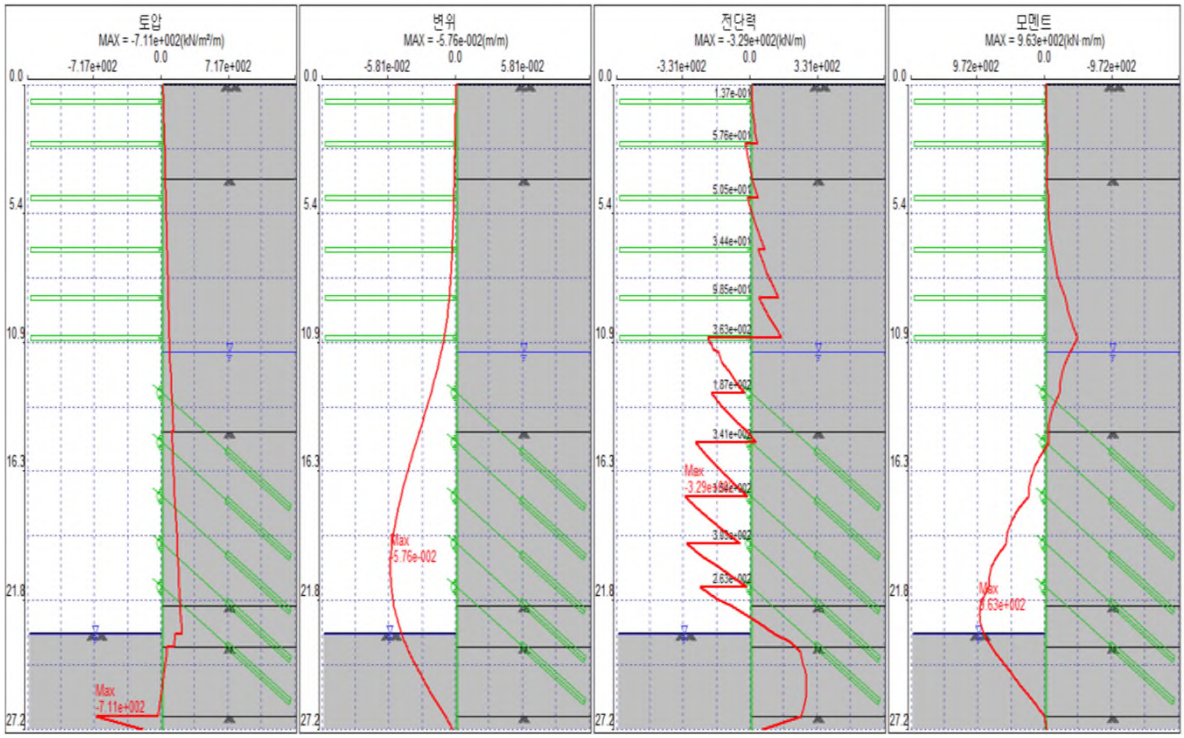
21) 시공 21 단계 [CS21 : 굴착 21.729 m]



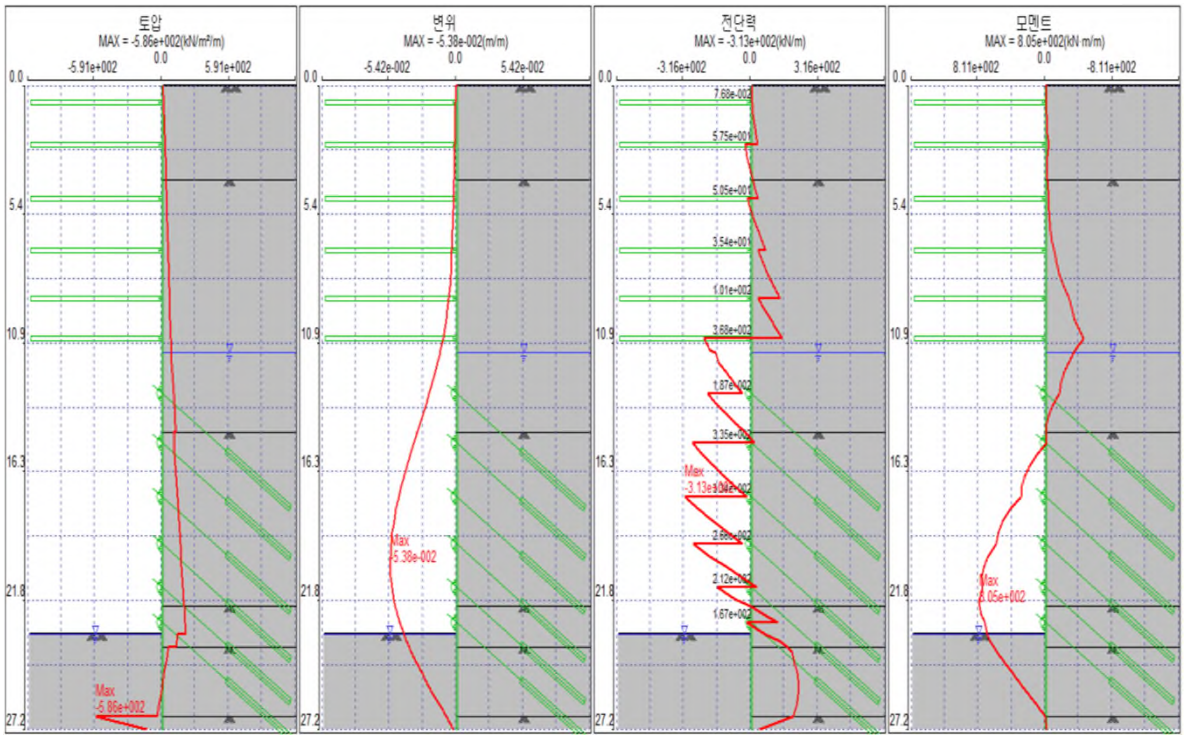
22) 시공 22 단계 [CS22 : 생성 Earth Anchor-5]



