관리번호

사본번호

서울제물포터널 민간투자사업 건설공사

구조 및 수리계산서

- 1구간 · 2구간 - [6/6권]

2021. 04

서울터널주식회사

관리번호

사본번호

서 울 제 물 포 터 널　민 간 투 자 사 업

구조 및 수리계산서Ⅵ

2015. 12

서울터널주식회사

전 체 목 차

Ⅰ권

Ⅰ 지하차도공

제1장 시점측 지하차도

제2장 시점측 영업소

Ⅱ권

제3장 RAMP A

Ⅲ권

제4장 RAMP B

Ⅳ권

제5장 RAMP C

Ⅴ권

제6장 RAMP D

제7장 종점검토사항

Ⅵ권

Ⅱ 교량공

제1장 신당보도육교

제2장 신강고가차도교

Ⅲ 수리계산서

제1장 집수정 용량 계산서

제2장 초기우수처리시설 용량 계산서

제3장 교량 배수시설 계산서

제4장 노면 배수 수리계산서

Ⅳ 방수문 계산서

제1장 방수문 계산서

목 차

II 교량공

제1장 신당보도육교

1. 상부구조 5
2. 하부구조 99

제2장 신강고가차도교

1. 상부구조 511
2. 하부구조 673
3. 내진해석 1309

III 수리계산서

제1장 집수정 용량 계산서 1341

제2장 초기우수처리시설 용량 계산서 1373

제3장 교량 배수시설 계산서 1379

제4장 노면 배수 수리계산서 1391

IV 방수문 계산서

제1장 방수문 계산서 1411

Ⅱ. 교량공

제1장 신당보도육교

1.1 상부구조

목 차

제1장 설계조건

제2장 교량현황

제3장 설계하중

제4장 구조해석

제5장 바닥판 설계

제6장 아치리브 설계

제7장 보강형 거더 설계

제8장 사재 설계

제9장 아치지점부 설계

제10장 사용성 검토

제11장 내진해석

제12장 받침 검토

제13장 접합부 검토

제14장 솟음

제1장 설계조건

1.1 설계개요

- 상시하중인 고정하중, 보도 활하중, 풍하중, 온도하중, 설하중 및 지점침하 와 지진하중에 대하여 안전성 검토 수행
- 보행자의 평균 주파수(2Hz)를 고려한 교량계획(공진발생 억제) 수행

1.2 교량제원

구 분	적 용 내 용
교량형식	강관 아치교
상판형식	강관구조
교량연장	53.20m
교량폭원	4.50m
교량등급	보도육교
내진등급	1등급
기초형식	말뚝기초

1.3 설계하중

구 분	하 중 종 류
주 하 중	고정하중
	활하중
	토압
부 하 중	풍하중
	온도하중
	지진하중
주하중에 상당하는 특수하중	설하중
	지점침하
부하중에 상당하는 특수하중	기타

1.4 사용재료

1.4.1 단위질량

구 분	단위질량(kg/m³)	비 고
강 재	7,850	
프리스트레스 콘크리트	2,500	
철근 콘크리트	2,500	
콘크리트	2,350	
시멘트 모르터	2,150	
아스팔트 포장	2,300	

1.4.2 재료특성

(1) 콘크리트

적 용 구 조 물	설계기준강도(MPa)	탄성계수(MPa)	전단탄성계수(MPa)
교 각	27	27,804	11,913

(2) 철근

적 용 구 조 물	종 류	항복강도(MPa)	허용응력(MPa)
교 각	SD 40	400	180

(3) 강재

적 용 구 조 물	종 류	항복강도(MPa)	허용응력(MPa)
아치리브, 보강형 거더	STK490	320	190
보강형 사재, 아치리브 사재, 가로보연결재	STK490	320	190
종방향 거더, 스트링거, 가로보, 바닥판	SM400	240	140

1.5 재료별 물리상수

1.5.1 콘크리트의 탄성계수 (E_c)

(1) 콘크리트의 할선탄성계수는, 콘크리트 단위중량 W_c 가 1,450 ~ 2,500 kgf/m³ 일경우

$$Ec = 0.077\ W_c^{1.5}\ \sqrt{f_{cu}}\quad (MPa)$$

보통골재를 사용한 콘크리트일 경우 (Wc = 2,300 kgf/m³)

$$Ec = 8{,}500\ \sqrt[3]{f_{cu}}\quad (MPa)$$

여기서, fcu = fck +8(Mpa)

1.5.2 철근 및 강재의 탄성계수

(1) 강과 주강 : 205,000 (MPa) (포아송 계수 : 0.3)

(2) 철 근 : 200,000 (MPa)

(3) PS강선 : 200,000 (MPa)

1.5.3 온도팽창계수 (α)

(1) 콘크리트 : 1.0×10^{-5}

(2) 강 재 : 1.2×10^{-5}

1.6 허용응력

1.6.1 철근콘크리트

구 분	내 용		적 용
철 근 콘크리트	허용휨응력	허용휨압축응력	fca = 0.4fck
		허용휨인장응력(무근 확대기초, 벽체)	fta = 0.13√fck
		휨강도(파괴계수) : 보통콘크리트	fr = 0.63√fck
	허용압축응력(무근확대기초, 벽체)		fca = 0.25fck
	허용전단응력	보 및 1방향 전단 (1방향 슬래브 및 확대기초)	vca = 0.08√fck ≤0.32√fck
	2방향 전단(2방향 슬래브 및 확대기초)		vca = 0.08(1+2/βc)√fck ≤0.16√fck
	허용지압응력		fba = 0.25√(Ac/Ab)fck≤0.5√fck - Ac:지지하는 콘크리트 전면적 - Ab:지압을 받는 재하면적

1.6.2 철 근 (MPa)

구 분	내 용		SD 30	SD 35	SD 40
인장응력	하중의 조합에 충돌하중 혹은 지진의 영향을 포함하지 않은 경우	일반적인 부재	150	175	180
		슬래브 및 지간 10m이하의 슬래브교	150	160	180
		수중 혹은 지하수위 이하에 설치되는 부재	150	160	160
	하중조합시 충돌 혹은 지진의 영향을 포함하는 경우의 허용응력		150	175	180
압 축 응 력			150	175	180
피로를 고려하지 않아도 되는 철근의 인장 및 압축응력범위			130	140	150

1.6.3 구조용 강재

(1) 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력(MPa)

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

(2) 허용축방향 압축응력

- fca = fcag·fcal / fcao

여기서, fca : 허용축방향 압축응력 (MPa)

fcag : 국부좌굴을 고려치 않은 허용축방향 압축응력 (MPa)

fcal : 국부좌굴에 대한 허용응력 (MPa)

fcao : 국부좌굴을 고려치 않은 허용축방향 압축응력의 상한 값 (MPa)

- 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력 (fcag, Mpa)

강 종 / 강재 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570	비 고
40이하	140 : l/r≤18.6 140-0.82(l/r-18.6) : 18.6<l/r≤92.8 1200000/(6700+(l/r)²) : 92.8<l/r	190 : l/r≤16 90-1.29(l/r-16) : 16<l/b≤80.1 1200000/(5000+(l/r)²) : 80.1<l/r	215 : l/r≤15.1 215-1.55(l/r-15.1) : 15.1<l/r≤75.5 1200000/(4400+(l/r)²) : 75.5<l/r	270 : l/r≤13.4 270-2.19(l/r-13.4) : 13.4<l/r≤67.1 1200000/(3500+(l/r)²) : 67.1<l/r	l : 유효좌굴길이 r : 총단면회전반경
40초과 75이하	130 : l/r≤19.4 130-0.73(l/r-19.4) : 19.4<l/r≤97 1200000/(7300+(l/r)²) : 97<l/r	175 : l/r≤16.6 175-1.15(l/r-16.6) : 16.6<l/b≤82.8 1200000/(5300+(l/r)²) : 82.8<l/r	200 : l/r≤15.5 200-1.4(l/r-15.5) : 15.5<l/r≤77.7 1200000/(4700+(l/r)²) : 77.7<l/r	260 : l/r≤13.7 260-2.07(l/r-13.7) : 13.7<l/r≤68.6 1200000/(3600+(l/r)²) : 68.6<l/r	
75초과 100이하			195 : l/r≤15.8 195-1.35(l/r-15.8) : 15.8<l/r≤78.9 1200000/(4800+(l/r)²) : 78.9<l/r	250 : l/r≤13.9 250-1.96(l/r-13.9) : 13.9<l/r≤69.4 1200000/(3700+(l/r)²) : 69.4<l/r	

(3) 허용휨압축응력(MPa)

(압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 직접 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

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

- 국부좌굴에 대한 허용응력이 더 작은 경우에는 국부좌굴에 대한 허용응력을 허용휨압축응력으로 한다.

- 이외의 경우 주) l : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm), Aw : 복부판 단면적 (mm²), b : 압축플랜지 폭 (mm), Ac : 압축플랜지 단면적 (mm²) K=√(3+Aw/2Ac)

강재판 두께(mm) \ 강 종		SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40이하	Aw/Ac ≤ 2	140 : l/b≤4.6	190 : l/b≤4.0	215 : l/b≤3.8	270 : l/b≤3.4
		140-2.49(l/b-4.6) : 4.6<l/b≤30	190-3.91(l/b-4.0) : 4.0<l/b≤30	215-4.69(l/b-3.8) : 3.8<l/b≤27	270-6.64(l/b-3.4) : 3.4<l/b≤25
	Aw/Ac > 2	140 : l/b≤9.3/K	190 : l/b≤8/K	215 : l/b≤7.5/K	270 : l/b≤6.7/K
		140-1.24(Kl/b-9.3) : 9.3/K<l/b≤30	190-1.95(Kl/b-8) : 8/K<l/b≤30	215-2.35(Kl/b-7.5) : 7.5/K<l/b≤27	270-3.32(Kl/b-6.7) : 6.7/K<l/b≤25
40초과 75이하	Aw/Ac ≤ 2	130 : l/b≤4.9	175 : l/b≤4.1	200 : l/b≤3.9	260 : l/b≤3.4
		130-2.21(l/b-4.9) : 4.9<l/b≤30	175-3.48(l/b-4.1) : 4.1<l/b≤30	200-4.24(l/b-3.9) : 3.9<l/b≤27	260-6.25(l/b-3.4) : 3.4<l/b≤25
	Aw/Ac > 2	130 : l/b≤9.7/K	175 : l/b≤8.3/K	200 : l/b≤7.8/K	260 : l/b≤6.9/K
		130-1.1(Kl/b-9.7) : 9.7/K<l/b≤30	175-1.74(Kl/b-8.3) : 8.3/K<l/b≤30	200-2.12(Kl/b-7.8) : 7.8/K<l/b≤27	260-3.12(Kl/b-6.9) : 6.9/K<l/b≤25
75초과 100이하	Aw/Ac ≤ 2	130 : l/b≤4.9	175 : l/b≤4.1	195 : l/b≤3.9	250 : l/b≤3.5
		130-2.21(l/b-4.9) : 4.9<l/b≤30	175-3.48(l/b-4.1) : 4.1<l/b≤30	195-4.07(l/b-3.9) : 3.9<l/b≤27	250-5.94(l/b-3.5) : 3.5<l/b≤25
	Aw/Ac > 2	130 : l/b≤9.7/K	175 : l/b≤8.3/K	195 : l/b≤7.9/K	250 : l/b≤6.9/K
		130-1.1(Kl/b-9.7) : 9.7/K<l/b≤30	175-1.74(Kl/b-8.3) : 8.3/K<l/b≤30	195-2.04(Kl/b-7.9) : 7.9/K<l/b≤27	250-2.97(Kl/b-6.9) : 6.9/K<l/b≤25

(4) 허용전단응력

강재판 두께(mm) \ 강 종	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570	비 고
40이하	80	110	125	155	
40초과 75이하	75	100	115	150	
75초과 100이하			115	145	

(5) 용접부 허용응력

강 종			SM400, SMA400		SM490Y, SMA490 SM520 (SM490)			SM570, SMA570		
강재판두께(mm)			40이하	40초과 100이하	40이하	40초과 75이하	75초과 100이하	40이하	40초과 75이하	75초과 100이하
공장용접	전단면 용입홈용접	압축 응력	140	130	215 (190)	200 (175)	195 (175)	270	260	250
		인장 응력	140	130	215 (190)	200 (175)	195 (175)	270	260	250
		전단 응력	80	75	125 (110)	115 (100)	115 (100)	155	150	145
	필렛용접 부분용입 홈용접	전단 응력	80	75	125 (110)	115 (100)	115 (100)	155	150	145
현 장 용 접			공장용접에 준하는 품질을 얻을 수 없는 경우에 있어서 상기의 90%로 한다.							

※ TMC 강재일 경우 ( )값을 적용한다.

(6) 마찰이음용 고장력 볼트의 허용력

볼트의 등급 / 나사호칭	F 8 T	F 10 T	S 10 T[주]
M 20	31	39	39
M22	39	48	48
M 24	45	56	56

주) S 10 T : T/S 볼트의 기계적 성질에 따른 등급을 나타내는 기호

1.7 강부재에 관한 일반사항

1.7.1 부재의 세장비

부 재		세장비(l/r)
압 축 부 재	주요부재	120
	2차부재	150
인 장 부 재	주요부재	200
	2차부재	240

1.7.2 압축응력을 받는 판 및 보강판

(1) 압축응력을 받는 보강된 판의 최소판 두께

강 종 / 강재판 두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570	비 고
40이하	b/(56in)	b/(49in)	b/(46in)	b/(41in)	
40초과 75이하	b/(59in)	b/(50in)	b/(47in)	b/(42in)	
75초과 100이하			b/(48in)		

여기서, t : 보강된 판의 두께 (mm)
b : 보강된 판의 폭 (mm)
n : 종방향 보강재에 의해서 구분되는 패널의 수 (n≥2)
i : 응력구배 계수(i = 0.65 (Φ/n)² + 0.13 (Φ/n)+1.0)
Φ : 응력구배

- 다만, 가설시에만 일시적으로 압축응력을 받는 보강된 판의 두께는 아래의 식을 만족시켜야 한다.

$t \geq b / (80\, i\, n)$

(2) 보강된 판의 국부좌굴에 대한 허용응력(MPa)

강 종 / 강재 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA520	SM570 SMA570	비 고
40mm 이하	140 : b/28in ≤ t 140-2.5(b/tin-28) : b/56in ≤ t < b/28in 220000(tin/b)² : b/80in ≤ t < b/56in	190 : b/24in ≤ t 190-3.9(b/tin-24) : b/49in ≤ t < b/24in 220000(tin/b)² : b/80in ≤ t < b/49in	215 : b/23in ≤ t 215-4.7(b/tin-23) : b/46in ≤ t<b/23in 220000(tin/b)² : b/80in ≤ t < b/46in	270 : b/20in ≤ t 270-6.7(b/tin-20) : b/41in ≤ t<b/20in 220000(tin/b)² : b/80in ≤ t < b/41in	
40mm 초과 75mm 이하	130 : b/29in ≤ t 130-2.2(b/tin-29) : b/59in ≤ t < b/29in 220000(tin/b)² : b/80in ≤ t < b/59in	175 : b/25in ≤ t 175-3.5(b/tin-25) : b/50in ≤ t < b/25in 220000(tin/b)² : b/80in ≤ t < b/50in	200 : b/24in ≤ t 200-4.3(b/tin-24) : b/47in ≤ t < b/24in 220000(tin/b)² : b/80in ≤ t < b/47in	260 : b/21in ≤ t 260-6.3(b/tin-21) : b/40in ≤ t < b/21in 220000(tin/b)² : b/80in ≤ t < b/41in	

강 종 / 강재 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA520	SM570 SMA570	비 고
75mm 초과 100mm 이하	130 : b/29in ≤ t 130-2.2(b/tin-29) : b/59in ≤ t < b/29in 220000(tin/b)² : b/80in ≤ t < b/59in	175 : b/25in ≤ t 175-3.5(b/tin-25) : b/50in ≤ t < b/25in 220000(tin/b)² : b/80in ≤ t < b/50in	195 : b/24in ≤ t 195-4.1(b/tin-24) : b/48in ≤ t < b/24in 220000(tin/b)² : b/80in ≤ t < b/48in	250 : b/21in ≤ t 250-6.0(b/tin-21) : b/42in ≤ t < b/21in 220000(tin/b)² : b/80in ≤ t < b/42in	

(3) 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재

- 축방향력이 인장인 경우

$$f_t + f_{bty} + f_{btz} \le f_{ta} \qquad -\frac{f_t}{f_{ta}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}} \le 1.0 \qquad -f_t + f_{bcy} + f_{bcz} \le f_{cal}$$

- 축방향력이 압축인 경우

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}\left(1-\frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}\left(1-\frac{f_c}{f_{Ez}}\right)} \le 1.0 \qquad f_c + \frac{f_{bcy}}{\left(1-\frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{\left(1-\frac{f_c}{f_{Ez}}\right)} \le f_{cal}$$

여기서,

f_t, f_c : 각각 단면에 작용하는 축방향력에 의한 인장 및 압축응력.
단, 축방향 인장응력 계산시는 순단면적, 압축응력 계산시는 총단면적 사용(MPa)

f_{bty}, f_{btz} : 각각 강축(y축)및 약축(z축)둘레에 작용하는 휨모멘트에 의한 휨인장응력(MPa)

f_{bcy}, f_{bcz} : 각각 강축(y축)및 약축(z축)둘레에 작용하는 휨모멘트에 의한 휨압축응력(MPa)

f_{ta} : 허용축방향인장응력(MPa)

f_{caz} : 약축방향(z축)의 허용응력(MPa)

f_{bagy} : 국부좌굴을 고려하지 않는 강축(y축)둘레의 허용휨압축응력(MPa)

f_{bao} : 국부좌굴을 고려하지 않는 허용휨압축응력의 상한값(MPa)

f_{cal} : 양연지지판, 자유돌출판 및 보강된 판에 대해서 각각 규정된 국부좌굴응력에 대한 허용응력(MPa)

f_{Ey}, f_{Ez} : 각각 강축(y축) 및 약축(z축)둘레의 허용오일러좌굴응력

$$f_{Ey} = \frac{1200000}{(l/r_y)^2}, \quad f_{Ez} = \frac{1200000}{(l/r_z)^2}$$

ℓ : 유효좌굴길이(mm)

r_y, r_z : 각각 y축 및 z축 둘레의 단면2차반경(mm)

1.8 강관구조

1.8.1 허용응력

- 강관의 허용축방향인장응력, 허용휨인장응력, 허용축방향압축응력 및 허용휨압축응력은 각각 "1.6.3 구조용 강재"의 규정을 따름

(1) 국부좌굴에 대한 허용응력

강 종	강관의 판두께(mm)	국부좌굴에 대한 허용응력(MPa)	
SS400 SM400 SMA400 STK400	40 이하	140	: R/αt ≤ 50
		140 - 0.43 (R/αt - 50)	: 50 < R/αt ≤ 200
	40 초과 100 이하	130	: R/αt ≤ 55
		130 - 0.42 (R/αt - 55)	: 55 < R/αt ≤ 200
SM490 STK490	40 이하	190	: R/αt ≤ 40
		190 - 0.61 (R/αt - 40)	: 40 < R/αt ≤ 200
	40 초과 100 이하	175	: R/αt ≤ 40
		175 - 0.55 (R/αt - 40)	: 40 < R/αt ≤ 200

강 종	강관의 판두께(mm)	국부좌굴에 대한 허용응력(MPa)	
SM490Y SM520 SMA520 STK500	40 이하	215 215 - 0.67 (R/αt - 35)	: R/αt ≤ 35 : 35 < R/αt ≤ 200
	40 초과 75 이하	200 200 - 0.64 (R/αt - 35)	: R/αt ≤ 35 : 35 < R/αt ≤ 200
	75 초과 100 이하	195 195 - 0.63 (R/αt - 35)	: R/αt ≤ 35 : 35 < R/αt ≤ 200
SM570 SMA570	40 이하	270 270 - 0.83 (R/αt - 25)	: R/αt ≤ 25 : 25 < R/αt ≤ 200
	40 초과 75 이하	260 250 - 0.82 (R/αt - 30)	: R/αt ≤ 30 : 30 < R/αt ≤ 200
	75 초과 100 이하	250 250 - 0.81 (R/αt - 30)	: R/αt ≤ 30 : 30 < R/αt ≤ 200

여기서, R : 강관의 반지름(중심으로부터 연단까지의 거리)(mm)

t : 강관의 판두께(mm)

$\alpha = 1 + \Phi/10$

$\Phi = (f1 - f2)/f1$, $0 \le \Phi \le 2$

f1 : 휨에 의해 강관에 압축이 발생한 쪽의 합응력(MPa), 부호는 압축응력을 부(-)로 함

f2 : 휨에 의해 강관에 인장이 발생한 쪽의 합응력(MPa), 부호는 압축응력을 부(-)로 함

(2) 허용전단응력

강 종	강관의 판두께(mm)	허용전단응력(MPa)		
		보강재 설치		보강재 미설치
SS400 SM400 SMA400 STK400	40 이하	80 - 0.0019(R/t)²	R/t ≤ 125	50
		7500/(R/t) - 9.0	125 < R/t ≤ 200	
	40 초과 100 이하	75 - 0.0016(R/t)²	R/t ≤ 130	
		7500/(R/t) - 9.0	130 < R/t ≤ 200	
SM490 STK490	40 이하	110 - 0.0044(R/t)²	R/t ≤ 95	60
		7500/(R/t) - 9.0	95 < R/t ≤ 200	
	40 초과 100 이하	100 - 0.0034(R/t)²	R/t ≤ 100	
		7500/(R/t) - 9.0	100 < R/t ≤ 200	
SM490Y SM520 SMA520 STK500	40 이하	125 - 0.0057(R/t)²	R/t ≤ 70	-
		7500/(R/t) - 9.0	70 < R/t ≤ 200	
	40 초과 75 이하	115 - 0.0050(R/t)²	R/t ≤ 90	
		7500/(R/t) - 9.0	90 < R/t ≤ 200	
	75 초과 100 이하	115 - 0.0050(R/t)²	R/t ≤ 90	
		7500/(R/t) - 9.0	90 < R/t ≤ 200	
SM570 SMA570	40 이하	155 - 0.0106(R/t)²	R/t ≤ 60	-
		7500/(R/t) - 9.0	60 < R/t ≤ 200	
	40 초과 75 이하	150 - 0.0096(R/t)²	R/t ≤ 60	
		7500/(R/t) - 9.0	60 < R/t ≤ 200	
	75 초과 100 이하	145 - 0.0087(R/t)²	R/t ≤ 65	
		7500/(R/t) - 9.0	65 < R/t ≤ 200	

(3) 축방향 압축응력과 전단응력을 동시에 받는 경우

$$f/fa + (v/va)^2 \leq 1.0$$

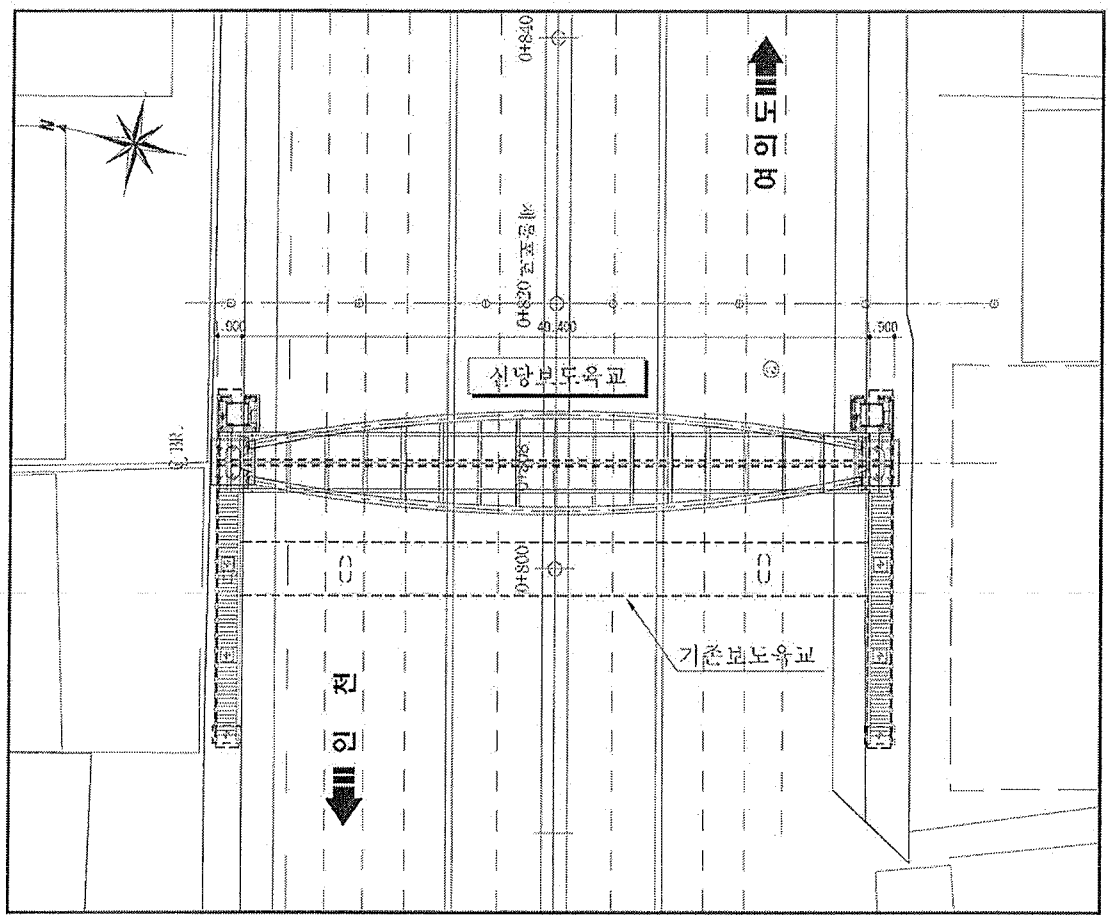
여기서, f : 수직응력(MPa), 압축응력과 휨압축응력의 합
v : 전단응력(MPa)
fa : 수직응력에 대한 허용응력(MPa)
va : 전단응력에 대한 허용응력(MPa)

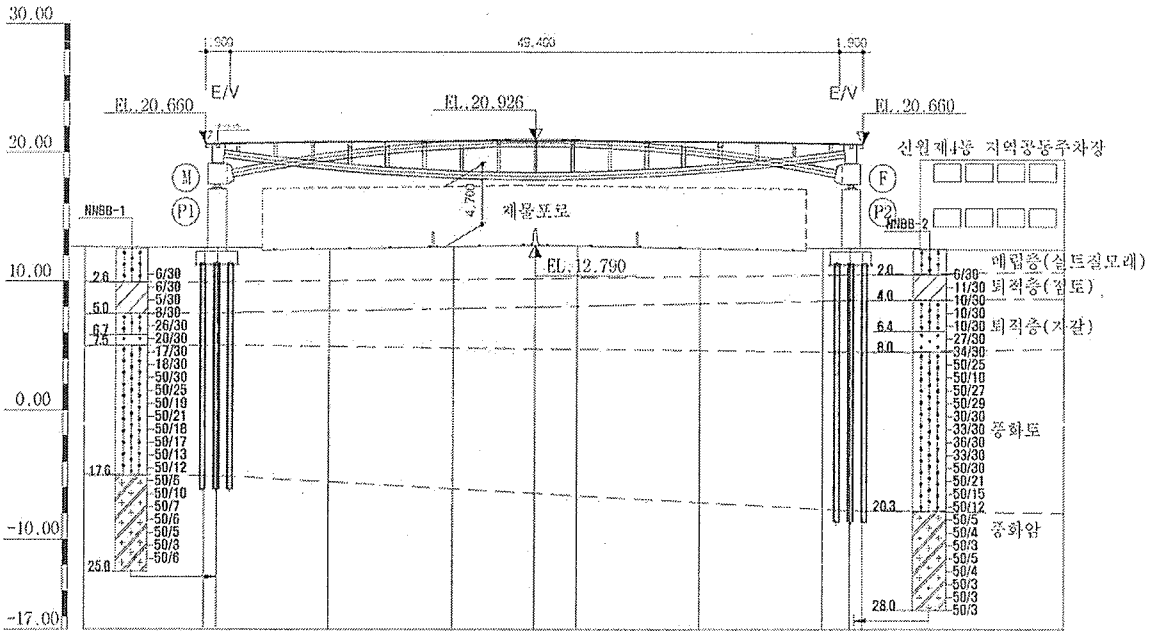
1.9 참고문헌

구 분	참 고 문 헌	저 자	발행연도
1	도로교설계기준	국토해양부	2010
2	콘크리트 구조설계기준 및 해설	한국콘크리트학회	2012
3	구조물 기초 설계기준	한국지반공학회	2009
4	도로설계편람	건설교통부	2008
5	도로설계요령	한국도로공사	2001

제2장 교량현황

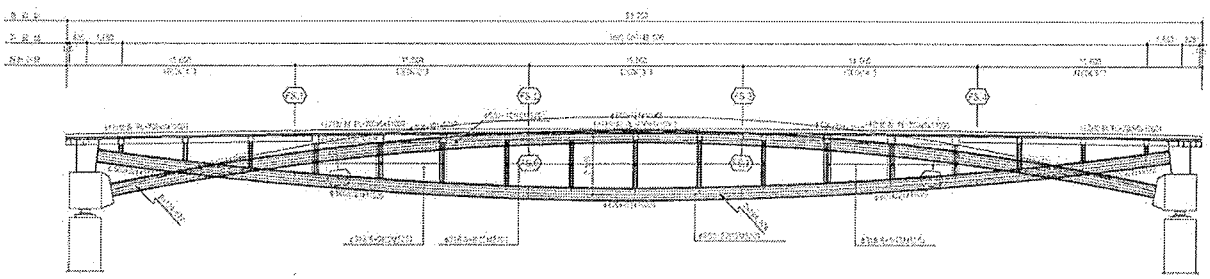
2.1 종단면도



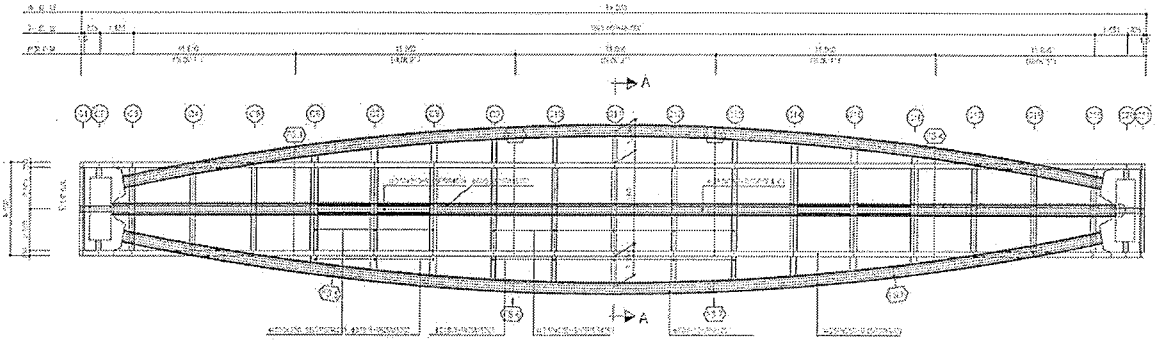


2.2 일반도

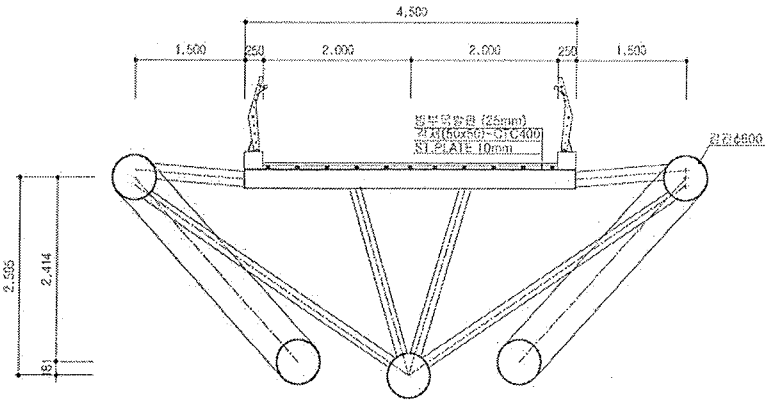
종단면도



평면도



단면 A-A



제3장 설계하중

3.1 설계하중

3.1.1 고정하중

(1) 강재 자중 및 콘크리트 자중
- 프로그램내 자동고려(10%할증)

(2) 2차 사하중

구 분	하 중 산 정							
□-각형강관 (50x50x3.2t)	0.047	kN/m	x	11 ea	/	4.0 m	=	0.129 kN/m²
합성목재 발판	0.025	m	x	14.8	kN/m³		=	0.370 kN/m²
합 계							=	0.500 kN/m²

구 분	하 중 산 정				
난 간	1.000	/	0.25	=	4.000 kN/m

3.1.2 활하중

(1) 바닥판 및 바닥틀 검토시

5×10^{-3} MPa

(2) 주구조 검토시

지간길이(m)	L<80	80≤L<130	130≤L<200	L≥200
하 중 (MPa)	**$3.5x10^{-3}$**	$(4.3-0.01L)x10^{-3}$	$3.0x10^{-3}$	0.6/L

여기서, L : 주거더등의 지간(m)

3.1.3 온도하중

구 분		기준온도 (℃)	온도변화 (℃)	선팽창계수
강 교	상시하중	+ 15	± 35	1.2×10^{-5}
	받침 이동량	+ 15	± 25	1.2×10^{-5}

3.1.4 풍하중

구 분	풍하중(kN/m²)	
	풍상측	풍하측
강관	1.0 kN/m²	0.5 kN/m²
각관	2.0 kN/m²	1.0 kN/m²

좌우측면 풍하중
좌우측 아치리브 풍하중
중앙부 아치리브 풍하중
사보강재 풍하중

3.1.5 설하중

설하중 = 눈의 평균단위중량 x 설계적설깊이

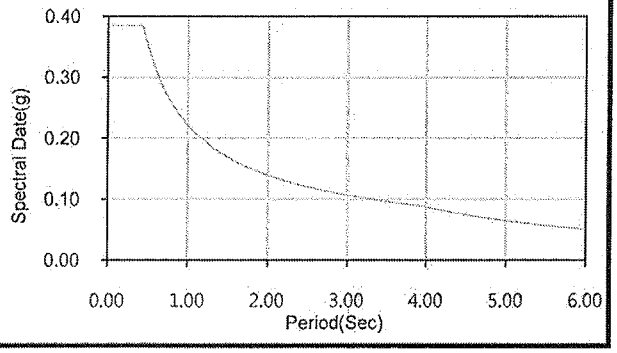
- 규정활하중 외에 고려해야 할 설하중은 보통 1,000N/m²(압축된 눈으로 두께 약 150mm) 정도

3.1.6 지점침하

- 10mm 적용

3.1.7 지진하중

구 분	적 용 사 항
지진구역	지진구역 I
내진등급	내진1등급
평균재현주기	1000년
지진구역계수	0.110
위험도계수	1.400
가속도계수 (A)	0.154
지반종류	지반종류 III
지반계수 (S)	1.500



3.2 하중조합

- 도로교 설계기준

구 분	하 중 조 합	증가계수
1	주하중 + 주하중에 상당하는 특수하중 + 온도변화의 영향	1.15
2	주하중 + 주하중에 상당하는 특수하중 + 풍하중	1.25
3	주하중 + 주하중에 상당하는 특수하중 + 온도변화의 영향 + 풍하중	1.35
4	주하중 + 주하중에 상당하는 특수하중 + 풍하중 + 제동하중	1.25
5	주하중 + 주하중에 상당하는 특수하중 + 충돌하중	1.70
6	풍하중만 고려할 때	1.20

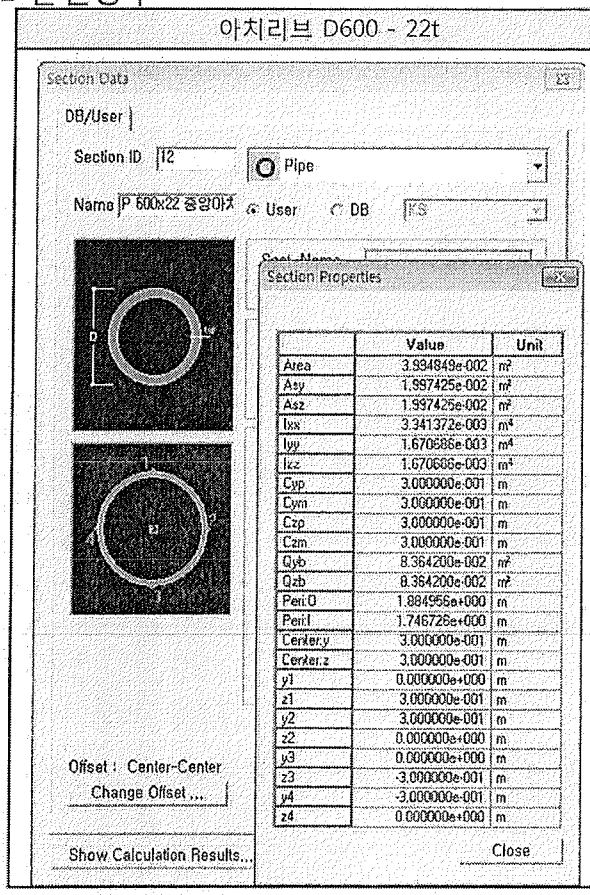
- 설계하중 조합

구 분	하 중 조 합	증가계수
1	고정하중 + 활하중 + 설하중 + 지점침하	1.00
2	고정하중 + 활하중 + 설하중 + 지점침하 + 온도하중	1.15
3	고정하중 + 활하중 + 설하중 + 지점침하 + 풍하중	1.25
4	고정하중 + 설하중 + 지점침하 + 풍하중	1.25
5	고정하중 + 활하중 + 설하중 + 지점침하 + 온도하중 + 풍하중	1.35

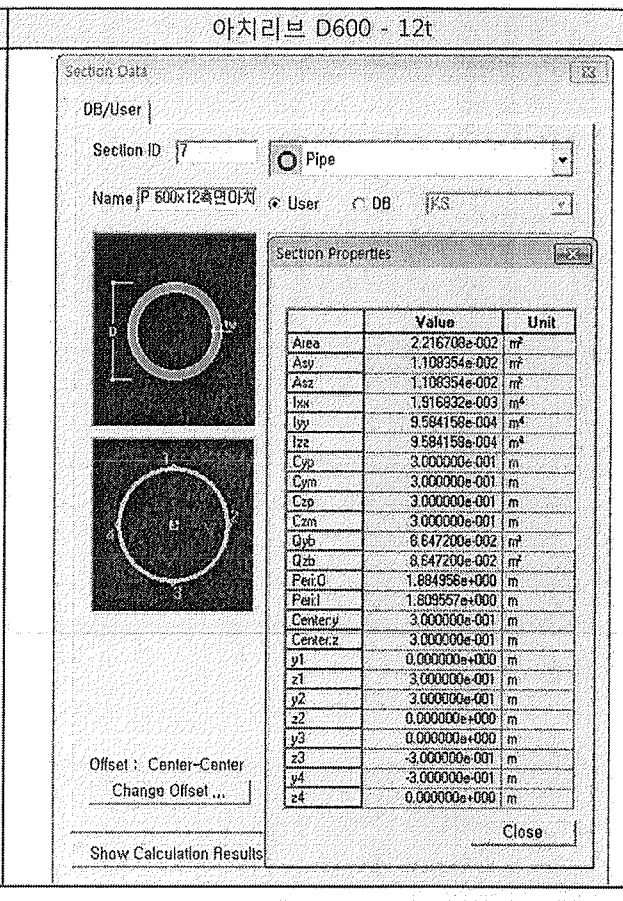
제4장 구조해석

4.1 단면상수

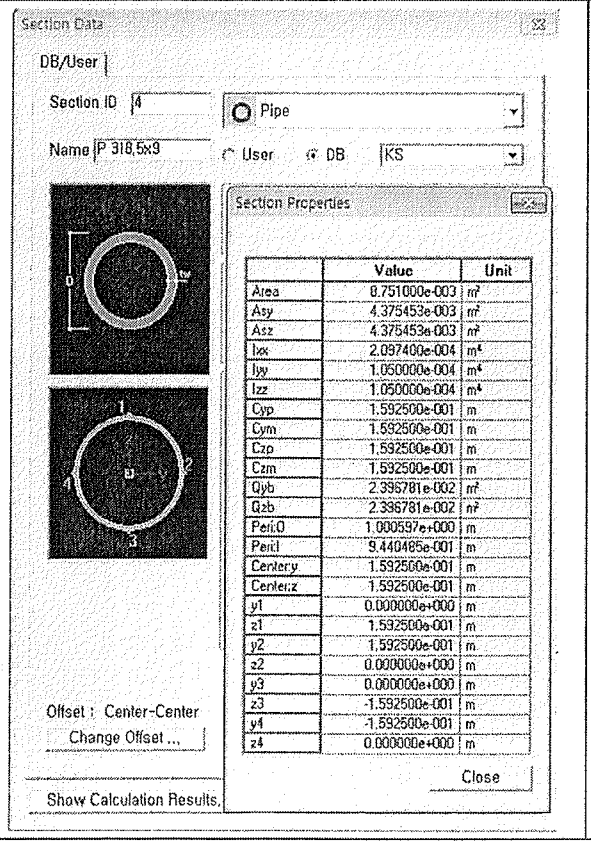
아치리브 D600 - 22t



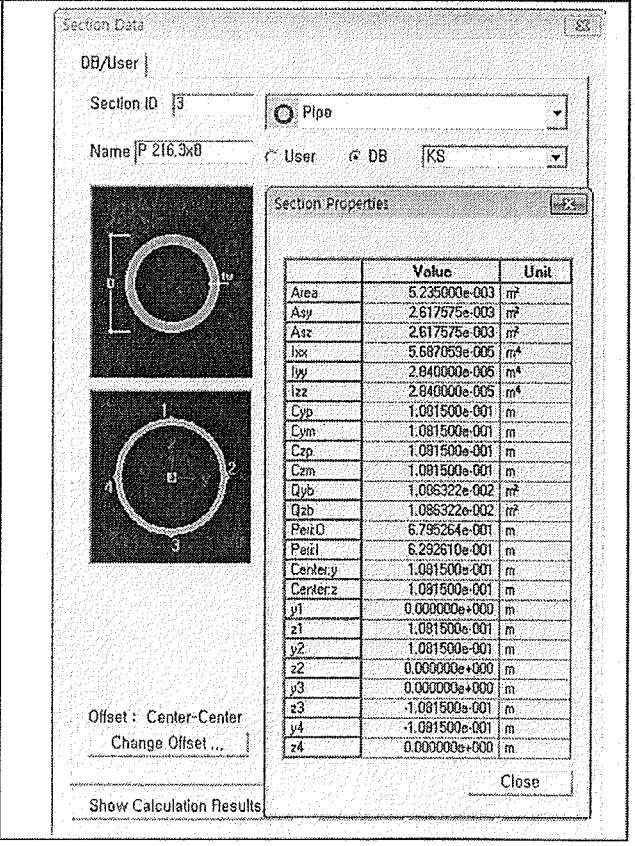
아치리브 D600 - 12t



보강형거더 D318.5 - 9t



사재 D216.3 - 8t



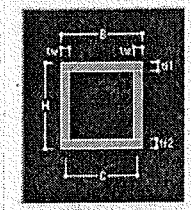
종방향 거더 및 가로보 B350x350x9

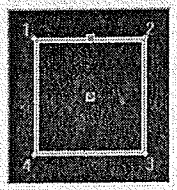
Section Data

DB/User

Section ID 1 | Box

Name B 350x350x9 | User | DB | KS





Offset : Center-Top

Change Offset ...

Show Calculation Results...

Section Properties

	Value	Unit
Area	1.207000e-002	m²
Asy	6.300000e-003	m²
Asz	6.300000e-003	m²
Ixx	3.568663e-004	m⁴
Iyy	2.320000e-004	m⁴
Izz	2.320000e-004	m⁴
Cyp	1.750000e-001	m
Cym	1.750000e-001	m
Czp	1.750000e-001	m
Czm	1.750000e-001	m
Qyb	4.361550e-002	m²
Qzb	4.361550e-002	m²
PeriO	1.400000e+000	m
PeriI	1.328000e+000	m
Centery	1.750000e-001	m
Centerz	1.750000e-001	m
y1	-1.750000e-001	m
z1	1.750000e-001	m
y2	1.750000e-001	m
z2	1.750000e-001	m
y3	1.750000e-001	m
z3	-1.750000e-001	m
y4	-1.750000e-001	m
z4	-1.750000e-001	m

Close

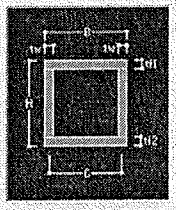
종방향 거더 및 가로보 B250x250x9

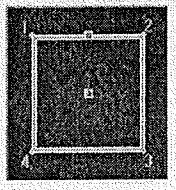
Section Data

DB/User

Section ID 104 | Box

Name B 250x250x9 | User | DB | KS





Offset : Center-Top

Change Offset ...

Show Calculation Results...

Section Properties

	Value	Unit
Area	9.467000e-003	m²
Asy	4.500000e-003	m²
Asz	4.500000e-003	m²
Ixx	1.259776e-004	m⁴
Iyy	8.090000e-005	m⁴
Izz	8.090000e-005	m⁴
Cyp	1.250000e-001	m
Cym	1.250000e-001	m
Czp	1.250000e-001	m
Czm	1.250000e-001	m
Qyb	2.179050e-002	m²
Qzb	2.179050e-002	m²
PeriO	1.000000e+000	m
PeriI	9.280000e-001	m
Centery	1.250000e-001	m
Centerz	1.250000e-001	m
y1	-1.250000e-001	m
z1	1.250000e-001	m
y2	1.250000e-001	m
z2	1.250000e-001	m
y3	1.250000e-001	m
z3	-1.250000e-001	m
y4	-1.250000e-001	m
z4	-1.250000e-001	m

Close

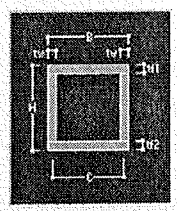
아치지점부 가로보 900x1500x22x20

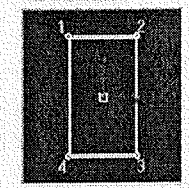
Section Data

DB/User

Section ID 11 | Box

Name 아치크로스박스 | User | DB | KS





Offset : Center-Center

Change Offset ...

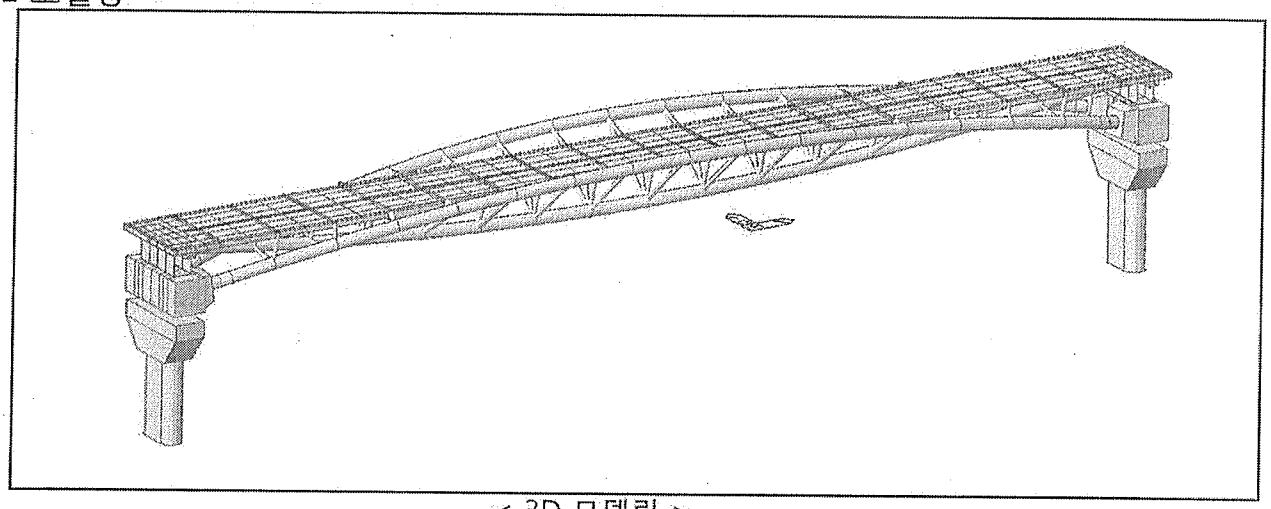
Show Calculation Results...