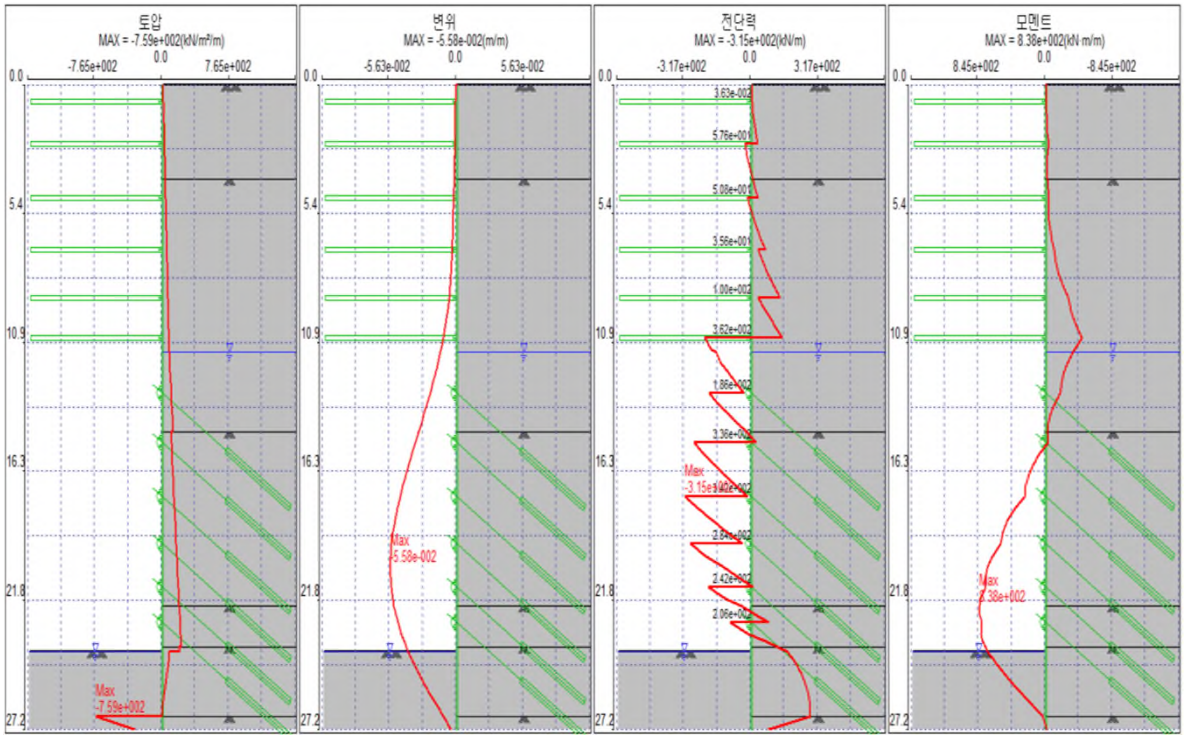
23) 시공 23 단계 [CS23 : 굴착 23.229 m]