Section Properties

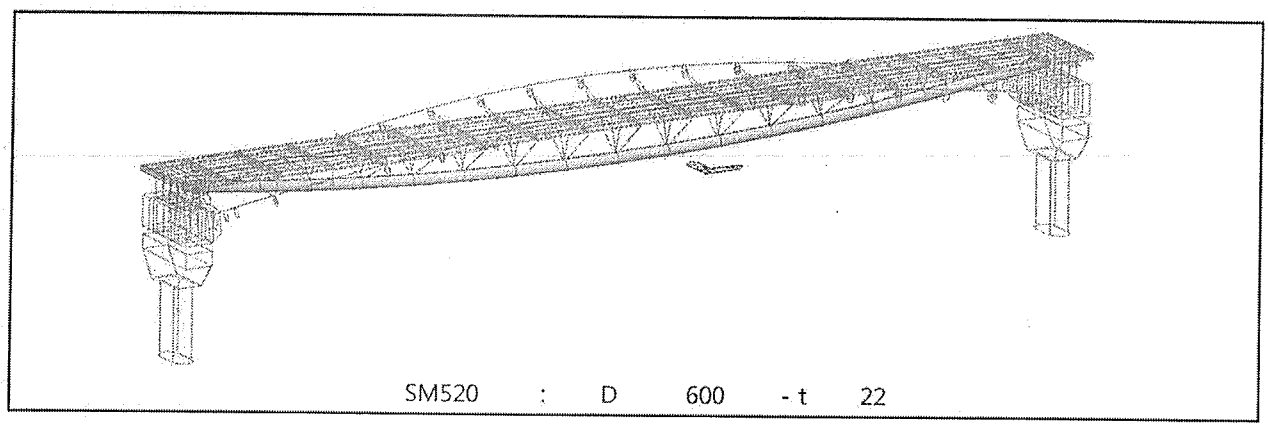
	Value	Unit
Area	9.612000e-002	m²
Asy	3.780000e-002	m²
Asz	6.000000e-002	m²
Ixx	2.921870e-002	m⁴
Iyy	3.098631e-002	m⁴
Izz	1.384420e-002	m⁴
Cyp	4.500000e-001	m
Cym	4.500000e-001	m
Czp	7.630449e-001	m
Czm	7.369551e-001	m
Qyb	6.149281e-001	m²
Qzb	4.067357e-001	m²
PeriO	4.800000e+000	m
PeriI	4.636000e+000	m
Centery	4.500000e-001	m
Centerz	7.369551e-001	m
y1	-4.500000e-001	m
z1	7.630449e-001	m
y2	4.500000e-001	m
z2	7.630449e-001	m
y3	4.500000e-001	m
z3	-7.369551e-001	m
y4	-4.500000e-001	m
z4	-7.369551e-001	m

Close

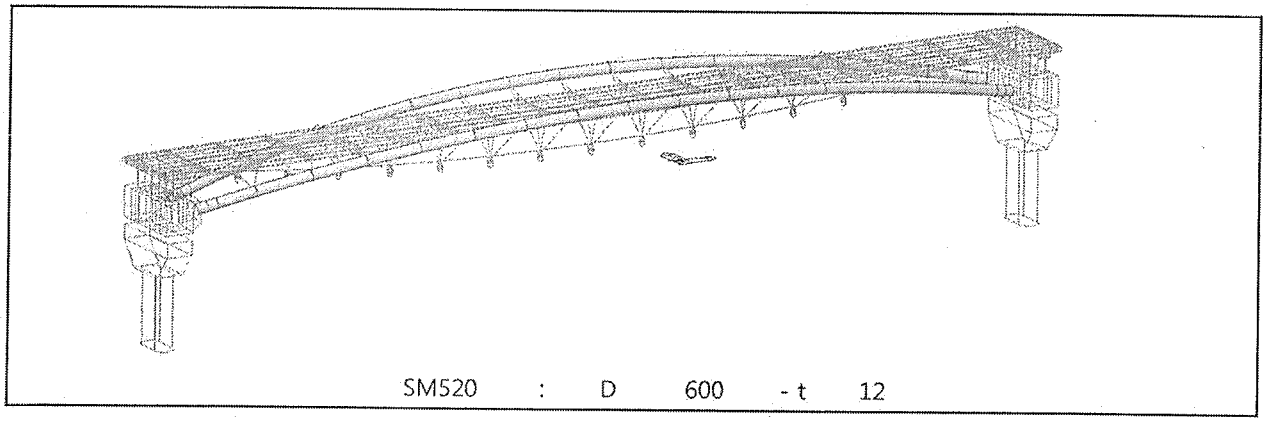
4.2 모델링



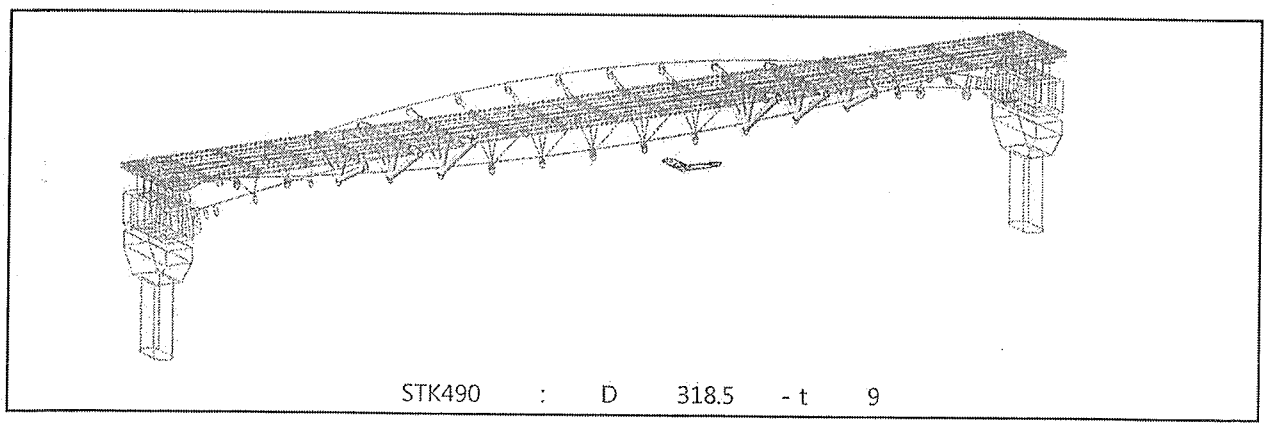
< 3D 모델링 >



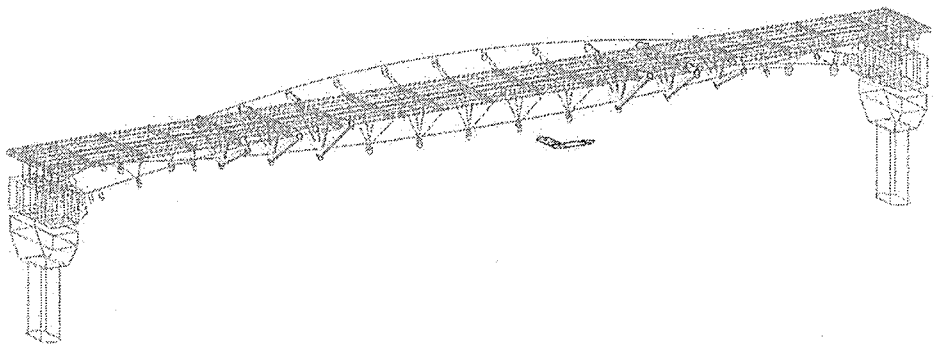
SM520 : D 600 - t 22



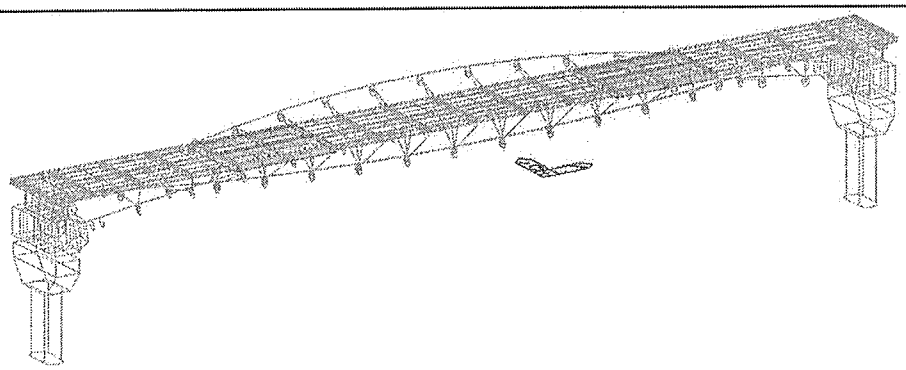
SM520 : D 600 - t 12



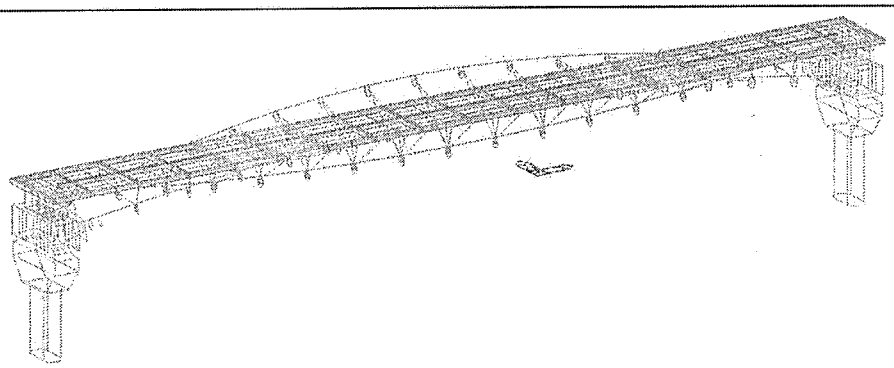
STK490 : D 318.5 - t 9



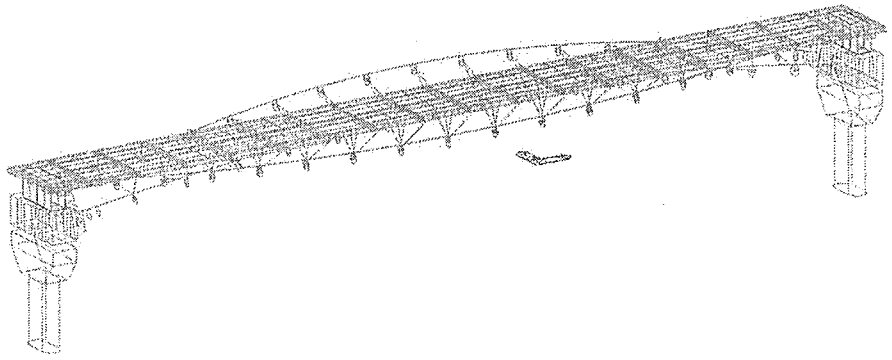
STK490 : D 216.3 - t 8



SPSR400 : 350 X 350 X 9



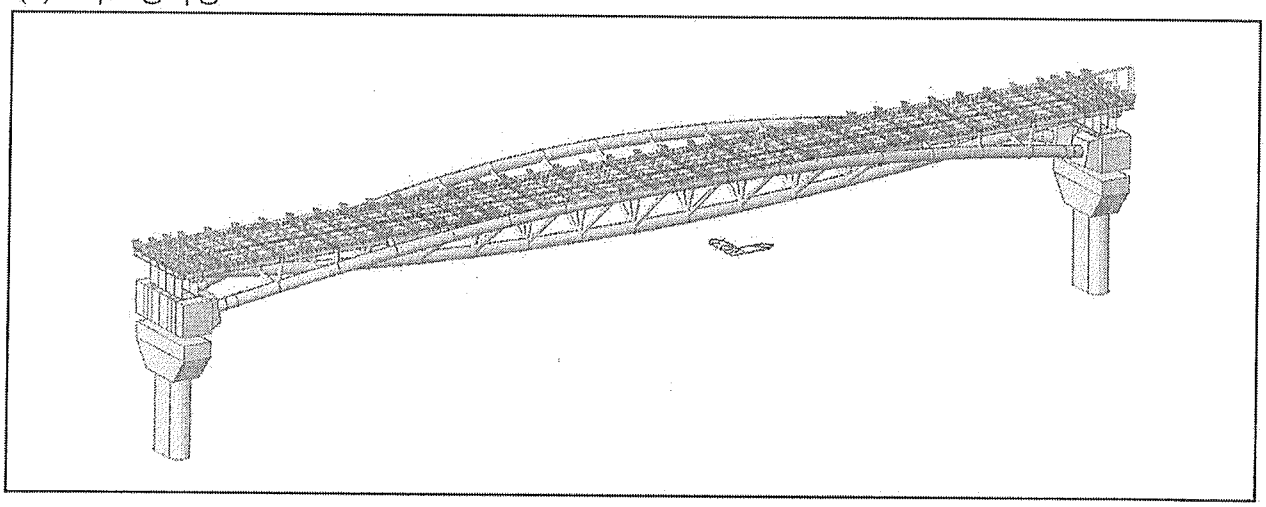
SPSR400 : 250 X 250 X 9



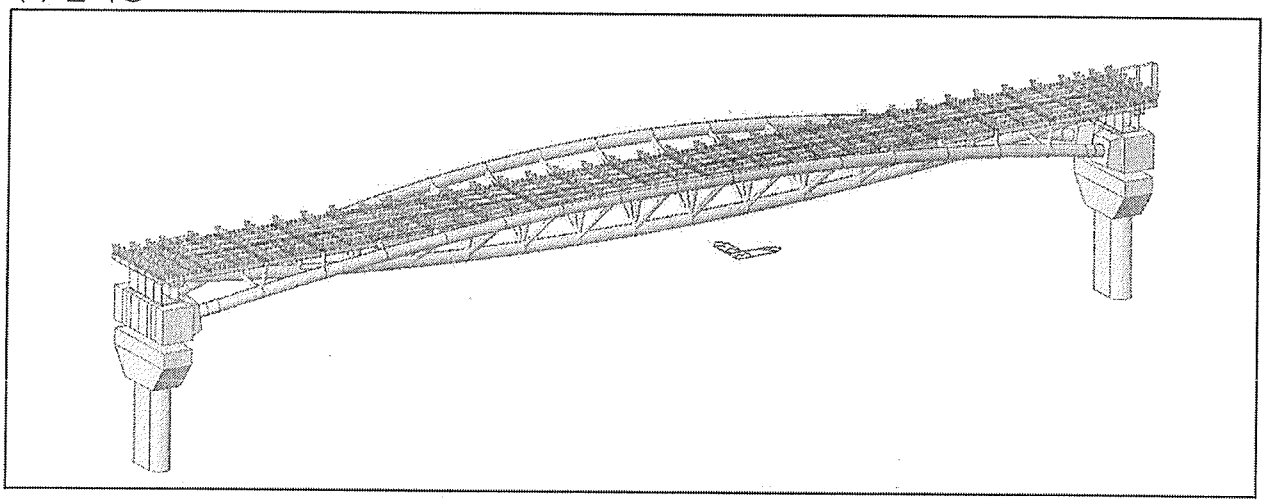
SM400 : 900 X 1500 X 22 X 20

4.3 하중재하도

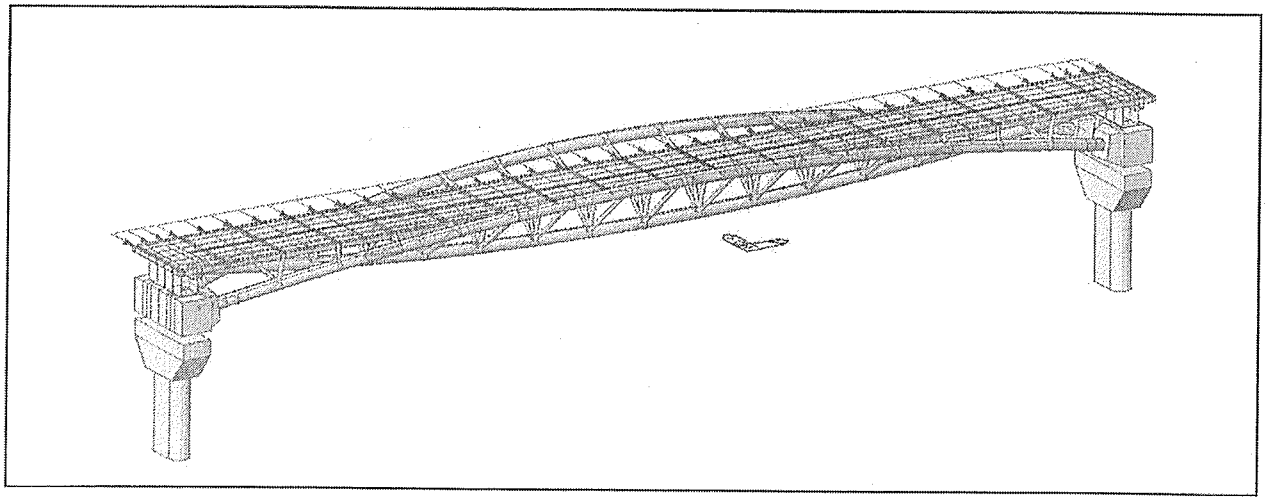
(1) 2차고정하중



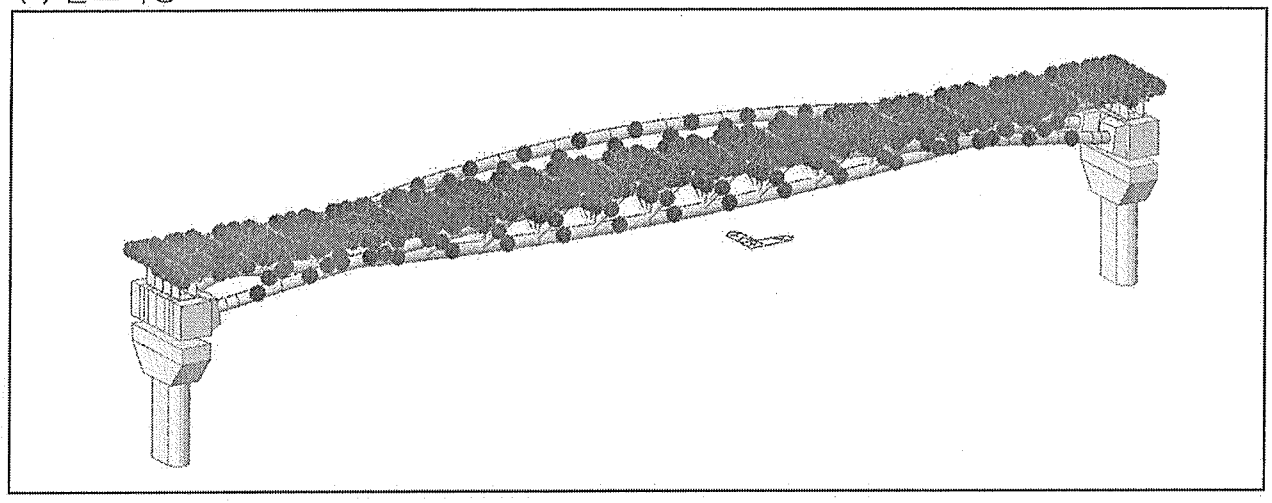
(3) 활하중



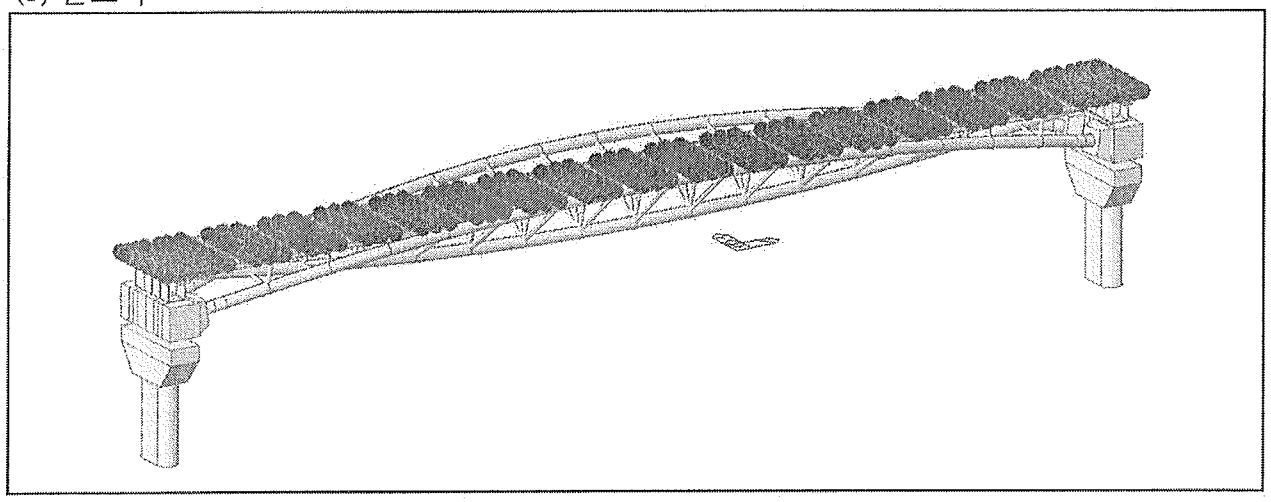
(3) 풍하중



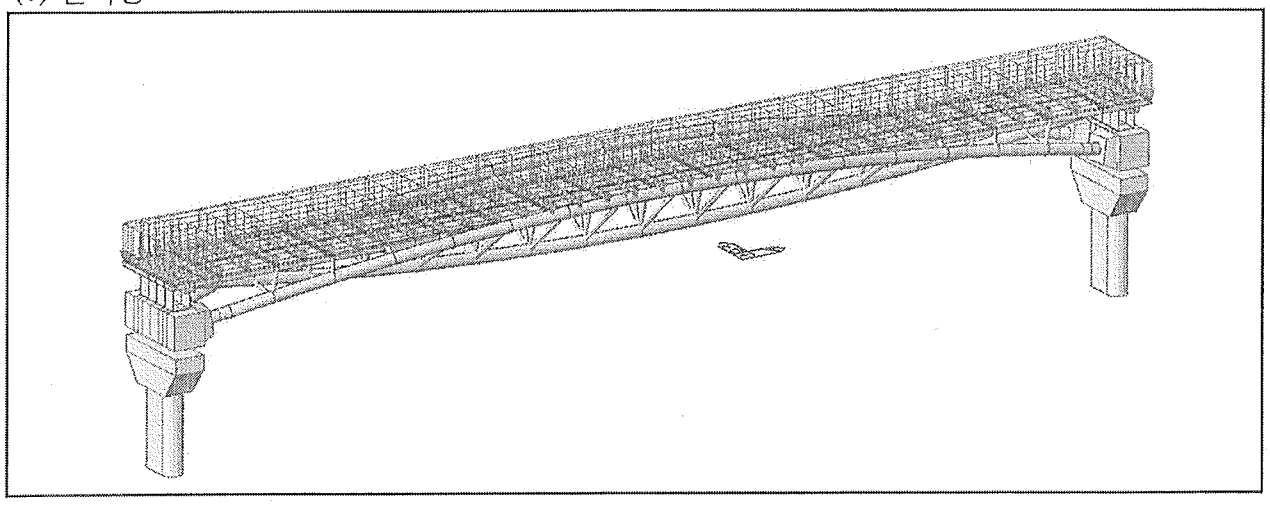
(4) 온도하중



(5) 온도차

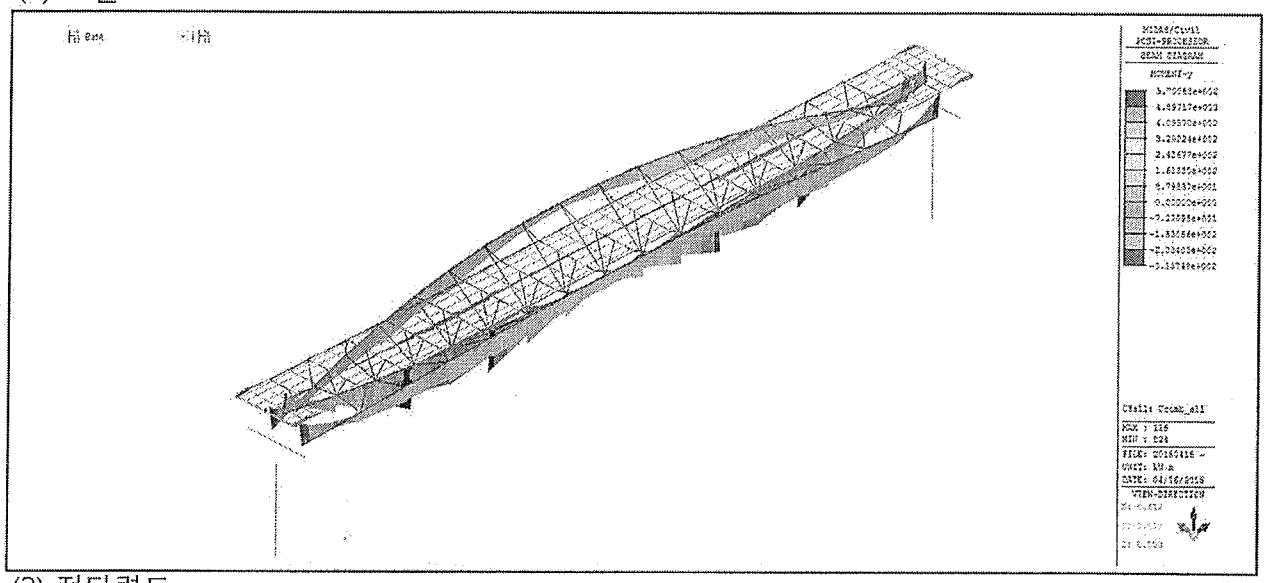


(6) 설하중

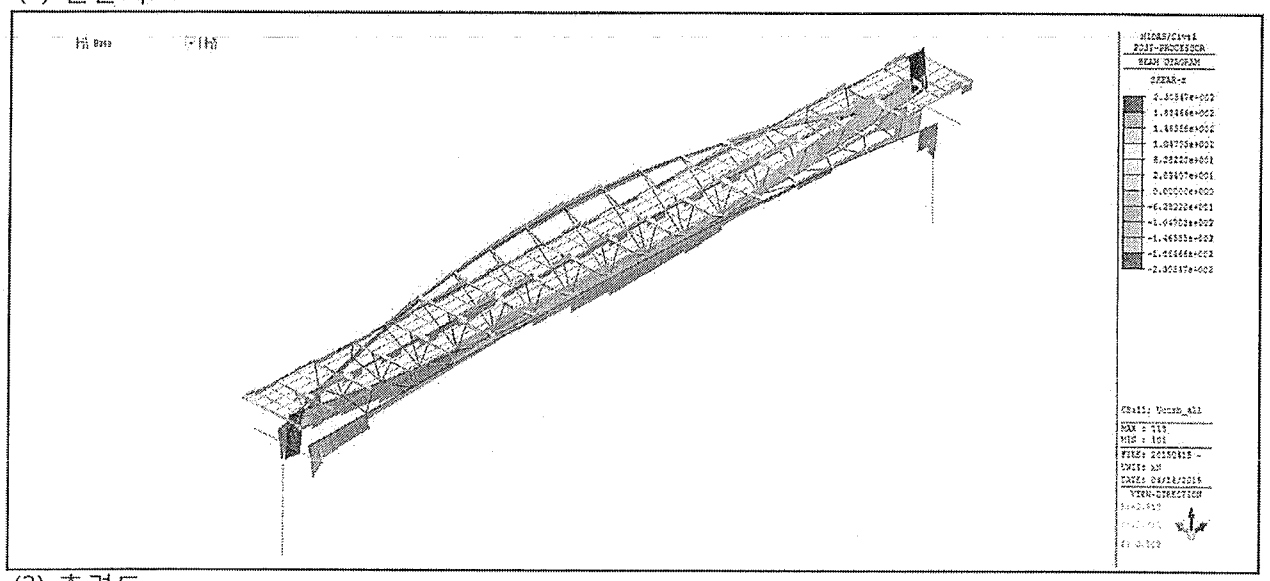


4.4 단면력도

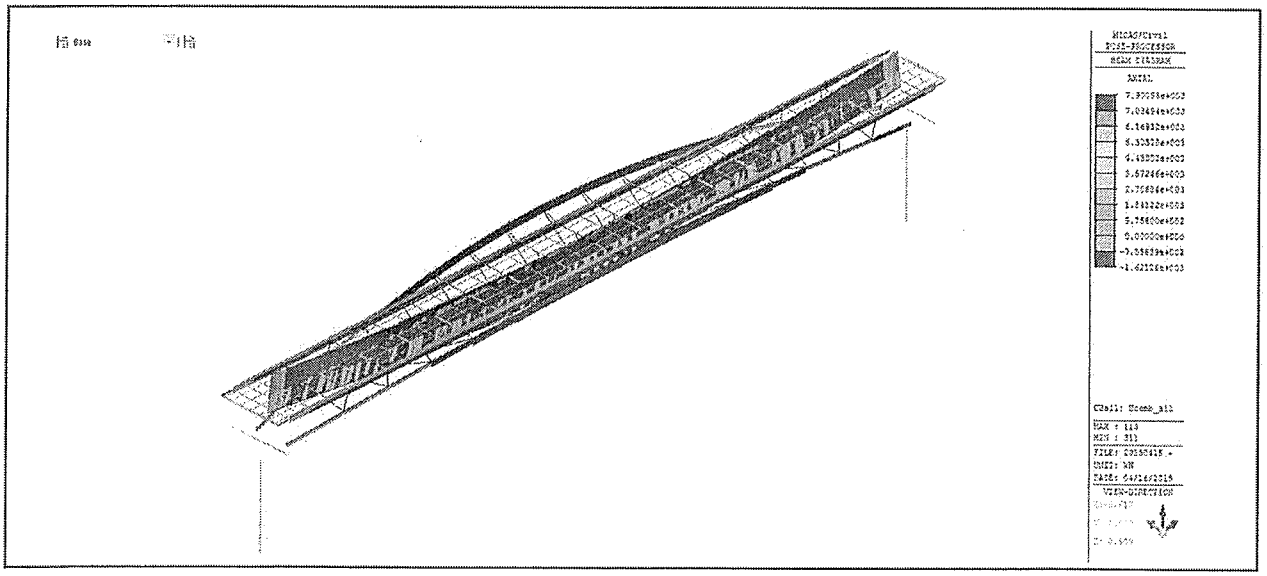
(1) 모멘트도



(2) 전단력도

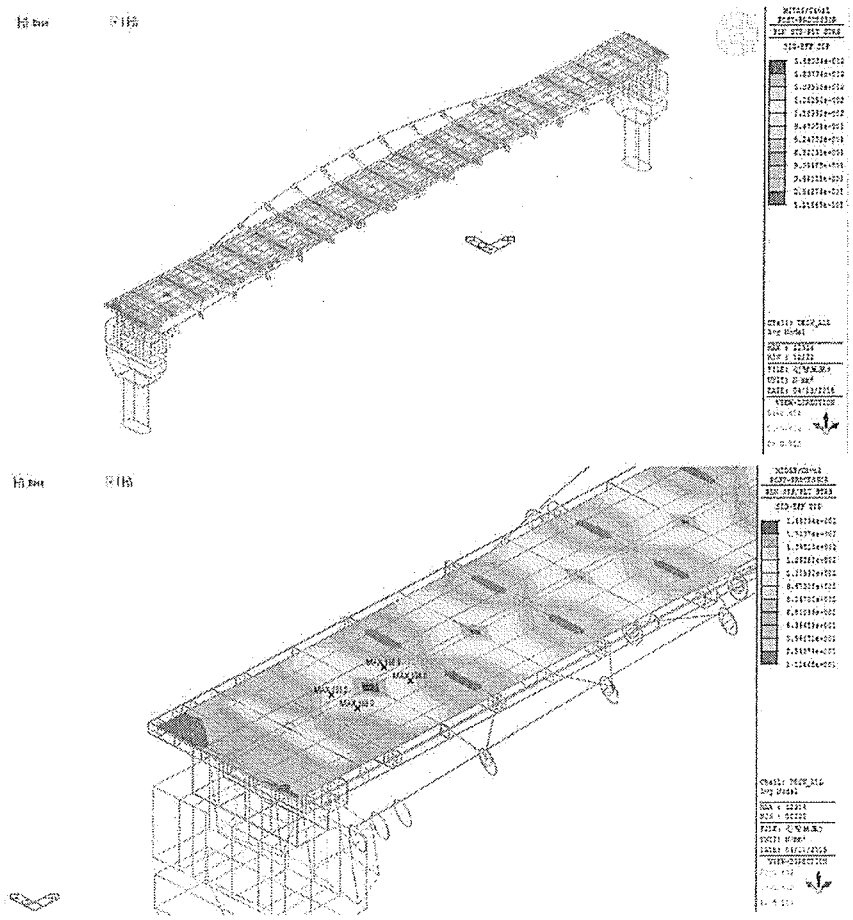


(3) 축력도



제5장 바닥판 설계

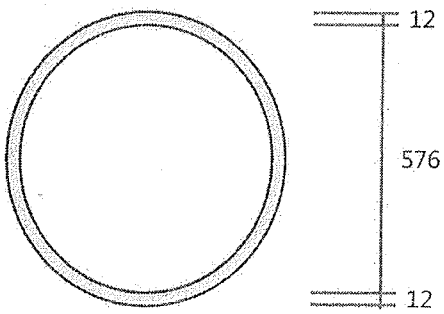
(1) 바닥판의 응력검토 (SM 520)

작용응력(Von Mises) (MPa)	허용응력(MPa)	검 토
 최대응력 : 168.0	210	O.K.