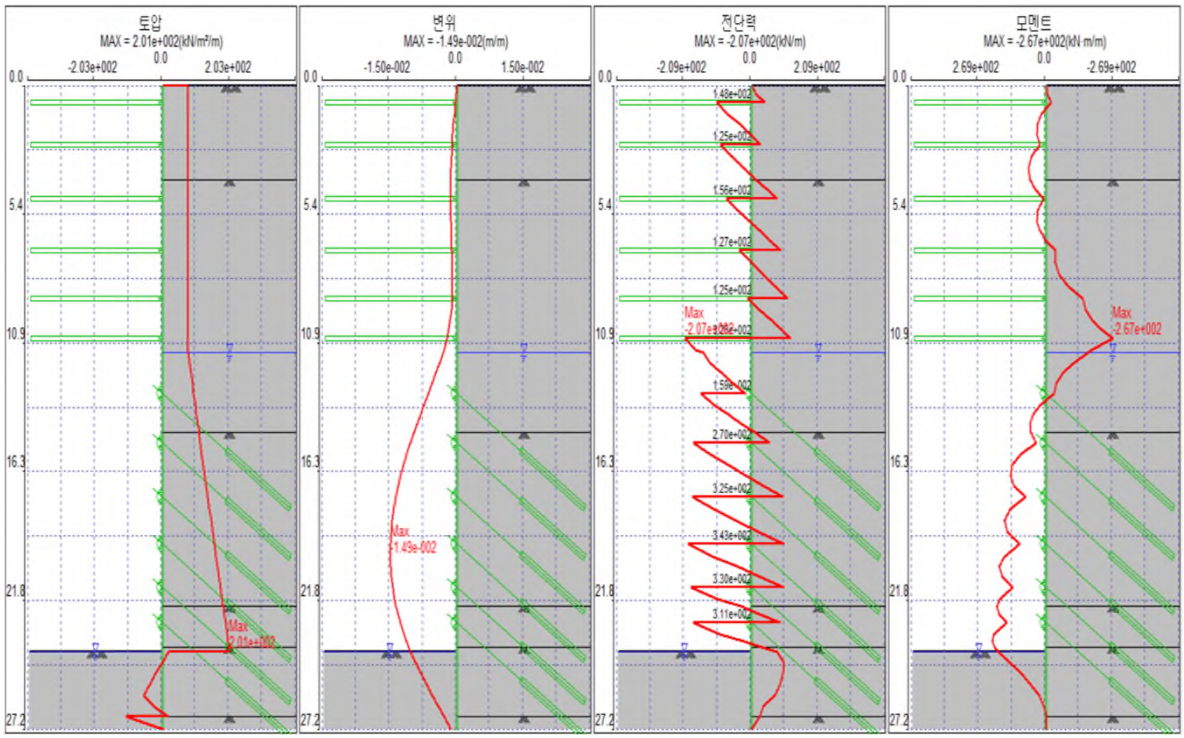
24) 시공 24 단계 [CS24 : 생성 Earth Anchor-6]



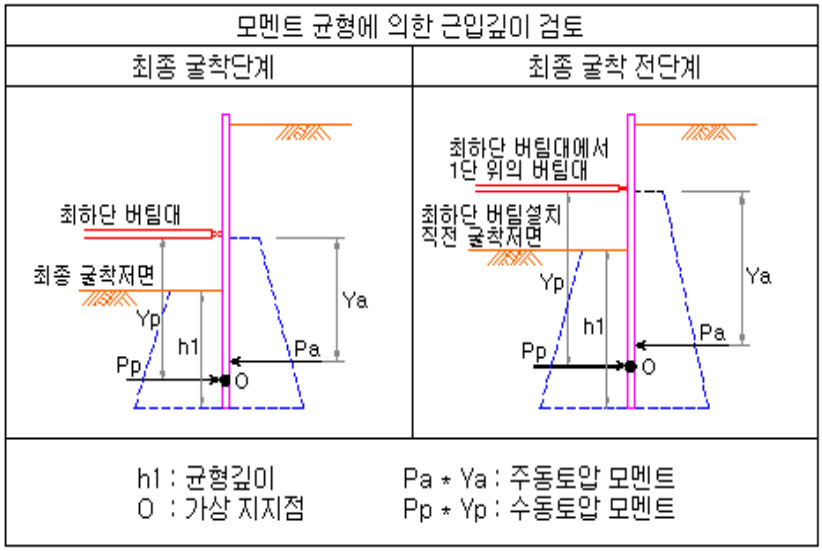
25) 시공 25 단계 [CS25 : 굴착 23.972 m]



26) 시공 26 단계 [CS26 : Peck]



12.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	2.867	3.260	2050.387	3337.642	1.628	1.200	OK
최종 굴착 전단계	3.619	4.003	3647.940	5436.558	1.490	1.200	OK

12.3.1 최종 굴착 단계의 경우

1) 토압의 작용폭

H-Pile

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1 m, 굴착면 하부 = 1 m
- 수동측 : 굴착면 하부 = 1 m

그 외 흙막이벽은 단위 폭당 작용함.