제6장 아치리브 설계

6.1 아치리브 1 : STK 520 , D 600 - t 12

(1) 설계 단면 (ELEMENT - 207 - J (MAX))



(2) 단면계수

구 분	단 면 계 수			중립축에서 거리			
아치리브	A	2.21671E-02	m^2	steel		y(m)	z(m)
	I_y	9.58416E-04	m^4		1	0.3000	0.3000
	I_z	9.58416E-04	m^4		2	-0.3000	-0.3000

(3) 단면력

구 분	F(kN)	S_y(kN)	S_z(kN)	M_T(kN-m)	M_y(kN-m)	M_z(kN-m)
고정하중	-464.8	15.7	2.4	3.9	73.7	26.6
활하중	-122.1	4.6	3.5	5.3	67.3	6.7
풍하중	-120.0	2.0	1.7	4.5	3.8	1.6
온도하중	-447.6	12.4	1.2	2.9	7.0	23.5
설하중	-98.6	3.3	1.0	0.4	15.5	5.7
지점침하	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

(4) 단면의 각 하중별 응력 산정

* 압축 응력을 '-'로 표기

하 중	Mat.	검토 위치	P/A	$M_y z/I_y$	$M_z y/I_z$	Σ(MPa)
고정하중	steel	1	-20.970	-23.082	-8.333	-52.384
		2	-20.970	23.082	8.333	10.445
활하중	steel	1	-5.508	-21.069	-2.097	-28.675
		2	-5.508	21.069	2.097	17.658
풍하중	steel	1	-5.412	-1.177	-0.491	-7.080
		2	-5.412	1.177	0.491	-3.744
온도하중	steel	1	-20.194	-2.175	-7.353	-29.722
		2	-20.194	2.175	7.353	-10.666
설하중	steel	1	-4.449	-4.858	-1.775	-11.082
		2	-4.449	4.858	1.775	2.184
지점침하	steel	1	0.000	0.000	0.000	0.000
		2	0.000	0.000	0.000	0.000

(5) 하중조합 후 단면의 응력 산정

1) 하중 조합

하중조합	고정하중	활하중	풍하중	온도하중	설하중	지점침하	지진하중		증가계수
Comb1	1.0	1.0			1.0	1.0			1.00
Comb2	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0			1.15
Comb3	1.0	1.0	0.5		1.0	1.0			1.25
Comb4	1.0		1.0		1.0	1.0			1.25
Comb5	1.0	1.0	0.5	1.0	1.0	1.0			1.35

2) 하중조합별 축응력

Combination	Mat.	검토 위치	P/A	$M_y z/I_y$	$M_z y/I_z$	Σ(MPa)
Comb1	steel	1	-30.927	-49.009	-12.205	-92.140
		2	-30.927	49.009	12.205	30.287
Comb2	steel	1	-44.453	-44.508	-17.006	-105.967
		2	-44.453	44.508	17.006	17.062
Comb3	steel	1	-26.906	-39.678	-9.960	-76.545
		2	-26.906	39.678	9.960	22.732
Comb4	steel	1	-24.665	-23.293	-8.479	-56.437
		2	-24.665	23.293	8.479	7.108
Comb5	steel	1	-39.872	-38.350	-14.669	-92.891
		2	-39.872	38.350	14.669	13.147

3) 하중조합별 전단응력

Combination	S_y(kN)	S_z(kN)	M_T(kN-m)
Comb1	23.560	6.920	9.590
Comb2	31.261	7.070	10.870
Comb3	19.636	6.228	9.452
Comb4	16.752	4.120	7.000
Comb5	27.359	6.663	10.907

$\nu = 2V/2\pi Rt$, $\nu = M_T/2\pi R^2 t$, (R = 300 mm, t= 12 mm)

하중조합	S_y에 의한 전단응력(MPa)	S_z에 의한 전단응력(MPa)	M_T에 의한 전단응력(MPa)	{max(S_y, S_z) + M_T}에 의한 전단응력(MPa)
Comb1	2.083	0.612	1.413	3.496
Comb2	2.764	0.625	1.602	4.366
Comb3	1.736	0.551	1.393	3.129
Comb4	1.481	0.364	1.032	2.513
Comb5	2.419	0.589	1.607	4.026

(6) 강재의 허용 응력 산정

1) 유효좌굴길이 및 단면2차 반지름

유효좌굴길이	L_y	3.0	m	단면2차 반지름	r_y	$\sqrt{(I_y / A)}$	0.208	m

2) 강재의 허용 응력

허용 응력	강 관
허용축방향인장응력	215 MPa
허용휨인장응력	215 MPa
국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력	215
	215.0 MPa
국부좌굴에 대한 허용 응력	215 = 215.0 MPa
허용축방향압축응력	$f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$ 여기서, f_{ca} : 허용축방향압축응력 f_{cag} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력 f_{cal} : 국부좌굴에 대한 허용응력 f_{cao} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값
	215.0 MPa
허용전단응력	- 보강재를 설치하는 경우 : $125-0.0057(R/t)^2$
	121 MPa

(7) 부재의 응력 검토

1) 관이 축방향 압축응력과 전단응력을 동시에 받는 경우

$f/f_a + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1$

Combination	f	f_a	υ	υ_a	f/f_a	υ/υ_a	$(f/f_a)+(\upsilon/\upsilon_a)^2$	검 토
Comb1	92.1	215.0	3.5	121.4	0.429	0.029	0.429	O.K.
Comb2	106.0		4.4		0.493	0.036	0.494	O.K.
Comb3	76.5		3.1		0.356	0.026	0.357	O.K.
Comb4	56.4		2.5		0.262	0.021	0.263	O.K.
Comb5	92.9		4.0		0.432	0.033	0.433	O.K.

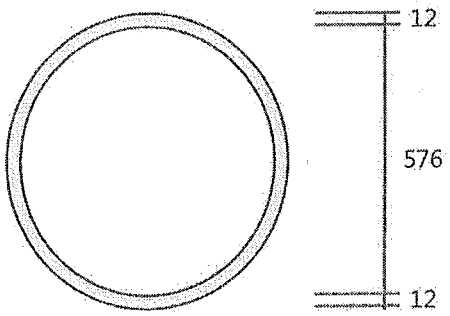
(8) 보강재 검토

1) 환보강재 간격(최대간격 : 바깥지름의 3배)

R/t = 25.0 < 30 이므로 보강재 생략가능

6.2 아치리브 1 : STK 520 , D 600 - t 12

(1) 설계 단면 (ELEMENT - 207 - J (MIN))



(2) 단면계수

구 분	단 면 계 수			중립축에서 거리			
아치리브	A	2.21671E-02	m^2	steel		y(m)	z(m)
	I_y	9.58416E-04	m^4		1	0.3000	0.3000
	I_z	9.58416E-04	m^4		2	-0.3000	-0.3000

(3) 단면력

구 분	F(kN)	S_y(kN)	S_z(kN)	M_T(kN-m)	M_y(kN-m)	M_z(kN-m)
고정하중	-464.8	15.7	2.4	3.9	73.7	26.6
활하중	-306.8	10.2	0.3	6.8	19.1	17.6
풍하중	-119.8	2.4	1.7	4.3	3.7	1.8
온도하중	-52.3	2.3	11.1	0.1	55.6	4.2
설하중	-98.6	3.3	1.0	0.4	15.5	5.7
지점침하	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

(4) 단면의 각 하중별 응력 산정 · 압축 응력을 '-'로 표기

하 중	Mat.	검토 위치	P/A	$M_y z/I_y$	$M_z y/I_z$	Σ(MPa)
고정하중	steel	1	-20.970	-23.082	-8.333	-52.384
		2	-20.970	23.082	8.333	10.445
활하중	steel	1	-13.838	-5.963	-5.518	-25.320
		2	-13.838	5.963	5.518	-2.357
풍하중	steel	1	-5.405	-1.168	-0.570	-7.143
		2	-5.405	1.168	0.570	-3.668
온도하중	steel	1	-2.358	-17.413	-1.321	-21.092
		2	-2.358	17.413	1.321	16.376
설하중	steel	1	-4.449	-4.858	-1.775	-11.082
		2	-4.449	4.858	1.775	2.184
지점침하	steel	1	0.000	0.000	0.000	0.000
		2	0.000	0.000	0.000	0.000

(5) 하중조합 후 단면의 응력 산정

1) 하중 조합

하중조합	고정하중	활하중	풍하중	온도하중	설하중	지점침하	지진하중		증가계수
Comb1	1.0	1.0			1.0	1.0			1.00
Comb2	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0			1.15
Comb3	1.0	1.0	0.5		1.0	1.0			1.25
Comb4	1.0		1.0		1.0	1.0			1.25
Comb5	1.0	1.0	0.5	1.0	1.0	1.0			1.35

2) 하중조합별 축응력

Combination	Mat.	검토 위치	P/A	$M_y z/I_y$	$M_z y/I_z$	Σ(MPa)
Comb1	steel	1	-39.257	-33.903	-15.626	-88.785
		2	-39.257	33.903	15.626	10.272
Comb2	steel	1	-36.187	-44.623	-14.736	-95.546
		2	-36.187	44.623	14.736	23.172
Comb3	steel	1	-33.568	-27.589	-12.729	-73.885
		2	-33.568	27.589	12.729	6.750
Comb4	steel	1	-24.659	-23.286	-8.542	-56.487
		2	-24.659	23.286	8.542	7.168
Comb5	steel	1	-32.828	-38.444	-12.764	-84.036
		2	-32.828	38.444	12.764	18.381

3) 하중조합별 전단응력

Combination	S_y(kN)	S_z(kN)	M_T(kN-m)
Comb1	29.170	3.670	11.140
Comb2	27.339	12.817	9.757
Comb3	24.296	3.628	10.632
Comb4	17.096	4.120	6.880
Comb5	24.178	11.559	9.904

$\nu = 2V/2\pi Rt$, $\nu = M_T/2\pi R^2 t$, (R = 300 mm, t= 12 mm)

하중조합	S_y에 의한 전단응력(MPa)	S_z에 의한 전단응력(MPa)	M_T에 의한 전단응력(MPa)	{max(S_y, S_z) + M_T}에 의한 전단응력(MPa)
Comb1	2.579	0.324	1.642	4.221
Comb2	2.417	1.133	1.438	3.855
Comb3	2.148	0.321	1.567	3.715
Comb4	1.512	0.364	1.014	2.525
Comb5	2.138	1.022	1.459	3.597

(6) 강재의 허용 응력 산정

1) 유효좌굴길이 및 단면2차 반지름

유효좌굴길이	L_y	3.0	m	단면2차 반지름	r_y	$\sqrt{(I_y / A)}$	0.208	m

2) 강재의 허용 응력

허용 응력	강 관
허용축방향인장응력	215 MPa
허용휨인장응력	215 MPa
국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력	215
	215.0 MPa
국부좌굴에 대한 허용 응력	215 = 215.0 MPa
허용축방향압축응력	$f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$ 여기서, f_{ca} : 허용축방향압축응력 f_{cag} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력 f_{cal} : 국부좌굴에 대한 허용응력 f_{cao} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값
	215.0 MPa
허용전단응력	- 보강재를 설치하는 경우 : $125-0.0057(R/t)^2$
	121 MPa

(7) 부재의 응력 검토

1) 관이 축방향 압축응력과 전단응력을 동시에 받는 경우

$f/f_a + (v/v_a)^2 \leq 1$

Combination	f	f_a	υ	υ_a	f/f_a	υ/υ_a	$(f/f_a)+(\upsilon/\upsilon_a)^2$	검 토
Comb1	88.8	215.0	4.2	121.4	0.413	0.035	0.414	O.K.
Comb2	95.5		3.9		0.444	0.032	0.445	O.K.
Comb3	73.9		3.7		0.344	0.031	0.345	O.K.
Comb4	56.5		2.5		0.263	0.021	0.263	O.K.
Comb5	84.0		3.6		0.391	0.030	0.392	O.K.

(8) 보강재 검토

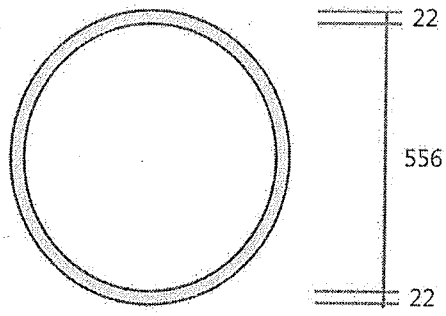
1) 환보강재 간격(최대간격 : 바깥지름의 3배)

R/t = 25.0 < 30 이므로 보강재 생략가능

제7장 보강형 거더 설계

7.1 보강형 거더 : STK 520 , D 600 - t 22

(1) 설계 단면 (ELEMENT - 104 - J (MAX))



(2) 단면계수

구 분	단 면 계 수			중립축에서 거리			
아치리브	A	3.99485E-02	m^2	steel		y(m)	z(m)
	I_y	1.67069E-03	m^4		1	0.3000	0.3000
	I_z	1.67069E-03	m^4		2	-0.3000	-0.3000

(3) 단면력

구 분	F(kN)	S_y(kN)	S_z(kN)	M_T(kN-m)	M_y(kN-m)	M_z(kN-m)
고정하중	2514.4	0.0	30.6	0.1	186.9	0.0
활하중	1644.5	2.2	7.8	15.3	120.0	1.0
풍하중	0.0	0.7	0.0	6.6	0.0	7.8
온도하중	71.5	0.0	8.7	0.0	21.4	0.0
설하중	528.7	0.0	6.9	0.0	38.8	0.0
지점침하	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

(4) 단면의 각 하중별 응력 산정

• 압축 응력을 '-'로 표기

하 중	Mat.	검토 위치	P/A	$M_y z/I_y$	$M_z y/I_z$	Σ(MPa)
고정하중	steel	1	62.941	-33.554	-0.004	29.383
		2	62.941	33.554	0.004	96.498
활하중	steel	1	41.166	-21.544	-0.183	19.439
		2	41.166	21.544	0.183	62.894
풍하중	steel	1	0.000	-0.002	-1.395	-1.397
		2	0.000	0.002	1.395	1.397
온도하중	steel	1	1.790	-3.850	0.000	-2.060
		2	1.790	3.850	0.000	5.640
설하중	steel	1	13.236	-6.973	0.000	6.263
		2	13.236	6.973	0.000	20.208
지점침하	steel	1	0.000	0.000	0.000	0.000
		2	0.000	0.000	0.000	0.000

(5) 하중조합 후 단면의 응력 산정

1) 하중 조합

하중조합	고정하중	활하중	풍하중	온도하중	설하중	지점침하	지진하중		증가계수
Comb1	1.0	1.0			1.0	1.0			1.00
Comb2	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0			1.15
Comb3	1.0	1.0	0.5		1.0	1.0			1.25
Comb4	1.0		1.0		1.0	1.0			1.25
Comb5	1.0	1.0	0.5	1.0	1.0	1.0			1.35

2) 하중조합별 축응력

Combination	Mat.	검토 위치	P/A	$M_y z/I_y$	$M_z y/I_z$	Σ(MPa)
Comb1	steel	1	117.343	-62.071	-0.187	55.085
		2	117.343	62.071	0.187	179.600
Comb2	steel	1	103.594	-57.322	-0.162	46.109
		2	103.594	57.322	0.162	161.079
Comb3	steel	1	93.874	-49.657	-0.707	43.509
		2	93.874	49.657	0.707	144.239
Comb4	steel	1	60.941	-32.423	-1.119	27.400
		2	60.941	32.423	1.119	94.483
Comb5	steel	1	88.247	-48.831	-0.655	38.761
		2	88.247	48.831	0.655	137.733

3) 하중조합별 전단응력

Combination	S_y(kN)	S_z(kN)	M_T(kN-m)
Comb1	2.190	45.330	15.310
Comb2	1.904	47.009	13.313
Comb3	2.036	36.268	14.868
Comb4	0.584	30.008	5.280
Comb5	1.885	40.048	13.767

$\nu = 2V/2\pi Rt$, $\nu = M_T/2\pi R^2 t$, (R = 300 mm, t= 22 mm)

하중조합	S_y에 의한 전단응력(MPa)	S_z에 의한 전단응력(MPa)	M_T에 의한 전단응력(MPa)	(max(S_y, S_z) + M_T)에 의한 전단응력(MPa)
Comb1	0.106	2.186	1.231	3.417
Comb2	0.092	2.267	1.070	3.337
Comb3	0.098	1.749	1.195	2.944
Comb4	0.028	1.447	0.424	1.872
Comb5	0.091	1.931	1.107	3.038

(6) 강재의 허용 응력 산정

1) 유효좌굴길이 및 단면2차 반지름

유효좌굴길이	L_y	3.0	m	단면2차 반지름	r_y	$\sqrt{(I_y / A)}$	0.205	m

2) 강재의 허용 응력

허용 응력	강 관
허용축방향인장응력	215 MPa
허용휨인장응력	215 MPa
국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력	215
	215.0 MPa
국부좌굴에 대한 허용 응력	215 = 215.0 MPa
허용축방향압축응력	$f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$ 여기서, f_{ca} : 허용축방향압축응력 f_{cag} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력 f_{cal} : 국부좌굴에 대한 허용응력 f_{cao} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값
	215.0 MPa
허용전단응력	- 보강재를 설치하는 경우 : $125-0.0057(R/t)^2$
	124 MPa

(7) 부재의 응력 검토

1) 관이 축방향 압축응력과 전단응력을 동시에 받는 경우

$f/f_a + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1$

Combination	f	f_a	υ	υ_a	f/f_a	υ/υ_a	$(f/f_a)+(\upsilon/\upsilon_a)^2$	검 토
Comb1	179.6	215.0	3.4	123.9	0.835	0.028	0.836	O.K.
Comb2	161.1		3.3		0.749	0.027	0.750	O.K.
Comb3	144.2		2.9		0.671	0.024	0.671	O.K.
Comb4	94.5		1.9		0.439	0.015	0.440	O.K.
Comb5	137.7		3.0		0.641	0.025	0.641	O.K.

(8) 보강재 검토

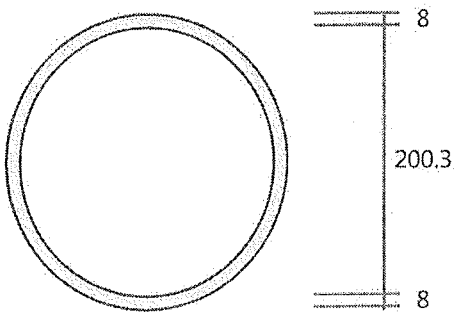
1) 환보강재 간격(최대간격 : 바깥지름의 3배)

R/t = 13.6 < 30 이므로 보강재 생략가능

제8장 사재 설계

8.1 사재 1 : STK 490 , D 216 - t 8

(1) 설계 단면 (ELEMENT - 1005 - I (MAX))



(2) 단면계수

구 분	단 면 계 수			중립축에서 거리		
아치리브	A	5.23500E-03	m^2	steel		y(m)	z(m)
	I_y	2.84000E-05	m^4		1	0.1082	0.1082
	I_z	2.84000E-05	m^4		2	-0.1082	-0.1082

(3) 단면력

구 분	F(kN)	S_y(kN)	S_z(kN)	M_T(kN-m)	M_y(kN-m)	M_z(kN-m)
고정하중	-6.8	26.5	0.8	1.0	-0.6	21.9
활하중	-1.3	4.9	1.5	0.7	-0.4	14.5
풍하중	-0.4	0.0	0.0	0.0	-0.1	0.0
온도하중	-7.9	5.4	2.7	0.0	-1.9	0.9
설하중	-3.6	5.6	0.3	0.2	-0.2	4.6
지점침하	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

(4) 단면의 각 하중별 응력 산정 * 압축 응력을 '-'로 표기

하 중	Mat.	검토 위치	P/A	$M_y z/I_y$	$M_z y/I_z$	Σ(MPa)
고정하중	steel	1	-1.299	2.094	-83.283	-82.488
		2	-1.299	-2.094	83.283	79.890
활하중	steel	1	-0.248	1.523	-55.027	-53.752
		2	-0.248	-1.523	55.027	53.255
풍하중	steel	1	-0.074	0.228	-0.038	0.116
		2	-0.074	-0.228	0.038	-0.265
온도하중	steel	1	-1.513	7.121	-3.503	2.105
		2	-1.513	-7.121	3.503	-5.131
설하중	steel	1	-0.693	0.762	-17.670	-17.601
		2	-0.693	-0.762	17.670	16.215
지점침하	steel	1	0.000	0.000	0.000	0.000
		2	0.000	0.000	0.000	0.000

(5) 하중조합 후 단면의 응력 산정

1) 하중 조합

하중조합	고정하중	활하중	풍하중	온도하중	설하중	지점침하	지진하중		증가계수
Comb1	1.0	1.0			1.0	1.0			1.00
Comb2	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0			1.15
Comb3	1.0	1.0	0.5		1.0	1.0			1.25
Comb4	1.0		1.0		1.0	1.0			1.25
Comb5	1.0	1.0	0.5	1.0	1.0	1.0			1.35

2) 하중조합별 축응력

Combination	Mat.	검토 위치	P/A	$M_y z/I_y$	$M_z y/I_z$	Σ(MPa)
Comb1	steel	1	-2.241	4.379	-155.980	-153.841
		2	-2.241	-4.379	155.980	149.360
Comb2	steel	1	-3.264	10.000	-138.681	-131.945
		2	-3.264	-10.000	138.681	125.417
Comb3	steel	1	-1.822	3.595	-124.799	-123.027
		2	-1.822	-3.595	124.799	119.382
Comb4	steel	1	-1.653	2.468	-80.793	-79.978
		2	-1.653	-2.468	80.793	76.671
Comb5	steel	1	-2.808	8.603	-118.150	-112.354
		2	-2.808	-8.603	118.150	106.738

3) 하중조합별 전단응력

Combination	S_y(kN)	S_z(kN)	M_T(kN-m)
Comb1	37.020	2.710	1.860
Comb2	36.896	4.696	1.643
Comb3	29.632	2.180	1.488
Comb4	25.736	0.968	0.952
Comb5	31.444	4.011	1.400

$\nu = 2V/2\pi Rt$, $\nu = M_T/2\pi R^2 t$, (R = 108.15 mm, t= 8 mm)

하중조합	S_y에 의한 전단응력(MPa)	S_z에 의한 전단응력(MPa)	M_T에 의한 전단응력(MPa)	{max(S_y, S_z) + M_T}에 의한 전단응력(MPa)
Comb1	13.620	0.997	3.164	16.783
Comb2	13.574	1.728	2.795	16.369
Comb3	10.902	0.802	2.531	13.433
Comb4	9.468	0.356	1.619	11.088
Comb5	11.569	1.476	2.381	13.950

(6) 강재의 허용 응력 산정

1) 유효좌굴길이 및 단면2차 반지름

유효좌굴길이	L_y	2.0	m	단면2차 반지름	r_y	$\sqrt{(I_y / A)}$	0.074	m

2) 강재의 허용 응력

허용 응력	강 관
허용축방향인장응력	190 MPa
허용휨인장응력	190 MPa
국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력	190 - 1.29 x (L/r - 16)
	175.6 MPa
국부좌굴에 대한 허용 응력	190 = 190.0 MPa
허용축방향압축응력	$f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$ 여기서, f_{ca} : 허용축방향압축응력 f_{cag} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력 f_{cal} : 국부좌굴에 대한 허용응력 f_{cao} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값
	175.6 MPa
허용전단응력	- 보강재를 설치하는 경우 : $110-0.0044(R/t)^2$
	109 MPa

(7) 부재의 응력 검토

1) 관이 축방향 압축응력과 전단응력을 동시에 받는 경우

$f/f_a + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \le 1$

Combination	f	f_a	υ	υ_a	f/f_a	υ/υ_a	$(f/f_a)+(\upsilon/\upsilon_a)^2$	검 토
Comb1	153.8	175.6	16.8	109.2	0.876	0.154	0.900	O.K.
Comb2	131.9		16.4		0.751	0.150	0.774	O.K.
Comb3	123.0		13.4		0.701	0.123	0.716	O.K.
Comb4	80.0		11.1		0.455	0.102	0.466	O.K.
Comb5	112.4		13.9		0.640	0.128	0.656	O.K.

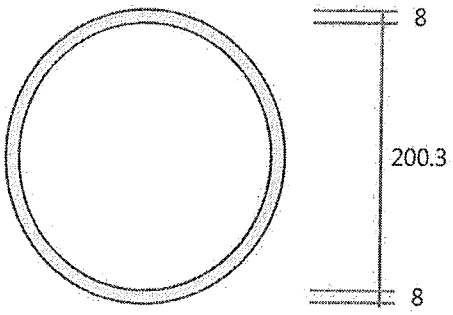
(8) 보강재 검토

1) 환보강재 간격(최대간격 : 바깥지름의 3배)

R/t = 13.5 < 30 이므로 보강재 생략가능

8.2 사재 1 : STK 490 , D 216 - t 8

1) 설계 단면 (ELEMENT - 1005 - I (MIN))



(2) 단면계수

구 분	단 면 계 수			중립축에서 거리			
아치리브	A	5.23500E-03	m^2	steel		y(m)	z(m)
	I_y	2.84000E-05	m^4		1	0.1082	0.1082
	I_z	2.84000E-05	m^4		2	-0.1082	-0.1082

(3) 단면력

구 분	F(kN)	S_y(kN)	S_z(kN)	M_T(kN-m)	M_y(kN-m)	M_z(kN-m)
고정하중	-6.8	26.5	0.8	1.0	-0.6	21.9
활하중	-13.3	17.5	0.2	0.2	-1.1	4.0
풍하중	-0.4	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
온도하중	-1.4	1.3	2.3	0.1	-2.3	4.3
설하중	-3.6	5.6	0.3	0.2	-0.2	4.6
지점침하	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

(4) 단면의 각 하중별 응력 산정

* 압축 응력을 '-'로 표기

하 중	Mat.	검토 위치	P/A	$M_y z/I_y$	$M_z y/I_z$	Σ(MPa)
고정하중	steel	1	-1.299	2.094	-83.283	-82.488
		2	-1.299	-2.094	83.283	79.890
활하중	steel	1	-2.548	4.303	-15.194	-13.439
		2	-2.548	-4.303	15.194	8.343
풍하중	steel	1	-0.067	0.190	-0.038	0.085
		2	-0.067	-0.190	0.038	-0.219
온도하중	steel	1	-0.275	8.759	-16.375	-7.891
		2	-0.275	-8.759	16.375	7.341
설하중	steel	1	-0.693	0.762	-17.670	-17.601
		2	-0.693	-0.762	17.670	16.215
지점침하	steel	1	0.000	0.000	0.000	0.000
		2	0.000	0.000	0.000	0.000

(5) 하중조합 후 단면의 응력 산정

1) 하중 조합

하중조합	고정하중	활하중	풍하중	온도하중	설하중	지점침하	지진하중		증가계수
Comb1	1.0	1.0			1.0	1.0			1.00
Comb2	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0			1.15
Comb3	1.0	1.0	0.5		1.0	1.0			1.25
Comb4	1.0		1.0		1.0	1.0			1.25
Comb5	1.0	1.0	0.5	1.0	1.0	1.0			1.35

2) 하중조합별 축응력

Combination	Mat.	검토 위치	P/A	$M_y z/I_y$	$M_z y/I_z$	Σ(MPa)
Comb1	steel	1	-4.541	7.159	-116.147	-113.528
		2	-4.541	-7.159	116.147	104.447
Comb2	steel	1	-4.188	13.842	-115.236	-105.582
		2	-4.188	-13.842	115.236	97.207
Comb3	steel	1	-3.659	5.804	-92.933	-90.789
		2	-3.659	-5.804	92.933	83.470
Comb4	steel	1	-1.647	2.437	-80.793	-80.003
		2	-1.647	-2.437	80.793	76.708
Comb5	steel	1	-3.592	11.862	-98.178	-89.909
		2	-3.592	-11.862	98.178	82.725

3) 하중조합별 전단응력

Combination	S_y(kN)	S_z(kN)	M_T(kN-m)
Comb1	49.610	1.420	1.340
Comb2	44.235	3.235	1.278
Comb3	39.704	1.156	1.072
Comb4	25.736	0.984	0.952
Comb5	37.696	2.774	1.089

$\nu = 2V/2\pi Rt$, $\nu = M_T/2\pi R^2 t$, (R = 108.15 mm, t= 8 mm)

하중조합	S_y에 의한 전단응력(MPa)	S_z에 의한 전단응력(MPa)	M_T에 의한 전단응력(MPa)	(max(S_y, S_z) + M_T)에 의한 전단응력(MPa)
Comb1	18.252	0.522	2.279	20.531
Comb2	16.274	1.190	2.174	18.448
Comb3	14.607	0.425	1.823	16.431
Comb4	9.468	0.362	1.619	11.088
Comb5	13.869	1.021	1.852	15.721

(6) 강재의 허용 응력 산정

1) 유효좌굴길이 및 단면2차 반지름

유효좌굴길이	L_y	1.6	m	단면2차 반지름	r_y	$\sqrt{(I_y / A)}$	0.074	m

2) 강재의 허용 응력

허용 응력	강 관
허용축방향인장응력	190 MPa
허용휨인장응력	190 MPa
국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력	190 - 1.29 x (L/r - 16)
	182.6 MPa
국부좌굴에 대한 허용 응력	190 = 190.0 MPa
허용축방향압축응력	$f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$ 여기서, f_{ca} : 허용축방향압축응력 f_{cag} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력 f_{cal} : 국부좌굴에 대한 허용응력 f_{cao} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값
	182.6 MPa
허용전단응력	- 보강재를 설치하는 경우 : $110-0.0044(R/t)^2$
	109 MPa

(7) 부재의 응력 검토

1) 관이 축방향 압축응력과 전단응력을 동시에 받는 경우

$f/f_a + (v/v_a)^2 \le 1$

Combination	f	f_a	υ	$υ_a$	f/f_a	$υ/υ_a$	$(f/f_a)+(υ/υ_a)^2$	검 토
Comb1	113.5	182.6	20.5	109.2	0.622	0.188	0.657	O.K.
Comb2	105.6		18.4		0.578	0.169	0.607	O.K.
Comb3	90.8		16.4		0.497	0.150	0.520	O.K.
Comb4	80.0		11.1		0.438	0.102	0.448	O.K.
Comb5	89.9		15.7		0.492	0.144	0.513	O.K.

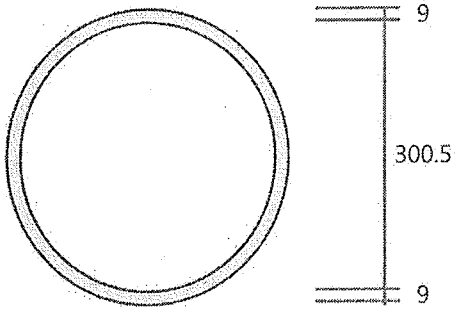
(8) 보강재 검토

1) 환보강재 간격(최대간격 : 바깥지름의 3배)

R/t = 13.5 < 30 이므로 보강재 생략가능

8.3 사재 2 : STK 490 , D 319 - t 9

1) 설계 단면 (ELEMENT - 2007 - I (MAX))



(2) 단면계수

구 분	단 면 계 수			중립축에서 거리			
아치리브	A	8.75100E-03	m^2	steel		y(m)	z(m)
	I_y	1.05000E-04	m^4		1	0.1593	0.1593
	I_z	1.05000E-04	m^4		2	-0.1593	-0.1593

(3) 단면력

구 분	F(kN)	S_y(kN)	S_z(kN)	M_T(kN-m)	M_y(kN-m)	M_z(kN-m)
고정하중	19.4	100.9	8.6	0.7	7.3	42.7
활하중	8.4	10.1	5.3	0.7	4.5	4.1
풍하중	0.6	15.9	1.5	0.6	1.3	6.0
온도하중	4.3	104.5	0.4	0.7	4.2	36.3
설하중	2.4	22.8	2.0	0.1	2.0	8.8
지점침하	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

(4) 단면의 각 하중별 응력 산정 · 압축 응력을 '-'로 표기

하 중	Mat.	검토 위치	P/A	$M_y z/I_y$	$M_z y/I_z$	Σ(MPa)
고정하중	steel	1	2.221	-11.117	-64.686	-73.582
		2	2.221	11.117	64.686	78.024
활하중	steel	1	0.955	-6.764	-6.203	-12.012
		2	0.955	6.764	6.203	13.923
풍하중	steel	1	0.065	-2.032	-9.100	-11.067
		2	0.065	2.032	9.100	11.197
온도하중	steel	1	0.488	-6.416	-54.979	-60.907
		2	0.488	6.416	54.979	61.883
설하중	steel	1	0.272	-2.973	-13.301	-16.002
		2	0.272	2.973	13.301	16.546
지점침하	steel	1	0.000	0.000	0.000	0.000
		2	0.000	0.000	0.000	0.000

(5) 하중조합 후 단면의 응력 산정

1) 하중 조합

하중조합	고정하중	활하중	풍하중	온도하중	설하중	지점침하	지진하중		증가계수
Comb1	1.0	1.0			1.0	1.0			1.00
Comb2	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0			1.15
Comb3	1.0	1.0	0.5		1.0	1.0			1.25
Comb4	1.0		1.0		1.0	1.0			1.25
Comb5	1.0	1.0	0.5	1.0	1.0	1.0			1.35

2) 하중조합별 축응력

Combination	Mat.	검토 위치	P/A	$M_y z/I_y$	$M_z y/I_z$	Σ(MPa)
Comb1	steel	1	3.449	-20.854	-84.190	-101.596
		2	3.449	20.854	84.190	108.493
Comb2	steel	1	3.423	-23.713	-121.017	-141.306
		2	3.423	23.713	121.017	148.153
Comb3	steel	1	2.785	-17.496	-70.992	-85.703
		2	2.785	17.496	70.992	91.273
Comb4	steel	1	2.047	-12.898	-69.670	-80.520
		2	2.047	12.898	69.670	84.614
Comb5	steel	1	2.940	-20.952	-106.459	-124.471
		2	2.940	20.952	106.459	130.351

3) 하중조합별 전단응력

Combination	S_y(kN)	S_z(kN)	M_T(kN-m)
Comb1	133.870	15.910	1.450
Comb2	207.270	14.200	1.861
Comb3	113.440	13.344	1.404
Comb4	111.712	9.728	1.096
Comb5	182.437	12.667	1.811

$\nu = 2V/2\pi Rt$, $\nu = M_T/2\pi R^2 t$, (R = 159.25 mm, t= 9 mm)

하중조합	S_y에 의한 전단응력(MPa)	S_z에 의한 전단응력(MPa)	M_T에 의한 전단응력(MPa)	{max(S_y, S_z) + M_T}에 의한 전단응력(MPa)
Comb1	29.731	3.533	1.011	30.742
Comb2	46.032	3.154	1.298	47.330
Comb3	25.194	2.964	0.979	26.173
Comb4	24.810	2.160	0.764	25.574
Comb5	40.517	2.813	1.263	41.780

(6) 강재의 허용 응력 산정

1) 유효좌굴길이 및 단면2차 반지름

유효좌굴길이	L_y	0.8	m	단면2차 반지름	r_y	$\sqrt{(I_y / A)}$	0.110	m

2) 강재의 허용 응력

허용 응력	강 관
허용축방향인장응력	190 MPa
허용휨인장응력	190 MPa
국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력	190
	190.0 MPa
국부좌굴에 대한 허용 응력	190 = 190.0 MPa
허용축방향압축응력	$f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$ 여기서, f_{ca} : 허용축방향압축응력 f_{cag} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력 f_{cal} : 국부좌굴에 대한 허용응력 f_{cao} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값
	190.0 MPa
허용전단응력	- 보강재를 설치하는 경우 : $110-0.0044(R/t)^2$
	109 MPa

(7) 부재의 응력 검토

1) 관이 축방향 압축응력과 전단응력을 동시에 받는 경우

$f/f_a + (v/v_a)^2 \le 1$

Combination	f	f_a	υ	$υ_a$	f/f_a	$υ/υ_a$	$(f/f_a)+(υ/υ_a)^2$	검 토
Comb1	108.5	190.0	30.7	108.6	0.571	0.283	0.651	O.K.
Comb2	148.2		47.3		0.780	0.436	0.970	O.K.
Comb3	91.3		26.2		0.480	0.241	0.538	O.K.
Comb4	84.6		25.6		0.445	0.235	0.501	O.K.
Comb5	130.4		41.8		0.686	0.385	0.834	O.K.

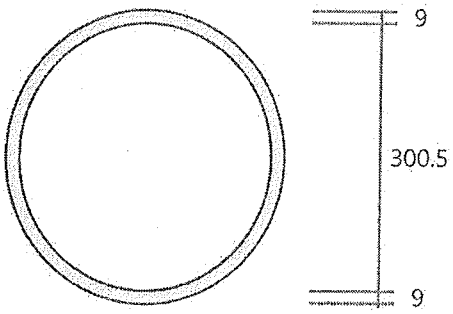
(8) 보강재 검토

1) 환보강재 간격(최대간격 : 바깥지름의 3배)

R/t = 17.7 < 30 이므로 보강재 생략가능

8.4 사재 2 : STK 490 , D 319 - t 9

1) 설계 단면 (ELEMENT - 2007 - I (MIN))



(2) 단면계수

구 분	단 면 계 수			중립축에서 거리			
아치리브	A	8.75100E-03	m^2	steel		y(m)	z(m)
	I_y	1.05000E-04	m^4		1	0.1593	0.1593
	I_z	1.05000E-04	m^4		2	-0.1593	-0.1593

(3) 단면력

구 분	F(kN)	S_y(kN)	S_z(kN)	M_T(kN-m)	M_y(kN-m)	M_z(kN-m)
고정하중	19.4	110.9	8.6	0.7	9.3	42.7
활하중	1.9	71.0	1.7	1.0	1.8	27.3
풍하중	1.3	15.8	1.5	0.6	1.3	6.0
온도하중	27.7	16.3	12.4	0.1	6.8	6.1
설하중	2.4	22.8	2.0	0.1	2.0	8.8
지점침하	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

(4) 단면의 각 하중별 응력 산정

· 압축 응력을 '-'로 표기

하 중	Mat.	검토 위치	P/A	$M_y z/I_y$	$M_z y/I_z$	Σ(MPa)
고정하중	steel	1	2.221	-14.151	-64.686	-76.615
		2	2.221	14.151	64.686	81.058
활하중	steel	1	0.211	-2.654	-41.360	-43.802
		2	0.211	2.654	41.360	44.225
풍하중	steel	1	0.147	-1.911	-9.070	-10.833
		2	0.147	1.911	9.070	11.128
온도하중	steel	1	3.165	-10.253	-9.252	-16.339
		2	3.165	10.253	9.252	22.670
설하중	steel	1	0.272	-2.973	-13.301	-16.002
		2	0.272	2.973	13.301	16.546
지점침하	steel	1	0.000	0.000	0.000	0.000
		2	0.000	0.000	0.000	0.000

(5) 하중조합 후 단면의 응력 산정

1) 하중 조합

하중조합	고정하중	활하중	풍하중	온도하중	설하중	지점침하	지진하중		증가계수
Comb1	1.0	1.0			1.0	1.0			1.00
Comb2	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0			1.15
Comb3	1.0	1.0	0.5		1.0	1.0			1.25
Comb4	1.0		1.0		1.0	1.0			1.25
Comb5	1.0	1.0	0.5	1.0	1.0	1.0			1.35

2) 하중조합별 축응력

Combination	Mat.	검토 위치	P/A	$M_y z/I_y$	$M_z y/I_z$	Σ(MPa)
Comb1	steel	1	2.705	-19.777	-119.347	-136.419
		2	2.705	19.777	119.347	141.829
Comb2	steel	1	5.105	-26.113	-111.824	-132.833
		2	5.105	26.113	111.824	143.042
Comb3	steel	1	2.223	-16.586	-99.105	-113.469
		2	2.223	16.586	99.105	117.914
Comb4	steel	1	2.113	-15.227	-69.645	-82.760
		2	2.113	15.227	69.645	86.985
Comb5	steel	1	4.403	-22.952	-98.617	-117.166
		2	4.403	22.952	98.617	125.972

3) 하중조합별 전단응력

Combination	S_y(kN)	S_z(kN)	M_T(kN-m)
Comb1	204.770	12.310	1.780
Comb2	192.200	21.461	1.591
Comb3	170.136	10.444	1.664
Comb4	119.664	9.688	1.088
Comb5	169.578	18.833	1.578

$\nu = 2V/2\pi Rt$, $\nu = M_T/2\pi R^2 t$, (R = 159.25 mm, t= 9 mm)

하중조합	S_y에 의한 전단응력(MPa)	S_z에 의한 전단응력(MPa)	M_T에 의한 전단응력(MPa)	(max(S_y, S_z) + M_T)에 의한 전단응력(MPa)
Comb1	45.477	2.734	1.241	46.718
Comb2	42.686	4.766	1.110	43.795
Comb3	37.785	2.320	1.160	38.946
Comb4	26.576	2.152	0.759	27.335
Comb5	37.661	4.183	1.100	38.762

(6) 강재의 허용 응력 산정

1) 유효좌굴길이 및 단면2차 반지름

유효좌굴길이	L_y	0.8	m	단면2차 반지름	r_y	$\sqrt{(I_y / A)}$	0.110	m

2) 강재의 허용 응력

허용 응력	강 관
허용축방향인장응력	190 MPa
허용휨인장응력	190 MPa
국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력	190
	190.0 MPa
국부좌굴에 대한 허용 응력	190 = 190.0 MPa
허용축방향압축응력	$f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$ 여기서, f_{ca} : 허용축방향압축응력 f_{cag} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력 f_{cal} : 국부좌굴에 대한 허용응력 f_{cao} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값
	190.0 MPa
허용전단응력	- 보강재를 설치하는 경우 : $110-0.0044(R/t)^2$
	109 MPa

(7) 부재의 응력 검토

1) 관이 축방향 압축응력과 전단응력을 동시에 받는 경우

$f/f_a + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1$

Combination	f	f_a	υ	υ_a	f/f_a	υ/υ_a	$(f/f_a)+(\upsilon/\upsilon_a)^2$	검 토
Comb1	141.8	190.0	46.7	108.6	0.746	0.430	0.931	O.K.
Comb2	143.0		43.8		0.753	0.403	0.915	O.K.
Comb3	117.9		38.9		0.621	0.359	0.749	O.K.
Comb4	87.0		27.3		0.458	0.252	0.521	O.K.
Comb5	126.0		38.8		0.663	0.357	0.790	O.K.

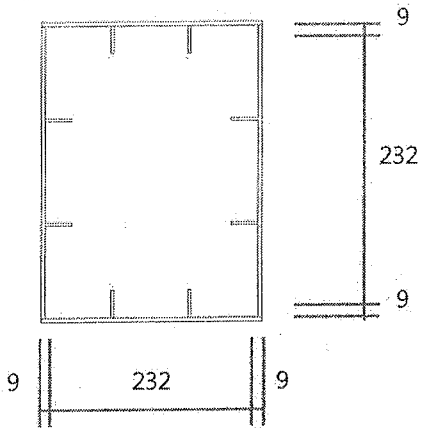
(8) 보강재 검토

1) 환보강재 간격(최대간격 : 바깥지름의 3배)

R/t = 17.7 < 30 이므로 보강재 생략가능

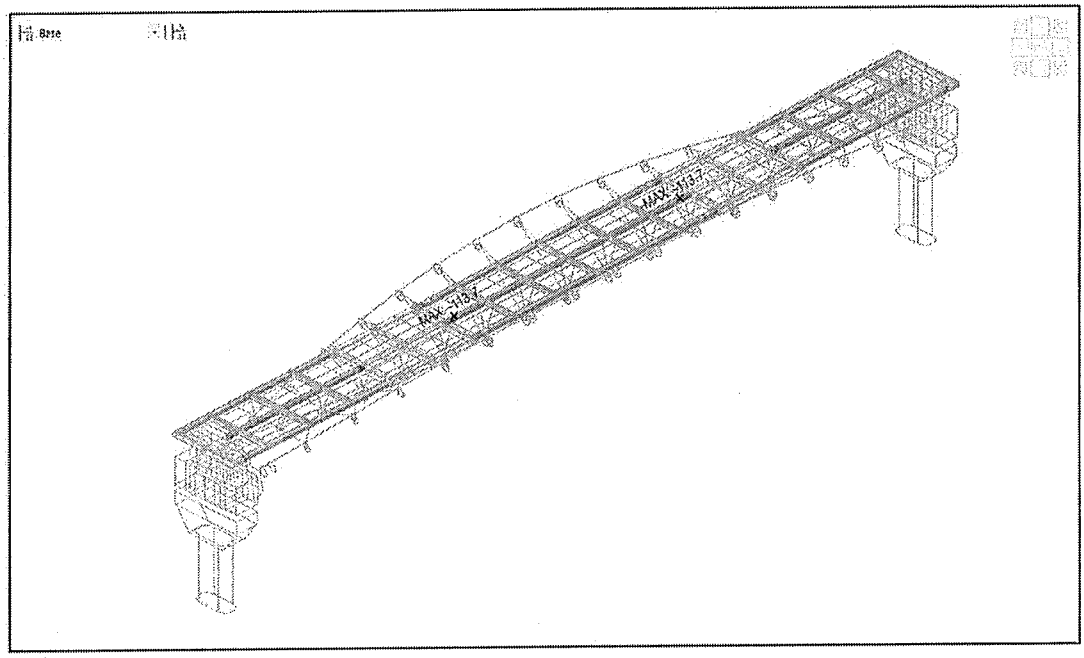
8.5 바닥판 각관 : SPSR □ , 250 x 250 x 9

1) 설계 단면 (ELEMENT - 389 - I (MAX))



(SPSR 400)

(종리브 PL - 0 × 0)



2) 단면계수

구 분	단 면 계 수			중립축에서 거리			
아치리브	A	0.00847	m^2	steel		y(m)	z(m)
	I_y	0.00008	m^4		1	0.1250	0.1250
	I_z	0.00008	m^4		2	-0.1250	-0.1250

3) 단면력

구 분	F(kN)	S_y(kN)	S_z(kN)	M_T(kN-m)	M_y(kN-m)	M_z(kN-m)
고정하중	-165.36	0.00	1.93	0.00	3.40	0.00
활하중	3.58	0.66	7.81	1.12	12.06	0.67
풍하중	0.04	0.03	0.00	0.37	0.00	0.33
온도하중	767.01	0.00	8.98	0.00	9.14	0.00
설하중	-34.78	0.00	1.33	0.00	-0.14	0.00
지점침하	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
지진하중	-53.83	0.35	5.40	1.37	9.84	0.70

4) 단면의 각 하중별 응력 산정

· 압축 응력을 '-'로 표기

하 중	Mat.	검토 위치	fp=P/A (MPa)	fy=$M_y z/I_y$ (MPa)	fz=$M_z y/I_z$ (MPa)	fp+fy+fz (MPa)
고정하중	steel	1	-19.530	-5.253	0.000	-24.783
		2	-19.530	5.253	0.000	-14.277
활하중	steel	1	0.423	-18.634	-1.035	-19.247
		2	0.423	18.634	1.035	20.092
풍하중	steel	1	0.005	-0.002	-0.510	-0.507
		2	0.005	0.002	0.510	0.516
온도하중	steel	1	90.588	-14.122	0.000	76.466
		2	90.588	14.122	0.000	104.711
설하중	steel	1	-4.108	0.216	0.000	-3.891
		2	-4.108	-0.216	0.000	-4.324
지점침하	steel	1	0.000	-0.002	0.000	-0.002
		2	0.000	0.002	0.000	0.002
지진하중	steel	1	-6.358	-15.204	-1.082	-22.643
		2	-6.358	15.204	1.082	9.928

5) 하중조합 후 단면의 응력 산정

① 하중 조합

하중조합	고정하중	활하중	풍하중	온도하중	설하중	지점침하	지진하중		증가계수
Comb1	1.0	1.0			1.0	1.0			1.00
Comb2	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0			1.15
Comb3	1.0	1.0	1.0		1.0	1.0			1.25
Comb4	1.0		1.0		1.0	1.0			1.20
Comb5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0			1.35
Comb6	1.0				1.0		1.0		1.50

② 하중조합별 축응력

Combination	Mat.	검토 위치	fp=P/A (MPa)	fy=$M_y z/I_y$ (MPa)	fz=$M_z y/I_z$ (MPa)	fp+fy+fz
Comb1	steel	1	-23.215	-23.673	-1.035	-47.923
		2	-23.215	23.673	1.035	1.493
Comb2	steel	1	58.586	-32.865	-0.900	24.820
		2	58.586	32.865	0.900	92.351
Comb3	steel	1	-18.568	-18.939	-1.236	-38.744
		2	-18.568	18.939	1.236	1.607
Comb4	steel	1	-19.694	-4.200	-0.425	-24.319
		2	-19.694	4.200	0.425	-15.069
Comb5	steel	1	49.910	-27.998	-1.145	20.768
		2	49.910	27.998	1.145	79.052
Comb6	steel	1	-19.997	-13.494	-0.721	-34.212
		2	-19.997	13.494	0.721	-5.782

③ 하중조합별 전단력 및 비틀림모멘트

Combination	S_y(kN)	S_z(kN)	M_T(kN-m)
Comb1	0.660	11.070	1.120
Comb2	0.574	17.435	0.974
Comb3	0.552	8.856	1.192
Comb4	0.025	2.717	0.308
Comb5	0.511	14.852	1.104
Comb6	0.233	5.773	0.913

6) 강재의 허용 응력 산정

① 유효좌굴길이 및 단면2차 반지름

유효좌굴길이	L_y	3.000	m	단면2차 반지름	r_y	$\sqrt{(I_y / A)}$	0.098	m
	L_z	3.000	m		r_z	$\sqrt{(I_z / A)}$	0.098	m

② 강재의 허용 응력

허용 응력	상부플랜지	하부플랜지	복 부
허용축방향인장응력	140 MPa		
허용휨인장응력	140 MPa		
국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력 (fcag)	140 - 0.84 x (L/r - 20)		140 - 0.84 x (L/r - 20)
	131.0 MPa		131.0 MPa
국부좌굴에 대한 허용 응력 (fcal)	b/28in ≤ t , 140 MPa	b/28in ≤ t , 140 MPa	b/28in ≤ t , 140 MPa
	140.0 MPa	140.0 MPa	140.0 MPa
허용축방향압축응력 (fca)	$f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$ 여기서, f_{ca} : 허용축방향압축응력 f_{cag} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력 f_{cal} : 국부좌굴에 대한 허용응력 f_{cao} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값		
	131.0 MPa	131.0 MPa	131.0 MPa
국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨 압축응력 (fbag)	140.0 MPa	140.0 MPa	140.0 MPa
	140.0 MPa	140.0 MPa	140.0 MPa
국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값	140.0 MPa	140.0 MPa	140.0 MPa
허용전단응력	80 MPa		

8) 부재의 응력 검토

① 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재의 검토

- 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재를 검토 시, 축방향력이 압축인 경우 다음의 식을 따른다.