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -22.729 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 256.681 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 0.621 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 662.4 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 2.855 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (256.681 x 0.621) + (662.4 x 2.855) = 2050.387 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 950.315 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 3.512 m

Mp = (Pp x Yp) = (950.315 x 3.512) = 3337.642 kN · m

* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 3337.642 / 2050.387 = 1.628

S.F. = 1.628 > 1.2 ... OK

12.3.2. 최종 굴착 전단계의 경우

1) 토압의 작용폭

H-Pile

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1 m, 굴착면 하부 = 1 m
- 수동측 : 굴착면 하부 = 1 m

그 외 흙막이벽은 단위 폭당 작용함.

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -21.229 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (Pa1) = 389.078 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Ya1) = 1.024 m

굴착면 하부토압 (Pa2) = 816.581 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Ya2) = 3.979 m

Ma = (Pa1 x Ya1) + (Pa2 x Ya2)

Ma = (389.078 x 1.024) + (816.581 x 3.979) = 3647.94 kN · m

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 1135.259 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 4.789 m

Mp = (Pp x Yp) = (1135.259 x 4.789) = 5436.558 kN · m

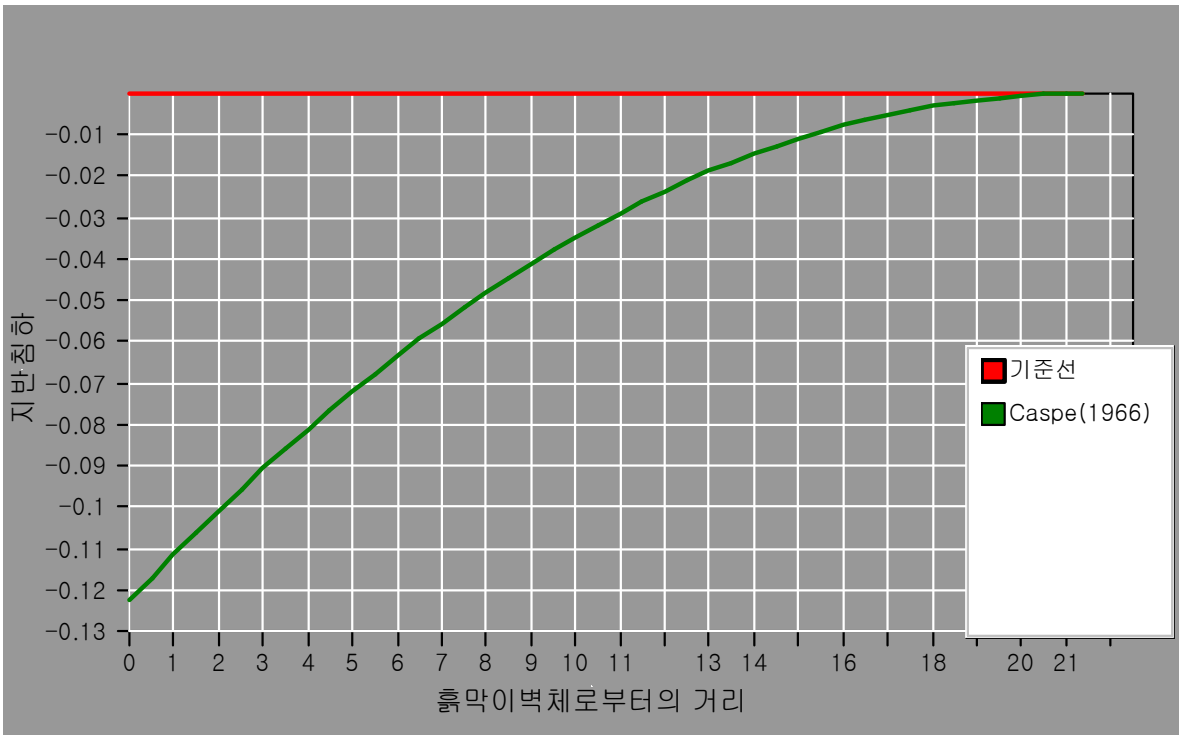
* 계산된 토압 (Pa1, Pa2, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

S.F. = Mp / Ma = 5436.558 / 3647.94 = 1.49

S.F. = 1.49 > 1.2 ... OK

12.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



12.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = -0.655 m^3 /m

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (Hw)

B = 15 m, Hw = 23.972 m

3) 굴착영향 거리 (Ht)

평균 내부 마찰각 (ϕ) = 29.917 [deg]

Hp = 0.5 x B x tan(45 + ϕ/2)

Hp = 0.5 x 15 x tan(45 + 29.917/2) = 12.969 m

Ht = Hp + Hw = 12.969 + 23.972 = 36.941 m

4) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan(45-ϕ/2)

D = 36.941 x tan(45-29.917/2) = 21.363 m

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x -0.655 / 21.363 = -0.123 m

6) 거리별 침하량 (Si)

Si = Sw x ((D - Xi) / D)^2 = -0.123 x ((21.363 - Xi) / 21.363)^2