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}(1-f_c/f_{Ey})} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}(1-f_c/f_{Ez})} \le 1 \quad , \quad f_c + \frac{f_{bcy}}{(1-f_c/f_{Ey})} + \frac{f_{bcz}}{(1-f_c/f_{Ez})} \le f_{cal}$$

여기서, f_c : 단면에 작용하는 축방향력에 의한 압축응력

f_{bcy}, f_{bcz} : 각각 강축 및 약축 둘레에 작용하는 휨모멘트에 의한 휨압축응력

f_{caz} : 약축방향의 허용응력

f_{bagy} : 국부좌굴을 고려하지 않은 강축 둘레의 허용휨압축응력

f_{bao} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값

f_{cal} : 양연지지판, 자유돌출판 및 보강된 판에 대한 국부좌굴응력에 대한 허용응력

f_{Ey}, f_{Ez} : 각각 강축 및 약축 둘레의 허용 오일러 좌굴응력

$f_{Ey} = 1{,}200{,}000/(l/r_y)^2 = 1274.0$ MPa

$f_{Ez} = 1{,}200{,}000/(l/r_z)^2 = 1274.0$ MPa

조합	위치	f_c	f_{caz}	f_{bcy}	f_{bagy}	f_{bcz}	f_{bao}	f	f_{cal}	안정검토	검 토
1	1	-23.2	-131.0	-23.7	-140.0	-1.0	-140.0	-48.4	-140.0	0.4	O.K.
	2	-23.2	-131.0	23.7	-140.0	1.0	-140.0	2.0	-140.0	인장	O.K.
2	1	58.6	-131.0	-32.9	-140.0	-0.9	-140.0	26.3	-140.0	인장	O.K.
	2	58.6	-131.0	32.9	-140.0	0.9	-140.0	90.9	-140.0	인장	O.K.
3	1	-18.6	-131.0	-18.9	-140.0	-1.2	-140.0	-39.0	-140.0	0.3	O.K.
	2	-18.6	-131.0	18.9	-140.0	1.2	-140.0	1.9	-140.0	인장	O.K.
4	1	-19.7	-131.0	-4.2	-140.0	-0.4	-140.0	-24.4	-140.0	0.2	O.K.
	2	-19.7	-131.0	4.2	-140.0	0.4	-140.0	-15.0	-140.0	0.1	O.K.
5	1	49.9	-131.0	-28.0	-140.0	-1.1	-140.0	21.9	-140.0	인장	O.K.
	2	49.9	-131.0	28.0	-140.0	1.1	-140.0	78.0	-140.0	인장	O.K.
6	1	-20.0	-131.0	-13.5	-140.0	-0.7	-140.0	-34.4	-140.0	0.3	O.K.
	2	-20.0	-131.0	13.5	-140.0	0.7	-140.0	-5.6	-140.0	0.1	O.K.

② 전단 응력 검토

$\upsilon_y = V_y/A_f + M_t/2F{\cdot}t$, $\upsilon_z = V_z/A_w + M_t/2F{\cdot}t$

Combination	υ_y (MPa)	υ_z (MPa)	υ_a (MPa)	응력 검토
Comb1	0.196	2.509	80	O.K.
Comb2	0.171	3.917	80	O.K.
Comb3	0.175	2.021	80	O.K.
Comb4	0.019	0.617	80	O.K.
Comb5	0.162	3.349	80	O.K.
Comb6	0.092	1.323	80	O.K.

③ 합성 응력 검토

$$\left[\frac{f}{f_a}\right]^2 + \left[\frac{v}{v_a}\right]^2 \leq 1.2$$

f_a, v_a : 허용인장응력 및 전단응력

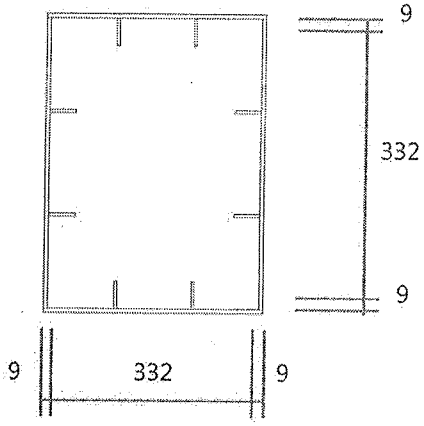
Combination	f	f_a	υ	$υ_a$	f/f_a	$υ/υ_a$	$(f/f_a)^2+(υ/υ_a)^2$	검 토
Comb1	47.9	140.0	2.5	80.0	0.342	0.031	0.118	O.K.
Comb2	92.4		3.9		0.660	0.049	0.438	O.K.
Comb3	38.7		2.0		0.277	0.025	0.077	O.K.
Comb4	24.3		0.6		0.174	0.008	0.030	O.K.
Comb5	79.1		3.3		0.565	0.042	0.321	O.K.
Comb6	34.2		1.3		0.244	0.017	0.060	O.K.

9) 부재의 최소두께 검토

구 분	최소 두께		부재 두께	검 토
축방향 압축력 또는 축방향압축력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재에서 압축응력을 받는 자유돌출판	$\frac{돌출폭}{16}$	0 mm	9 mm	O.K.
압축응력을 받는 보강된 판의 최소두께	$\frac{b}{56in}$	2 mm	9 mm	O.K.
복부판 (수평보강재 0 단 일때)	$\frac{b}{152}$	2 mm	9 mm	O.K.

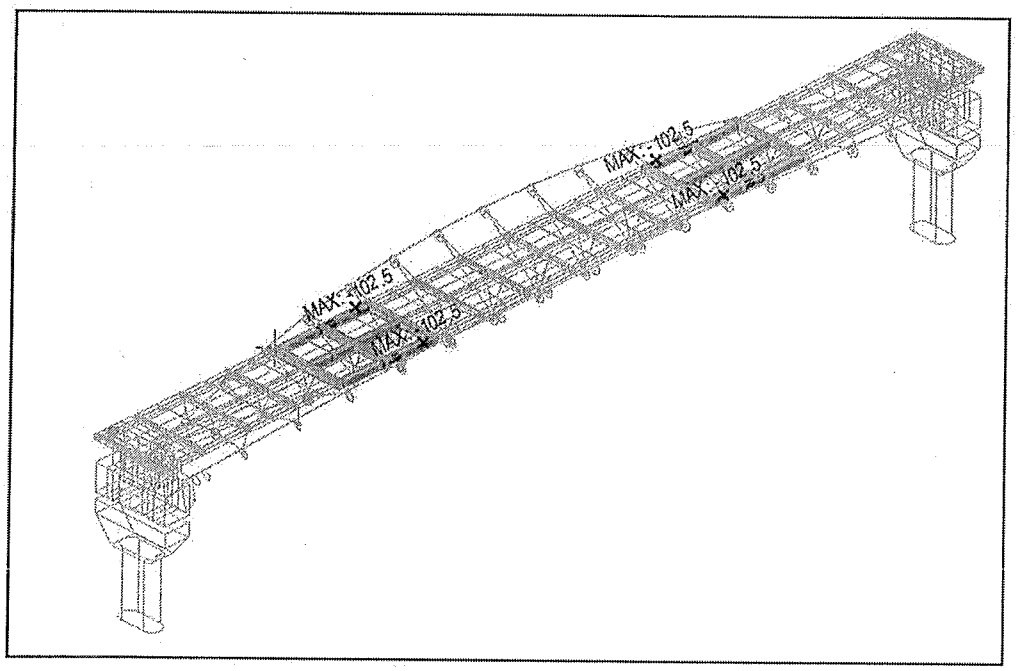
8.6 바닥판 각관 : SPSR □ , 350 x 350 x 9

1) 설계 단면 (ELEMENT - 618 - I (MAX))



(SPSR 400)

(종리브 PL - 0 × 0)



2) 단면계수

구 분	단 면 계 수			중립축에서 거리			
아치리브	A	0.01207	m^2	steel		y(m)	z(m)
	I_y	0.00023	m^4		1	0.1750	0.1750
	I_z	0.00023	m^4		2	-0.1750	-0.1750

3) 단면력

구 분	F(kN)	S_y(kN)	S_z(kN)	M_T(kN-m)	M_y(kN-m)	M_z(kN-m)
고정하중	-166.12	10.66	4.81	0.32	14.42	16.73
활하중	-35.99	7.59	5.84	1.80	9.02	11.38
풍하중	37.25	1.15	0.46	1.62	1.27	3.78
온도하중	822.08	7.93	13.19	0.12	12.57	9.60
설하중	-34.67	2.41	1.04	0.05	2.81	3.65
지점침하	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
지진하중	-42.61	2.80	3.45	3.71	4.09	5.12

4) 단면의 각 하중별 응력 산정

• 압축 응력을 '-'로 표기

하 중	Mat.	검토 위치	fp=P/A (MPa)	fy=$M_y z/I_y$ (MPa)	fz=$M_z y/I_z$ (MPa)	fp+fy+fz (MPa)
고정하중	steel	1	-13.763	-10.877	-12.620	-37.260
		2	-13.763	10.877	12.620	9.734
활하중	steel	1	-2.982	-6.804	-8.584	-18.370
		2	-2.982	6.804	8.584	12.406
풍하중	steel	1	3.086	-0.958	-2.851	-0.723
		2	3.086	0.958	2.851	6.895
온도하중	steel	1	68.109	-9.482	-7.241	51.386
		2	68.109	9.482	7.241	84.832
설하중	steel	1	-2.872	-2.120	-2.753	-7.745
		2	-2.872	2.120	2.753	2.000
지점침하	steel	1	0.000	-0.001	0.000	-0.001
		2	0.000	0.001	0.000	0.001
지진하중	steel	1	-3.530	-3.085	-3.862	-10.477
		2	-3.530	3.085	3.862	3.417

5) 하중조합 후 단면의 응력 산정

① 하중 조합

하중조합	고정하중	활하중	풍하중	온도하중	설하중	지점침하	지진하중		증가계수
Comb1	1.0	1.0			1.0	1.0			1.00
Comb2	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0			1.15
Comb3	1.0	1.0	1.0		1.0	1.0			1.25
Comb4	1.0		1.0		1.0	1.0			1.20
Comb5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0			1.35
Comb6	1.0				1.0		1.0		1.50

② 하중조합별 축응력

Combination	Mat.	검토 위치	fp=P/A (MPa)	fy=$M_y z/I_y$ (MPa)	fz=$M_z y/I_z$ (MPa)	fp+fy+fz
Comb1	steel	1	-19.617	-19.801	-23.957	-63.376
		2	-19.617	19.801	23.957	24.141
Comb2	steel	1	42.167	-25.464	-27.129	-10.425
		2	42.167	25.464	27.129	94.760
Comb3	steel	1	-13.225	-16.608	-21.447	-51.279
		2	-13.225	16.608	21.447	24.829
Comb4	steel	1	-11.291	-11.630	-15.187	-38.107
		2	-11.291	11.630	15.187	15.525
Comb5	steel	1	38.206	-22.401	-25.222	-9.417
		2	38.206	22.401	25.222	85.829
Comb6	steel	1	-13.444	-10.721	-12.823	-36.988
		2	-13.444	10.721	12.823	10.101

③ 하중조합별 전단력 및 비틀림모멘트

Combination	S_y(kN)	S_z(kN)	M_T(kN-m)
Comb1	20.660	11.690	2.170
Comb2	24.861	21.635	1.991
Comb3	17.448	9.720	3.032
Comb4	11.850	5.258	1.658
Comb5	22.030	18.770	2.896
Comb6	10.580	6.200	2.720

6) 강재의 허용 응력 산정

① 유효좌굴길이 및 단면2차 반지름

유효좌굴길이	L_y	3.000	m	단면2차 반지름	r_y	$\sqrt{(I_y / A)}$	0.139	m
	L_z	3.000	m		r_z	$\sqrt{(I_z / A)}$	0.139	m

② 강재의 허용 응력

허용 응력	상부플랜지	하부플랜지	복 부
허용축방향인장응력	140 MPa		
허용휨인장응력	140 MPa		
국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력 (fcag)	140 - 0.84 x (L/r - 20)		140 - 0.84 x (L/r - 20)
	138.6 MPa		138.6 MPa
국부좌굴에 대한 허용 응력 (fcal)	b/28in ≤ t , 140 MPa	b/28in ≤ t , 140 MPa	b/28in ≤ t , 140 MPa
	140.0 MPa	140.0 MPa	140.0 MPa
허용축방향압축응력 (fca)	$f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$ 여기서, f_{ca} : 허응축방향압축응력 f_{cag} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력 f_{cal} : 국부좌굴에 대한 허용응력 f_{cao} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값		
	138.6 MPa	138.6 MPa	138.6 MPa
국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨 압축응력 (fbag)	140.0 MPa	140.0 MPa	140.0 MPa
	140.0 MPa	140.0 MPa	140.0 MPa
국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값	140.0 MPa	140.0 MPa	140.0 MPa
허용전단응력	80 MPa		

8) 부재의 응력 검토

① 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재의 검토

- 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재를 검토 시, 축방향력이 압축인 경우 다음의 식을 따른다.

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}(1-f_c/f_{Ey})} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}(1-f_c/f_{Ez})} \le 1 \quad , \quad f_c + \frac{f_{bcy}}{(1-f_c/f_{Ey})} + \frac{f_{bcz}}{(1-f_c/f_{Ez})} \le f_{cal}$$

여기서, f_c : 단면에 작용하는 축방향력에 의한 압축응력

f_{bcy}, f_{bcz} : 각각 강축 및 약축 둘레에 작용하는 휨모멘트에 의한 휨압축응력

f_{caz} : 약축방향의 허용응력

f_{bagy} : 국부좌굴을 고려하지 않은 강축 둘레의 허용휨압축응력

f_{bao} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값

f_{cal} : 양연지지판, 자유돌출판 및 보강된 판에 대한 국부좌굴응력에 대한 허용응력

f_{Ey}, f_{Ez} : 각각 강축 및 약축 둘레의 허용 오일러 좌굴응력

$f_{Ey} = 1{,}200{,}000/(l/r_y)^2 = 2562.8$ MPa

$f_{Ez} = 1{,}200{,}000/(l/r_z)^2 = 2562.8$ MPa

조합	위치	f_c	f_{caz}	f_{bcy}	f_{bagy}	f_{bcz}	f_{bao}	f	f_{cal}	안정검토	검 토
1	1	-19.6	-138.6	-19.8	-140.0	-24.0	-140.0	-63.7	-140.0	0.5	O.K.
	2	-19.6	-138.6	19.8	-140.0	24.0	-140.0	24.5	-140.0	인장	O.K.
2	1	42.2	-138.6	-25.5	-140.0	-27.1	-140.0	-9.6	-140.0	0.1	O.K.
	2	42.2	-138.6	25.5	-140.0	27.1	-140.0	93.9	-140.0	인장	O.K.
3	1	-13.2	-138.6	-16.6	-140.0	-21.4	-140.0	-51.5	-140.0	0.4	O.K.
	2	-13.2	-138.6	16.6	-140.0	21.4	-140.0	25.0	-140.0	인장	O.K.
4	1	-11.3	-138.6	-11.6	-140.0	-15.2	-140.0	-38.2	-140.0	0.3	O.K.
	2	-11.3	-138.6	11.6	-140.0	15.2	-140.0	15.6	-140.0	인장	O.K.
5	1	38.2	-138.6	-22.4	-140.0	-25.2	-140.0	-8.7	-140.0	0.1	O.K.
	2	38.2	-138.6	22.4	-140.0	25.2	-140.0	85.1	-140.0	인장	O.K.
6	1	-13.4	-138.6	-10.7	-140.0	-12.8	-140.0	-37.1	-140.0	0.3	O.K.
	2	-13.4	-138.6	10.7	-140.0	12.8	-140.0	10.2	-140.0	인장	O.K.

② 전단 응력 검토

$\upsilon_y = V_y/A_f + M_t/2F{\cdot}t$, $\upsilon_z = V_z/A_w + M_t/2F{\cdot}t$

Combination	υ_y (MPa)	υ_z (MPa)	υ_a (MPa)	응력 검토
Comb1	3.375	1.951	80	O.K.
Comb2	4.034	3.522	80	O.K.
Comb3	2.903	1.677	80	O.K.
Comb4	1.954	0.908	80	O.K.
Comb5	3.625	3.107	80	O.K.
Comb6	1.799	1.104	80	O.K.

③ 합성 응력 검토

$$\left[\frac{f}{f_a}\right]^2 + \left[\frac{v}{v_a}\right]^2 \leq 1.2$$

f_a, v_a : 허용인장응력 및 전단응력

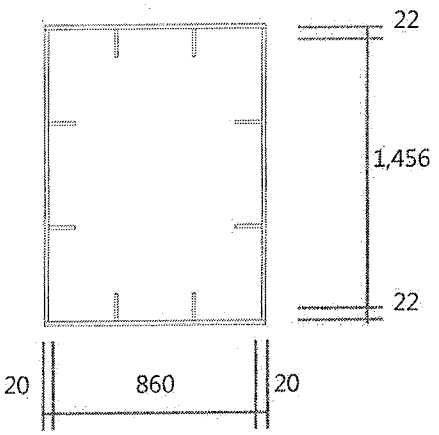
Combination	f	f_a	υ	$υ_a$	f/f_a	$υ/υ_a$	$(f/f_a)^2+(υ/υ_a)^2$	검 토
Comb1	63.4	140.0	3.4	80.0	0.453	0.042	0.207	O.K.
Comb2	94.8		4.0		0.677	0.050	0.461	O.K.
Comb3	51.3		2.9		0.366	0.036	0.135	O.K.
Comb4	38.1		2.0		0.272	0.024	0.075	O.K.
Comb5	85.8		3.6		0.613	0.045	0.378	O.K.
Comb6	37.0		1.8		0.264	0.022	0.070	O.K.

9) 부재의 최소두께 검토

구 분	최소 두께		부재 두께	검 토
축방향 압축력 또는 축방향압축력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재에서 압축응력을 받는 자유돌출판	$\frac{\text{돌출폭}}{16}$	0 mm	9 mm	O.K.
압축응력을 받는 보강된 판의 최소두께	$\frac{b}{56in}$	3 mm	9 mm	O.K.
복부판 (수평보강재 0 단 일때)	$\frac{b}{152}$	2 mm	9 mm	O.K.

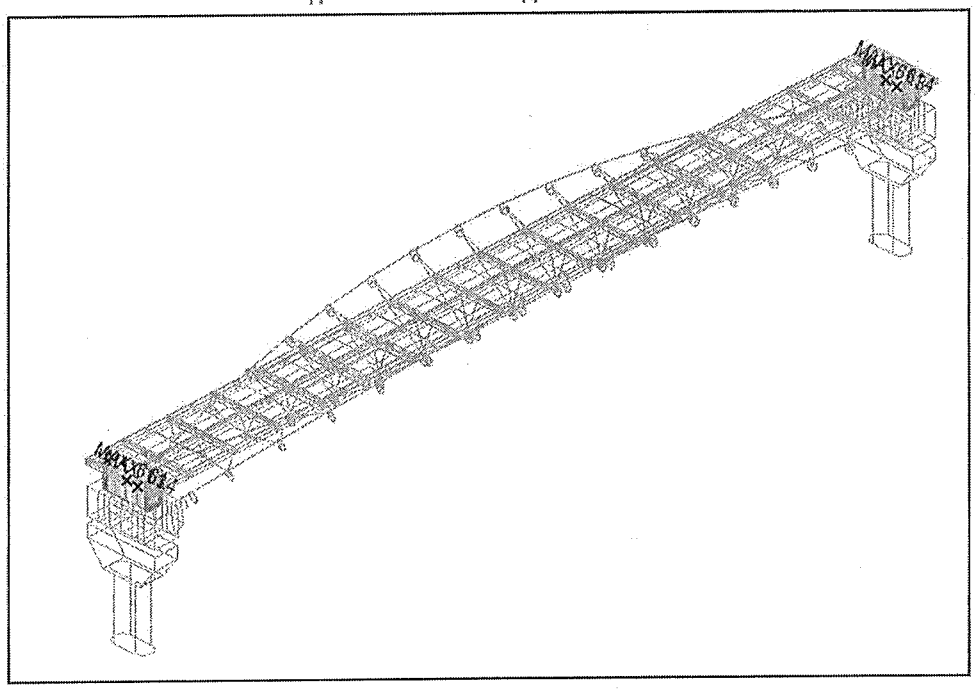
8.7 지점부 크로스박스 : SM □ , 900 x 1,500 x 22 x 20

1) 설계 단면 (ELEMENT - 143 - I (MAX))



(SM 400)

(종리브 PL - 0 × 0)



2) 단면계수

구 분	단 면 계 수			중립축에서 거리			
아치리브	A	0.09612	m^2	steel		y(m)	z(m)
	I_y	0.03099	m^4		1	0.4500	0.7630
	I_z	0.01384	m^4		2	-0.4500	-0.7630

3) 단면력

구 분	F(kN)	S_y(kN)	S_z(kN)	M_T(kN-m)	M_y(kN-m)	M_z(kN-m)
고정하중	-0.83	327.65	29.99	135.74	15.87	235.00
활하중	10.37	214.17	18.82	89.14	6.35	153.08
풍하중	4.95	14.77	17.43	10.80	11.04	6.30
온도하중	2,961.31	49.90	1.85	22.05	1,003.68	57.27
설하중	3.24	68.89	6.29	28.66	2.17	49.26
지점침하	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
지진하중	-8.63	67.18	18.01	30.09	11.32	46.51

4) 단면의 각 하중별 응력 산정

· 압축 응력을 '-'로 표기

하 중	Mat.	검토 위치	fp=P/A (MPa)	fy=$M_y z/I_y$ (MPa)	fz=$M_z y/I_z$ (MPa)	fp+fy+fz (MPa)
고정하중	steel	1	-0.009	-0.391	-7.639	-8.038
		2	-0.009	0.391	7.639	8.021
활하중	steel	1	0.108	-0.156	-4.976	-5.024
		2	0.108	0.156	4.976	5.240
풍하중	steel	1	0.051	-0.272	-0.205	-0.425
		2	0.051	0.272	0.205	0.528
온도하중	steel	1	30.808	-24.716	-1.862	4.231
		2	30.808	24.716	1.862	57.386
설하중	steel	1	0.034	-0.053	-1.601	-1.621
		2	0.034	0.053	1.601	1.688
지점침하	steel	1	0.000	0.000	0.000	0.000
		2	0.000	0.000	0.000	0.000
지진하중	steel	1	-0.090	-0.279	-1.512	-1.880
		2	-0.090	0.279	1.512	1.701

5) 하중조합 후 단면의 응력 산정

① 하중 조합

하중조합	고정하중	활하중	풍하중	온도하중	설하중	지점침하	지진하중		증가계수
Comb1	1.0	1.0			1.0	1.0			1.00
Comb2	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0			1.15
Comb3	1.0	1.0	1.0		1.0	1.0			1.25
Comb4	1.0		1.0		1.0	1.0			1.20
Comb5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0			1.35
Comb6	1.0				1.0		1.0		1.50

② 하중조합별 축응력

Combination	Mat.	검토 위치	fp=P/A (MPa)	fy=$M_y z/I_y$ (MPa)	fz=$M_z y/I_z$ (MPa)	fp+fy+fz
Comb1	steel	1	0.133	-0.601	-14.216	-14.683
		2	0.133	0.601	14.216	14.949
Comb2	steel	1	26.906	-22.014	-13.980	-9.089
		2	26.906	22.014	13.980	62.900
Comb3	steel	1	0.148	-0.698	-11.536	-12.087
		2	0.148	0.698	11.536	12.382
Comb4	steel	1	0.064	-0.597	-7.870	-8.403
		2	0.064	0.597	7.870	8.531
Comb5	steel	1	22.958	-18.954	-12.061	-8.057
		2	22.958	18.954	12.061	53.973
Comb6	steel	1	-0.043	-0.482	-7.168	-7.693
		2	-0.043	0.482	7.168	7.607

③ 하중조합별 전단력 및 비틀림모멘트

Combination	S_y(kN)	S_z(kN)	M_T(kN-m)
Comb1	610.710	55.100	253.540
Comb2	574.443	49.522	239.643
Comb3	500.384	58.024	211.472
Comb4	342.758	44.758	146.000
Comb5	500.281	55.096	212.141
Comb6	309.147	36.193	129.660

6) 강재의 허용 응력 산정

① 유효좌굴길이 및 단면2차 반지름

유효좌굴길이	L_y	3.000 m	단면2차 반지름	r_y	$\sqrt{(I_y / A)}$	0.568	m
	L_z	3.000 m		r_z	$\sqrt{(I_z / A)}$	0.380	m

② 강재의 허용 응력

허용 응력	상부플랜지	하부플랜지	복 부
허용축방향인장응력	140 MPa		
허용휨인장응력	140 MPa		
국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력 (fcag)	140		140
	140.0 MPa		140.0 MPa
국부좌굴에 대한 허용 응력 (fcal)	b/28in ≤ t , 140 MPa	b/28in ≤ t , 140 MPa	b/28in ≤ t , 140 MPa
	140.0 MPa	140.0 MPa	140.0 MPa
허용축방향압축응력 (fca)	$f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$ 여기서, f_{ca} : 허용축방향압축응력 f_{cag} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력 f_{cal} : 국부좌굴에 대한 허용응력 f_{cao} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값		
	140.0 MPa	140.0 MPa	140.0 MPa
국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨 압축응력 (fbag)	140.0 MPa	140.0 MPa	140.0 MPa
	140.0 MPa	140.0 MPa	140.0 MPa
국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값	140.0 MPa	140.0 MPa	140.0 MPa
허용전단응력	80 MPa		

8) 부재의 응력 검토

① 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재의 검토

- 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재를 검토 시, 축방향력이 압축인 경우 다음의 식을 따른다.

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}(1-f_c/f_{Ey})} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}(1-f_c/f_{Ez})} \le 1 \quad , \quad f_c + \frac{f_{bcy}}{(1-f_c/f_{Ey})} + \frac{f_{bcz}}{(1-f_c/f_{Ez})} \le f_{cal}$$

여기서, f_c : 단면에 작용하는 축방향력에 의한 압축응력

f_{bcy}, f_{bcz} : 각각 강축 및 약축 둘레에 작용하는 휨모멘트에 의한 휨압축응력

f_{caz} : 약축방향의 허용응력

f_{bagy} : 국부좌굴을 고려하지 않은 강축 둘레의 허용휨압축응력

f_{bao} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값

f_{cal} : 양연지지판, 자유돌출판 및 보강된 판에 대한 국부좌굴응력에 대한 허용응력

f_{Ey}, f_{Ez} : 각각 강축 및 약축 둘레의 허용 오일러 좌굴응력

$f_{Ey} = 1{,}200{,}000/(l/r_y)^2 = 42982.8$ MPa

$f_{Ez} = 1{,}200{,}000/(l/r_z)^2 = 19204.1$ MPa

조합	위치	f_c	f_{caz}	f_{bcy}	f_{bagy}	f_{bcz}	f_{bao}	f	f_{cal}	안정검토	검 토
1	1	0.1	-140.0	-0.6	-140.0	-14.2	-140.0	-14.7	-140.0	0.1	O.K.
	2	0.1	-140.0	0.6	-140.0	14.2	-140.0	14.9	-140.0	인장	O.K.
2	1	26.9	-140.0	-22.0	-140.0	-14.0	-140.0	-9.1	-140.0	0.1	O.K.
	2	26.9	-140.0	22.0	-140.0	14.0	-140.0	62.9	-140.0	인장	O.K.
3	1	0.1	-140.0	-0.7	-140.0	-11.5	-140.0	-12.1	-140.0	0.1	O.K.
	2	0.1	-140.0	0.7	-140.0	11.5	-140.0	12.4	-140.0	인장	O.K.
4	1	0.1	-140.0	-0.6	-140.0	-7.9	-140.0	-8.4	-140.0	0.1	O.K.
	2	0.1	-140.0	0.6	-140.0	7.9	-140.0	8.5	-140.0	인장	O.K.
5	1	23.0	-140.0	-19.0	-140.0	-12.1	-140.0	-8.0	-140.0	0.1	O.K.
	2	23.0	-140.0	19.0	-140.0	12.1	-140.0	53.9	-140.0	인장	O.K.
6	1	0.0	-140.0	-0.5	-140.0	-7.2	-140.0	-7.7	-140.0	0.1	O.K.
	2	0.0	-140.0	0.5	-140.0	7.2	-140.0	7.6	-140.0	인장	O.K.

② 전단 응력 검토

$\upsilon_y = V_y/A_f + M_t/2F{\cdot}t$, $\upsilon_z = V_z/A_w + M_t/2F{\cdot}t$

Combination	υ_y (MPa)	υ_z (MPa)	υ_a (MPa)	응력 검토
Comb1	20.457	5.495	80	O.K.
Comb2	19.265	5.152	80	O.K.
Comb3	16.835	4.785	80	O.K.
Comb4	11.555	3.382	80	O.K.
Comb5	16.846	4.748	80	O.K.
Comb6	10.382	2.944	80	O.K.

③ 합성 응력 검토

$$\left[\frac{f}{f_a}\right]^2 + \left[\frac{v}{v_a}\right]^2 \leq 1.2$$

f_a, v_a : 허용인장응력 및 전단응력

Combination	f	f_a	υ	$υ_a$	f/f_a	$υ/υ_a$	$(f/f_a)^2+(υ/υ_a)^2$	검 토
Comb1	14.9	140.0	20.5	80.0	0.107	0.256	0.077	O.K.
Comb2	62.9		19.3		0.449	0.241	0.260	O.K.
Comb3	12.4		16.8		0.088	0.210	0.052	O.K.
Comb4	8.5		11.6		0.061	0.144	0.025	O.K.
Comb5	54.0		16.8		0.386	0.211	0.193	O.K.
Comb6	7.7		10.4		0.055	0.130	0.020	O.K.

9) 부재의 최소두께 검토

구 분	최소 두께		부재 두께	검 토
축방향 압축력 또는 축방향압축력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재에서 압축응력을 받는 자유돌출판	$\frac{돌출폭}{16}$	0 mm	22 mm	O.K.
압축응력을 받는 보강된 판의 최소두께	$\frac{b}{56in}$	6 mm	22 mm	O.K.
복부판 (수평보강재 0 단 일때)	$\frac{b}{152}$	10 mm	20 mm	O.K.

제9장 아치지점부 설계

9.1 아치지점부 단면력

(단위 : kN, m)

구 분		축력	수평전단력	연직전단력	연직모멘트	수평모멘트	비 고
SComb 1		94.7	1011.0	279.8	116.4	1467.8	
SComb 2	Max	158.0	612.8	262.5	93.7	940.6	
	Min	19.2	706.7	89.1	67.1	968.9	
SComb 3	Max	138.8	754.8	323.1	123.1	1126.1	
	Min	27.3	1034.5	156.5	82.1	1474.5	
SComb 4	Max	2495.1	716.2	280.1	2456.7	909.0	
	Min	2362.1	1053.8	190.7	2758.1	1563.4	
SComb 5	Max	2558.5	550.7	262.8	2434.0	716.1	
	Min	2453.1	749.5	79.9	2779.6	1064.6	
SComb 6	Max	2539.2	692.7	323.4	2463.4	901.6	
	Min	2406.6	1077.3	147.3	2764.7	1570.1	
UComb 1		144.2	1612.8	452.1	182.0	2343.6	
UComb 2	Max	205.4	918.7	341.3	121.8	1259.6	
	Min	205.4	796.6	341.3	121.8	1222.8	
UComb 3	Max	180.4	1344.8	420.1	160.0	1916.9	
	Min	180.4	981.2	420.1	160.0	1463.9	
UComb 4	Max	3243.7	931.0	364.1	3193.7	1181.6	
	Min	3070.7	1369.9	247.9	3585.5	2032.4	
UComb 5	Max	3201.6	721.4	337.3	3046.5	942.9	
	Min	3062.9	969.8	108.7	3470.5	1378.5	
UComb 6	Max	3174.5	865.7	404.7	3079.3	1126.9	
	Min	3008.7	1346.8	183.7	3455.9	1962.8	
EQ1	Max	96.1	123.7	89.7	19.2	151.2	
	Min	36.9	107.1	49.1	13.1	62.0	
사용하중조합 MAX		2558.5	1077.3	323.4	2779.6	1570.1	
계수하중조합 MAX		3243.7	1612.8	452.1	3585.5	2343.6	

1) Deep beam 설계

① 강축 검토

☞ Deep Beam 판정 ln / d < 5 : deep beam

ln / d > 5 : normal beam

ln = 300 cm ln/d = 1.875 : ▶ deep beam

☞ 설계조건 : f_{ck} = 27 MPa φ_f = 0.85

f_y = 400 MPa φ_v = 0.75 k_1 = 0.85

- 설계휨모멘트(Mu) = 3585.520 kN · m
- 설계전단력 (Su) = 452.110 kN
- 설계단면 : b = 150 cm
  d = 160 cm
  d' = 10 cm

- 휨 모멘트 검토

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 11.619 As

Mu = φf · As · fy · (d - a / 2)

- 1975.308 A_s^2 + 544.000 As - 3.586 = 0 에서

As(req) = 67.577 cm^2

단면 철근비 : p = As / (b · d) = 0.00282

최대 철근비 : pmax = 0.75 · 0.85 · k1 · (fck/fy) · (600/(600+fy)) = 0.02195

최소 철근비 : $p_{min} = \dfrac{1.4 / f_y}{0.25 \cdot \sqrt{fck} / fy}$ 두값중 큰값적용 = 0.00350

$A_{s(min1)}$ = pmin · b · d = 84.000

$A_{s(min2)}$ = 0.002 · b · d = 48.000 ∴ 필요철근량 : A_s = 84.000 cm^2

$A_{s(min3)}$ = 4/3 · As(req) = 90.103

Use As H 29 - 14 ea (As = 6.424 x 14 = 89.936 cm^2)

∴ 사용철근량 : A_s = 89.936 cm^2) - O.K -

∴ φfMn = 0.85 · As · fy · (d-a/2) = 4732.746 kN · m > M_u = 3585.520 kN · m ∴ O.K

- 전단력 검토

설계 전단력 = S_u = 452.110 kN

1/2 · φvSc = 0.8 · 1 / 6 · √ fck · b · d = 779.423 kN

Su < 1/2 · φvSc 이므로 전단보강필요없음!!! ∴ 최소전단철근 보강함.

* 최대전단강도 검토

φMax Vn = φ x 2 x (√fck /3) x bo x d

= 0.8 x 2 x (√27 / 3) x 1.5 x 1.6

= 6235.38 kN ≥ Vu = 452.11 kN - O.K -

* 전단철근의 전단강도

수직 전단철근

Sv = 20 cm 를 사용 (Sv ≤ d/5= 32 or 30 cm) - O.K -

Av min = 0.0025 x Sv x b = 7.500 ㎠

사용 Av = 7.944 ㎠ H 16 - 4 ea - O.K -

수평 전단철근

Sh = 20 cm 를 사용 (Sh ≤ d/3= 53.3 or 30 cm) - O.K -

Ah min = 0.0015 x Sv x b = 4.500 ㎠

사용 Ah = 7.944 ㎠ H 16 - 2 ea - O.K -

H 16 - 2 ea

Vs = { Av / Sv x 1 + ln / d / 12 + Ah / Sh x 11 - ln / c / 12 } x fy x d

= { 0.240 x 0.000794 / 0.2 + 0.760 x 0.000794 / 0.20 } x 400.0 x 1.60

= 2542.08 kN ≤ Vc = 6235.38 kN ∴ O.K

* 설계 전단강도

φVn = φ x (Ss + Sc) = 0.750 x (2542.08 + 2078.461)

= 3465.41 kN ≥ Vu = 452.11 kN ∴ O.K

② 약축 검토

☞ Deep Beam 판정 ln / d < 5 : deep beam
ln / d > 5 : normal beam
ln = 300 cm ln/d = 2.000 : ▶ deep beam

☞ 설계조건 : f_{ck} = 27 MPa φ_f = 0.85
f_y = 400 MPa φ_v = 0.75 k_1 = 0.85

- 설계휨모멘트(Mu) = 2343.600 kN · m
- 설계전단력 (Su) = 1612.830 kN

- 설계단면 : b = 160 cm
d = 150 cm
d' = 10 cm

- 휨 모멘트 검토

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 10.893 As
Mu = φf · As · fy · (d - a / 2)
- 1851.853 A_s^2 + 510.000 As - 2.344 = 0 에서
As(req) = 46.755 cm^2

단면 철근비 : p = As / (b · d) = 0.00195
최대 철근비 : pmax = 0.75 · 0.85 · k1 · (fck/fy) · (600/(600+fy)) = 0.02195
최소 철근비 : p_{min} = $\frac{1.4 / f_y}{0.25 \cdot \sqrt{fck} / fy}$ 두값중 큰값적용 = 0.00350

$A_{s(min1)}$ = pmin · b · d = 84.000
$A_{s(min2)}$ = 0.002 · b · d = 48.000 ∴ 필요철근량 : A_s = 62.340 cm^2
$A_{s(min3)}$ = 4/3 · As(req) = 62.34

Use As H 29 - 15 ea (As = 6.424 x 15 = 96.360 cm^2)
∴ 사용철근량 : A_s = 96.360 cm^2) - O.K -

∴ φfMn = 0.85 · As · fy · (d-a/2) = 4742.411 kN · m > M_u = 2343.600 kN · m ∴ O.K

2) 내민받침 설계

① 검토조건

· f_{ck} = 27 MPa　　· b = 150 cm

· f_y = 400 MPa　　· d = 160 cm

② 적용범위 검토

Su = 452.11 kN　　Mu = 3585.52 kN·m

a = Mu / Su = 3585.520 / 452.110 = 7.931

a / d < 1 ⟶ corbel 설계 생략 가능

7.931 / 1.770 = 4.481 > 1

③ 철근량산정

- 휨모멘트에 대한 철근량 (Af)

Mu' = Su·a + Nu·d'

여기서, Nu: 수평하중는 0.2 Su 이상이라야함.

(Nu = 0.2 × 452.11 = 90.422 kN)

Mu' = 452.11 × 7.931 + 90.422 × 0.1 = 3594.727 kN·m

$$a = \{0.85 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{\{0.85 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 4 \times 0.85 \times f_{ck} \times b \times Mu / 2 \times \Phi\}}\} / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 8.377 \text{ cm}$$

$$A_{f(req)} = Mu / \{\Phi \times f_y \times (d - a / 2)\}$$

$$= 3594.727 \times 10^{-3} / \{0.8 \times 400 \times (1.60 - 0.084 / 2)\}$$

$$= 72.097 \text{ cm}^2$$

- 수평 하중에 대한 철근 (An)

$$A_n = Nu / (\Phi f_y)$$

$$= 90.422 \times 0.001 / (0.8 \times 400) = 2.826 \text{ cm}^2$$

- 주철근량 (As)

As = Af + An = 72.097 + 2.826 = 74.923 cm^2

As는 다음조건을 만족해야 한다.

As ≥ 2 / 3 × Avf + An

여기서, Avf = Su / (Φ · fy · μ) μ (마찰계수) : 1.4

= 452.11 × 0.001 / (0.8 × 400 × 1.4)

= 10.092 cm^2

As = 2 / 3 × 10.092 + 2.826 = 9.554 cm^2

As ≥ 0.04 × (fck / fy) × b × d

= 0.04 × (27 / 400) × 150 × 160 = 64.800 cm^2

∴ As = 74.923 cm^2

USE H 29 @ 100 = 89.936 cm^2 (14 ea)

사용As = 89.936 cm^2 - O.K -

- 폐합스터럽(전단마찰철근) 산정

Ah ≥ 0.5 (As - An)

= 0.5 × (74.923 - 2.826) = 36.049 cm^2

USE H 16 - 2 ea × 6 단

USE H 16 - 2 ea × 6 단 (As = 47.664 cm^2) - O.K -

3) 사용성검토

① 검토조건

fck =	27	MPa	fy =	400	MPa
B =	150	cm	H =	170	cm
d =	160	cm	d' =	10	cm
M =	2779.570	kN · m	n =	9	

사용철근:								
	직 경 :	29	0	0	mm			
	수 량 :	14	0	0	EA			
		89.94	0.00	0.00	㎠	As=	89.94	㎠

② 균열검토

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 36.51 cm

fs = M / (As (d - x / 3)) = 209.064 MPa

βc = (H - x) / (H - x - d ') = 1.08

- 허용균열폭

tc = 85.5 mm (최외단 주인장철근 표면에서 콘크리트 표면까지의 최단거리)

wa = 0.005tc = 0.428 mm

- 균열폭 산정

$A = (2 \cdot dc \cdot b) / N = 214.29 \ cm^2$

균열폭 : $w = 1.08 \cdot \beta c \cdot f s \cdot \sqrt[3]{(dc \cdot A)} \cdot 10^{-5}$

$= 0.315 \ mm$

$\therefore \quad w < wa \qquad \therefore$ O.K

9.2 코핑부 단면력

(단위 : kN, m)

구 분		축력	수평전단력	연직전단력	연직모멘트	수평모멘트	비 고
SComb 1		460.8	13.8	122.4	187.2	8.9	
SComb 2	Max	227.5	23.1	92.6	113.9	31.4	
	Min	368.8	14.3	94.6	128.7	21.4	
SComb 3	Max	275.9	34.2	94.7	109.1	57.5	
	Min	496.1	11.8	122.9	190.9	6.6	
SComb 4	Max	293.5	46.8	93.6	145.1	97.7	
	Min	449.1	1.7	132.3	240.9	25.0	
SComb 5	Max	209.8	38.1	91.0	146.2	74.2	
	Min	357.2	2.2	104.5	182.4	12.4	
SComb 6	Max	258.2	49.2	93.1	141.4	100.4	
	Min	484.5	0.3	132.8	244.7	27.2	
UComb 1		737.2	14.2	183.6	299.4	3.0	
UComb 2	Max	295.7	30.1	120.3	148.1	40.8	
	Min	479.4	18.6	123.0	167.3	27.8	
UComb 3	Max	358.6	44.5	123.1	141.9	74.8	
	Min	644.9	15.4	159.8	248.2	8.6	
UComb 4	Max	381.5	60.8	121.7	188.6	127.0	
	Min	583.8	2.2	171.9	313.2	32.5	
UComb 5	Max	277.1	48.5	118.4	188.8	94.1	
	Min	461.3	3.6	135.3	234.1	14.2	
UComb 6	Max	322.4	61.5	116.4	176.7	125.5	
	Min	605.9	0.4	166.0	305.9	34.1	
EQ1	Max	122.3	10.4	10.8	28.5	25.1	
	Min	87.5	5.9	8.9	26.0	11.1	
사용하중조합 MAX		496.1	49.2	132.8	244.7	100.4	
계수하중조합 MAX		737.2	61.5	183.6	313.2	127.0	

1) Deep beam 설계

① 강축 검토

☞ Deep Beam 판정 ln / d < 5 : deep beam

ln / d > 5 : normal beam

ln = 118 cm ln/d = 0.739 : ▶ deep beam

☞ 설계조건 : f_{ck} = 27 MPa φ_f = 0.85

f_y = 400 MPa φ_v = 0.75 k_1 = 0.85

- 설계휨모멘트(Mu) = 313.170 kN · m
- 설계전단력 (Su) = 183.590 kN

- 설계단면 : b = 160 cm
  d = 160 cm
  d' = 10 cm

- 휨 모멘트 검토

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 10.893 As

Mu = φf · As · fy · (d - a / 2)

- 1851.853 A_s^2 + 544.000 As - 0.313 = 0 에서

As(req) = 5.765 cm^2

단면 철근비 : p = As / (b · d) = 0.00023

최대 철근비 : pmax = 0.75 · 0.85 · k1 · (fck/fy) · (600/(600+fy)) = 0.02195

최소 철근비 : $p_{min} = \dfrac{1.4 / f_y}{0.25 \cdot \sqrt{fck} / fy}$ 두값중 큰값적용 = 0.00350

$A_{s(min1)}$ = pmin · b · d = 89.600

$A_{s(min2)}$ = 0.002 · b · d = 51.200 ∴ 필요철근량 : A_s = 51.200 cm^2

$A_{s(min3)}$ = 4/3 · As(req) = 7.687

Use As H 29 - 13 ea (As = 6.424 x 13 = 83.512 cm^2)

∴ 사용철근량 : A_s = 83.512 cm^2) - O.K -

∴ φfMn = 0.85 · As · fy · (d-a/2) = 4413.9 kN · m > M_u = 313.170 kN · m ∴ O.K

- 전단력 검토

설계 전단력 = S_u = 183.590 kN

1/2 · φvSc = 0.8 · 1 / 6 · √ fck · b · d = 831.384 kN

Su < 1/2 · φvSc 이므로 전단보강필요없음!!! ∴ 최소전단철근 보강함.

* 최대전단강도 검토

φMax Vn = φ x 2 x (√fck /3) x bo x d

= 0.8 x 2 x (√27 / 3) x 1.6 x 1.6

= 6651.08 kN ≥ Vu = 183.59 kN - O.K -

* 전단철근의 전단강도

수직 전단철근

Sv = 20 cm 를 사용 (Sv ≤ d/5= 32 or 30 cm) - O.K -

Av min = 0.0025 x Sv x b = 8.000 ㎠

사용 Av = 11.916 ㎠ H 16 - 6 ea - O.K -

수평 전단철근

Sh = 20 cm 를 사용 (Sh ≤ d/3= 53.3 or 30 cm) - O.K -

Ah min = 0.0015 x Sv x b = 4.800 ㎠

사용 Ah = 7.944 ㎠ H 16 - 2 ea - O.K -

H 16 - 2 ea

Vs = { Av / Sv x 1 + ln / d / 12 + Ah / Sh x 11 - ln / c / 12 } x fy x d

= { 0.145 x 0.001192 / 0.2 + 0.855 x 0.000794 / 0.20 } x 400.0 x 1.60

= 2726.38 kN ≤ Vu = 6651.08 kN ∴ O.K

* 설계 전단강도

φVn = φ x (Ss + Sc) = 0.750 x (2726.38 + 2217.025)

= 3707.55 kN ≥ Vu = 183.59 kN ∴ O.K

② 약축 검토

☞ Deep Beam 판정 ln / d < 5 : deep beam
ln / d > 5 : normal beam
ln = 118 cm ln/d = 0.739 : ▶ deep beam

☞ 설계조건 : f_{ck} = 27 MPa φ_f = 0.85
f_y = 400 MPa φ_v = 0.75 k_1 = 0.85

• 설계휨모멘트(Mu) = 126.990 kN • m • 설계단면 : b = 160 cm
• 설계전단력 (Su) = 61.480 kN d = 160 cm
d' = 10 cm

- 휨 모멘트 검토

$a = As \cdot fy / 0.85 \cdot fck \cdot b = 10.893\ As$
$Mu = \varphi f \cdot As \cdot fy \cdot (d - a / 2)$
$- 1851.853\ A_s^2 + 544.000\ As - 0.127 = 0$ 에서
$As(req) = 2.336\ cm^2$

단면 철근비 : $p = As / (b \cdot d)$ = 0.00009
최대 철근비 : $pmax = 0.75 \cdot 0.85 \cdot k1 \cdot (fck/fy) \cdot (600/(600+fy))$ = 0.02195
최소 철근비 : $p_{min} = \dfrac{1.4 / f_y}{0.25 \cdot \sqrt{fck} / fy}$ 두값중 큰값적용 = 0.00350

$A_{s(min1)}$ = pmin • b • d = 89.600
$A_{s(min2)}$ = 0.002 • b • d = 51.200 ∴ 필요철근량 : A_s = 51.200 cm^2
$A_{s(min3)}$ = 4/3 • As(req) = 3.115

Use As H 29 - 13 ea (As = 6.424 x 13 = 83.512 cm^2)
∴ 사용철근량 : A_s = 83.512 cm^2) - O.K -

∴ $\varphi fMn = 0.85 \cdot As \cdot fy \cdot (d-a/2)$ = 4413.9 kN • m > M_u = 126.990 kN • m ∴ O.K

2) 내민받침 설계

① 검토조건

· f ck = 27 MPa · b = 160 cm

· f y = 400 MPa · d = 160 cm

② 적용범위 검토

Su = 183.59 kN Mu = 313.17 kN·m

a = Mu / Su = 313.170 / 183.590 = 1.706

a / d < 1 ⟶ corbel 설계 생략 가능

1.706 / 1.770 = 0.964 < 1

③ 철근량산정

- 휨모멘트에 대한 철근량 (Af)

Mu' = Su·a + Nu·d'

여기서, Nu: 수평하중는 0.2 Su 이상이라야함.

(Nu = 0.2 × 183.59 = 36.718 kN)

Mu' = 183.59 × 1.706 + 36.718 × 0.1 = 316.876 kN·m

$a = 0.85 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{\{ 0.85 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 4 \times 0.85 \times f_{ck} \times b \times Mu / 2 \times \Phi \}]} / 0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 0.676 cm

$A_{f(req)} = Mu / \{ \Phi \times f_y \times (d - a / 2)\}$

$= 316.876 \times 10^{-3} / \{ 0.8 \times 400 \times (1.60 - 0.007 / 2)\}$

$= 6.202 \ cm^2$

- 수평 하중에 대한 철근 (An)

An = Nu / (Φ f y)

$= 36.718 \times 0.001 / (0.8 \times 400)$ = 1.147 cm^2

- 주철근량 (As)

As = Af + An = 6.202 + 1.147 = 7.349 cm^2

As는 다음조건을 만족해야 한다.

As ≥ 2 / 3 × Avf + An

여기서, Avf = Su / (Φ · fy · μ) μ (마찰계수) : 1.4

= 183.59 × 0.001 / (0.8 × 400 × 1.4)

= 4.098 cm^2

As = 2 / 3 × 4.098 + 1.147 = 3.879 cm^2

As ≥ 0.04 × (fck / fy) × b × d

= 0.04 × (27 / 400) × 160 × 160 = 69.120 cm^2

∴ As = 69.120 cm^2

USE H 29 @ 100 = 83.512 cm^2 (13 ea)

사용As = 83.512 cm^2 - O.K -

- 폐합스터럽(전단마찰철근) 산정

Ah ≥ 0.5 (As - An)

= 0.5 × (69.120 - 1.147) = 33.987 cm^2

USE H 16 - 2 ea × 6 단

USE H 16 - 2 ea × 6 단 (As = 47.664 cm^2) - O.K -

3) 사용성검토

① 검토조건

fck =	27	MPa	fy =	400	MPa
B =	160	cm	H =	170	cm
d =	160	cm	d' =	10	cm
M =	244.660	kN · m	n =	9	

사용철근:							
직 경 :	29	0	0	mm			
수 량 :	13	0	0	EA			
	83.51	0.00	0.00	cm^2	As=	83.51	cm^2

② 균열검토

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 34.36 cm

fs = M / (As (d - x / 3)) = 19.722 MPa

βc = (H - x) / (H - x - d ') = 1.08

- 허용균열폭

tc = 85.5 mm (최외단 주인장철근 표면에서 콘크리트 표면까지의 최단거리)

wa = 0.005tc = 0.428 mm

- 균열폭 산정

$A = (2 \cdot dc \cdot b) / N = 246.15 \ ㎟$

균열폭 : $w = 1.08 \cdot \beta c \cdot fs \cdot \sqrt[3]{(dc \cdot A)} \cdot 10^{-5}$

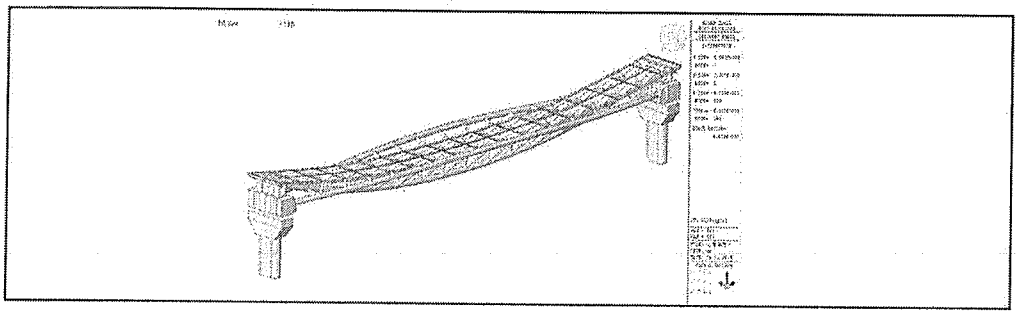
$= 0.031 \ mm$

$\therefore \ w < wa \quad \therefore$ O.K

제10장 사용성 검토

10.1 활하중 처짐 검토

교량형식			최대처짐 (m)	
	종류	지간	단순지지거더 및 연속거더	게르버거더의 캔틸레버부
플레이트 거더형식	철근콘크리트 슬래브가 있는 플레이트거더	L≤10m	L/2,000	L/1,200
		10<L≤40m	L/(2,000/L)	L/(1,200/L)
		L>40m	L/500	L/300
	기타의 슬래브가 있는 플레이트 거더		L/500	L/300
현수교형식			L/350	
사장교형식			L/400	
기타형식			L/600	L/400



- 허용처짐 : L / 600 = 53200 / 600 = 88.7 mm > 60.2 mm O.K

10.2 진동 검토

1) 제어대상 진동모드

- 보행하중과 공진하게 되는 진동모드를 선정하여 TMD의 제어대상모드로 선정
- 신당보도육교의 모드해석 결과에서 고유진동수와 주형의 모드형상을 기준으로 수직진동에 대해 제어대상이 되는 모드를 선정하고 이를 기준으로 Eurocode(E.C. 5.2) 기준에 따라 TMD를 설계
- 해외보도교 허용진동기준

규 준	수직가속도(m/s^2)	수평가속도(m/s^2)
BS5400(영국)	$a_{max} \leq 0.5\sqrt{f}$	요구사항 없음
Eurocode(유럽)	$a_{max} \leq 0.7$	1인보행 : $a_{max} \leq 0.2$ 다수보행 : : $a_{max} \leq 0.4$
ISO 10137(국제표준)	ISO2631-1 곡선의 60배	ISO2631-2곡선의 60배
Bro 2004(스웨덴)	$a_{RMS} \leq 0.5$	요구사항 없음

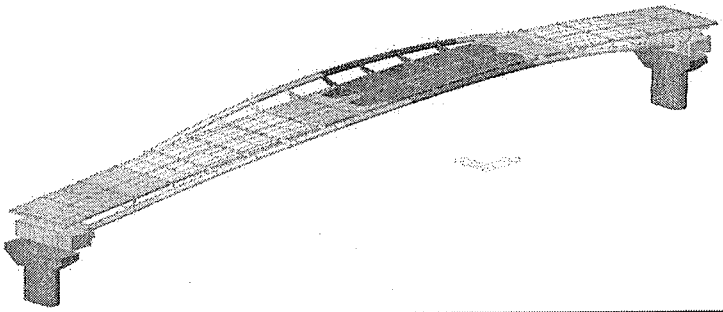
① 제어대상 진동모드

구 분	Mode	Frequency (Hz)	Period (Sec.)	모드질량 (ton)
충진 타입	수직모드 (전체 Mode 1차)	1.8601	0.5376	58.14

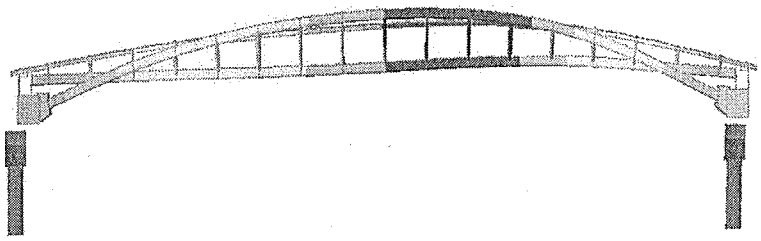
- 본 교량의 Z방향(보행자의 진동과 상응하는 응답 성분)의 진동수는 1.860Hz 로서 서울시 보도육교 설계기준인 1.5~2.3Hz 범위에 존재하여 별도의 제진장치가 필요함.

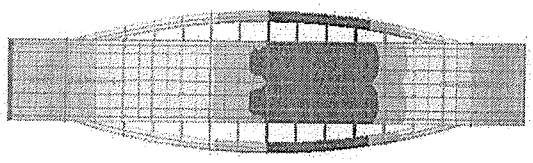
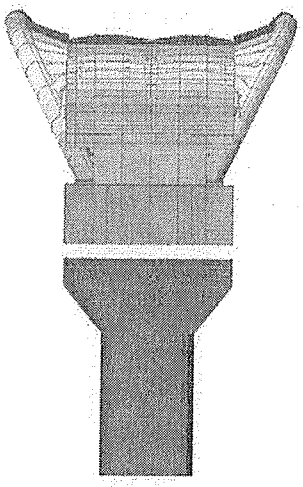
② 수직모드

(a) 3D view



(b) Elev. view



(c) Plan view	(d) Side view
	

2) 진동가속도 해석

① 수직진동

1인 보행하중에 의한 가속도	집단 보행하중에 의한 가속도

$$a_{vert,1} = \frac{166K}{M}\frac{1}{\xi}(1-e^{-2\pi\eta\xi})$$

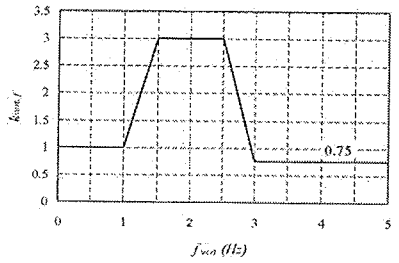
구 분	가속도(1인 보행하중)
$a_{vert,1}$ (㎨)	0.2956

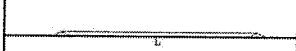
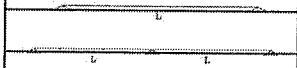
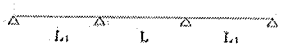
$$a_{vert} = \begin{cases} \text{for a few pedestrians} \\ \Rightarrow a_{vert,1} \times k_{vert,f} \\ \text{for a continuous flow of pdestrians} \\ \Rightarrow 0.027 \times L \times a_{vert,1} \times k_{vert,f} \end{cases}$$

구 분	a few pedestrians	continuous pedestrians
a_{vert} (㎨)	0.8868	2.3657

- $a_{vert,1}$: 1인 보행하중에 의한 수직진동 가속도(m/s^2)
- K : 형상계수 (= 1)
- M : 보도교의 질량 (kg)
- ξ : 보도교의 감쇠비 (= 0.4%)
- n : 교량을 지나는데 필요한 발걸음 수 (한 걸음을 75㎝로
- $k_{vert,f}$: 동적증폭계수 (= 3.0)
- L : 보도교의 경간장 (49.4m)
- b : 보도교의 유효폭 (2m, 순수보행공간 한정)

② 동적증폭계수 $k_{vert,f}$ 와 형상계수 K



Bridge configuration	L_1/L	factor K
	-	1
	-	0.7
	1	0.6
	0.8	0.8
	0.6 or less	0.9

3) TMD 설계

① TMD 설계변수

요구저감계수	요구감쇠비
$\frac{a_{crit}}{a_{pert}} = \frac{0.7}{2.3667} = 0.2959$	$\sqrt{\frac{\zeta_{footbridge}}{\zeta_{eff}}} = 0.2959,\ \zeta_{eff} = \frac{0.004}{0.2959^2} = 0.04568$
요구 TMD 질량비	TMD 질량
$\epsilon_{eff} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{\mu}{2+\mu}} \rightarrow 4\epsilon_{eff}^2 = \frac{\mu}{2+\mu}$ $\therefore \mu = 0.0168$	· TMD의 마찰력 및 조립상의 오차를 고려하여 다음과 같이 TMD의 이동질량을 산정함. · TMD 초기질량 $58.14 ton \times 0.0168 = 0.978 ton (\mu = 0.02752)$

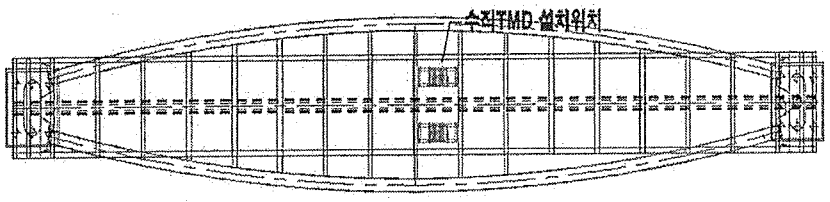
TMD 진동수비 $\left(f_R = \frac{1}{1+\mu}\right)$	TMD 감쇠비 $\left(\zeta_T = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)^3}}\right)$	감쇠비 증가분 $\left(\zeta_{eff} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{\mu}{2+\mu}}\right)$	제어후 진동가속도 a_{pert} (㎨)
0.9732	0.09764	감쇠비 증가분0.05825	0.62

4) TMD 설치위치

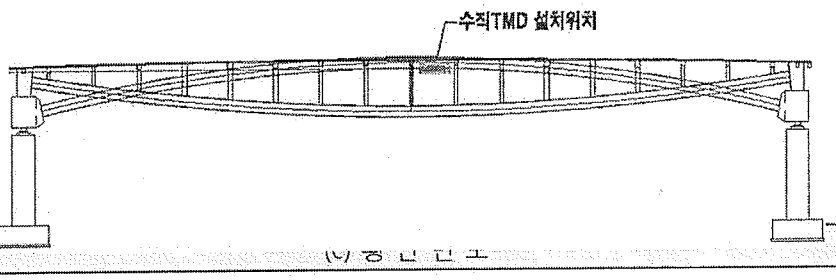
설치대수	이동질량	진동수비	감쇠비	TMD Stroke
2대	800 kg/ 대	진동수비0.9732	0.09764	2.042 ㎝

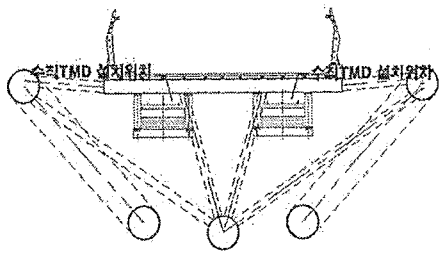
- 본 교량의 진동가속도는 0.62㎨으로 Eurocode(유럽) 설계기준인 0.7㎨ 미만의 범위에 발생하도록 설계함.

a) 평 면 도



(b) 종 단 면 도





제11장 내진해석

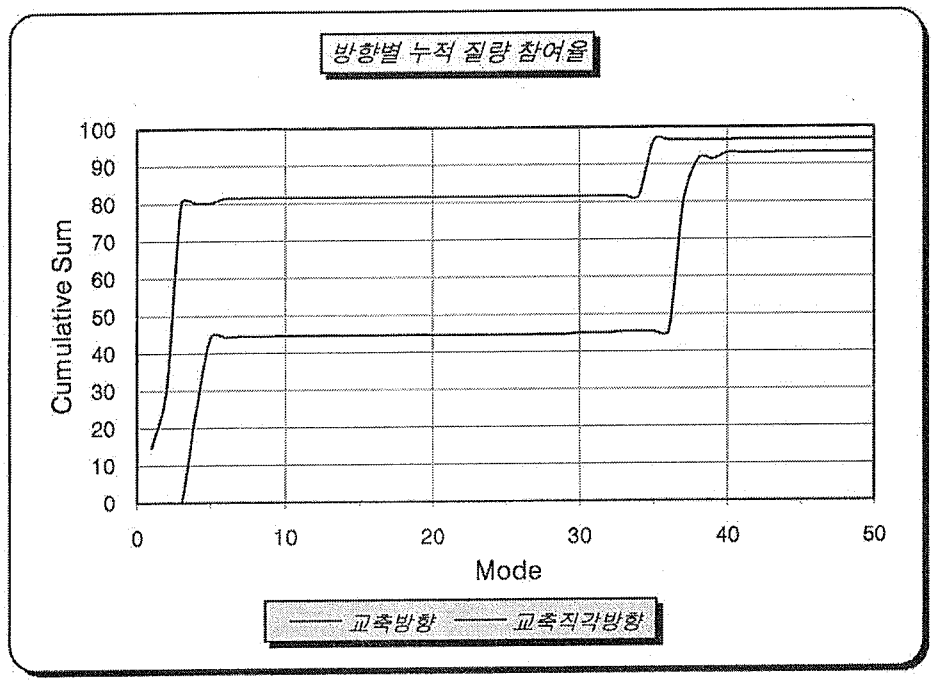
11.1 주기 및 진동수

< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	FREQUENCY		PERIOD	비고
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(SEC)	
1	11.6871	1.8601	0.5376	
2	16.3712	2.6056	0.3838	
3	22.7046	3.6136	0.2767	
4	24.4556	3.8922	0.2569	
5	31.6795	5.0419	0.1983	
6	38.8781	6.1876	0.1616	
7	47.9826	7.6367	0.1309	
8	50.2613	7.9993	0.1250	
9	54.1231	8.6140	0.1161	
10	54.6702	8.7010	0.1149	
11	55.1605	8.7791	0.1139	
12	55.4325	8.8224	0.1133	
13	55.4949	8.8323	0.1132	
14	55.6347	8.8545	0.1129	
15	55.6835	8.8623	0.1128	
16	55.7230	8.8686	0.1128	
17	55.7708	8.8762	0.1127	
18	55.7905	8.8793	0.1126	
19	55.8014	8.8811	0.1126	
20	55.8049	8.8816	0.1126	
21	55.8591	8.8902	0.1125	
22	55.8596	8.8903	0.1125	
23	55.8778	8.8932	0.1124	
24	55.9669	8.9074	0.1123	
25	55.9992	8.9126	0.1122	
26	55.9997	8.9126	0.1122	
27	56.0705	8.9239	0.1121	
28	56.1741	8.9404	0.1119	
29	57.0704	9.0830	0.1101	
30	58.5591	9.3200	0.1073	
31	59.2577	9.4312	0.1060	
32	59.3945	9.4529	0.1058	
33	59.7646	9.5118	0.1051	
34	61.8286	9.8403	0.1016	
35	65.6671	10.4512	0.0957	
36	70.7136	11.2544	0.0889	
37	74.0310	11.7824	0.0849	
38	76.7733	12.2189	0.0818	
39	84.6599	13.4740	0.0742	
40	91.1673	14.5097	0.0689	
41	91.3881	14.5449	0.0688	
42	96.9902	15.4365	0.0648	
43	97.3793	15.4984	0.0645	
44	98.4140	15.6631	0.0638	
45	101.6942	16.1851	0.0618	
46	101.7751	16.1980	0.0617	
47	108.6038	17.2848	0.0579	
48	109.4784	17.4240	0.0574	
49	109.8496	17.4831	0.0572	
50	110.2927	17.5536	0.0570	

11.2 질량 참여율

고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%를 상회함을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.

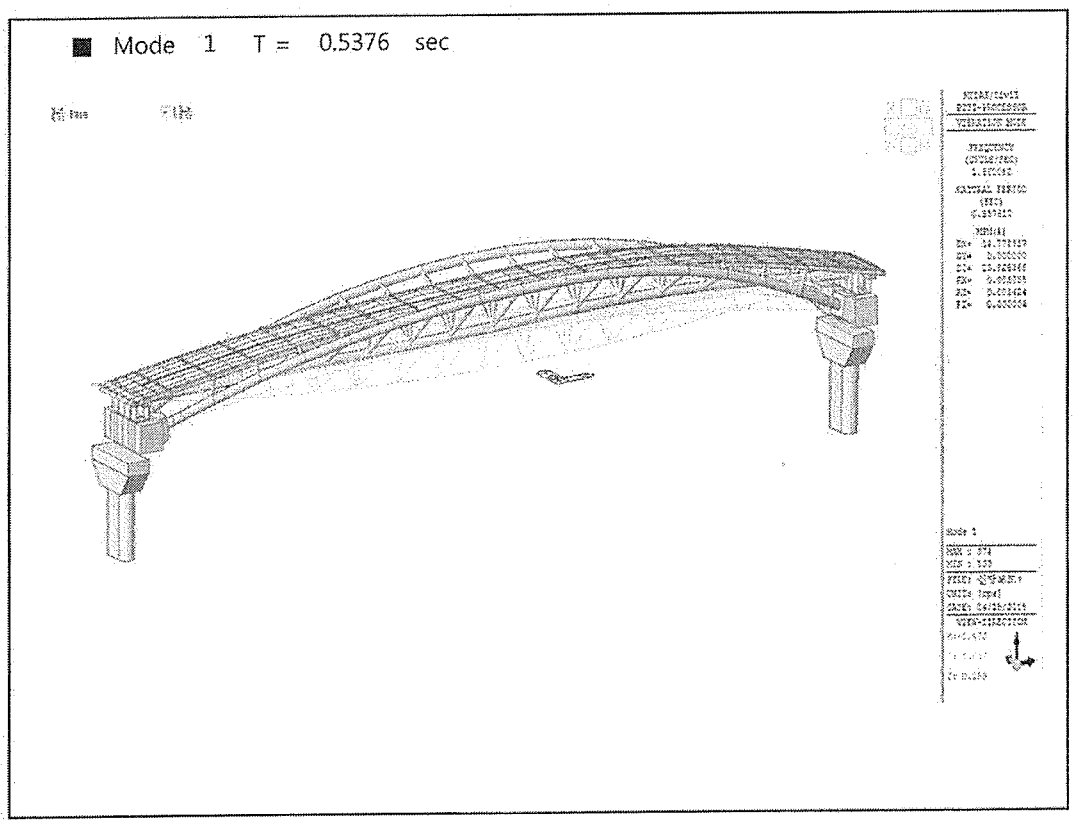


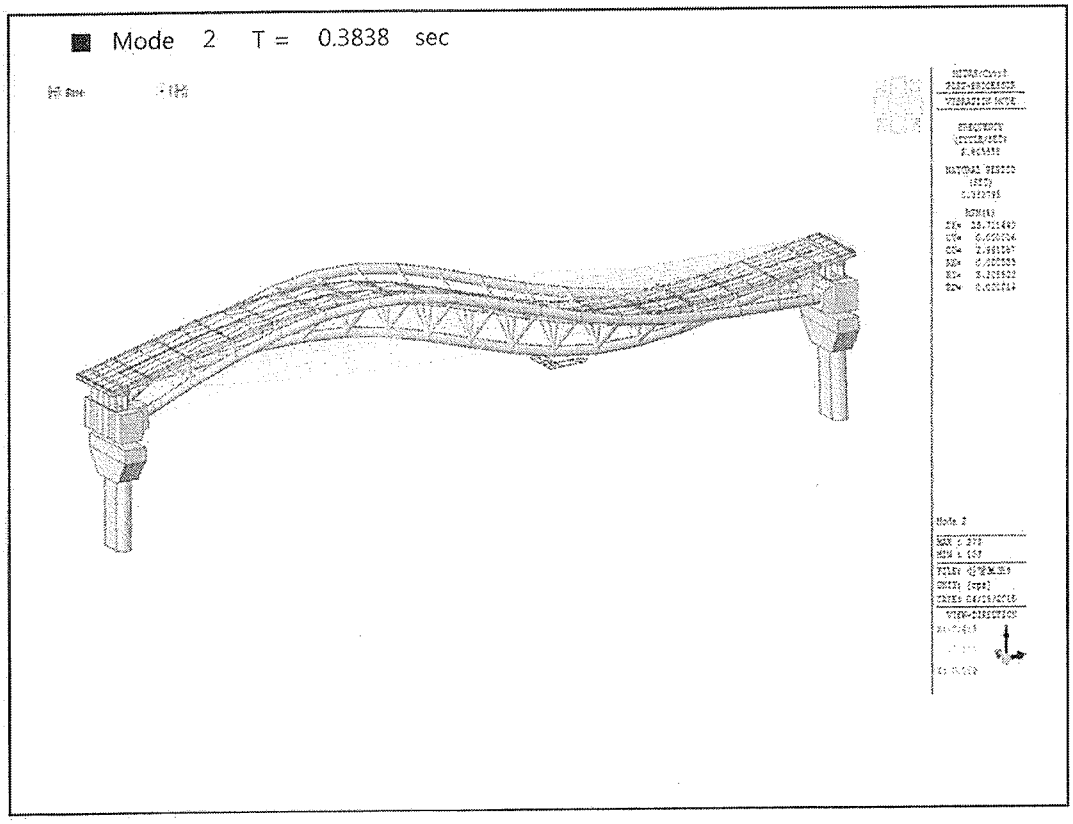
< 질량참여율 >

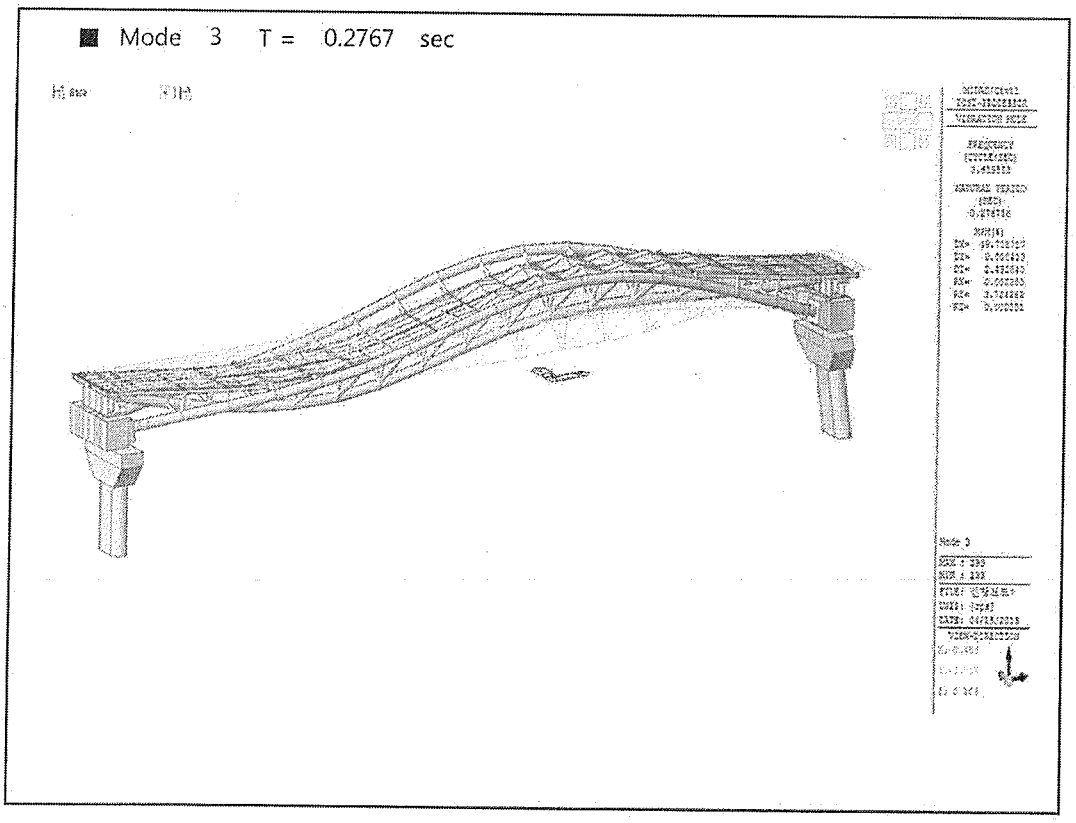
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.5376	14.780	0.000	23.830	14.780	0.000	23.830
2	0.3838	15.710	0.000	2.960	30.490	0.000	26.790
3	0.2767	49.710	0.000	2.450	80.200	0.000	29.240
4	0.2569	0.000	24.110	0.000	80.200	24.110	29.240
5	0.1983	0.000	20.180	0.000	80.200	44.290	29.240
6	0.1616	1.250	0.000	1.770	81.450	44.290	31.010
7	0.1309	0.000	0.220	0.000	81.450	44.510	31.010
8	0.1250	0.110	0.000	0.000	81.560	44.510	31.010
9	0.1161	0.020	0.000	0.280	81.570	44.510	31.290
10	0.1149	0.000	0.080	0.000	81.570	44.590	31.290
11	0.1139	0.000	0.000	0.000	81.580	44.590	31.290
12	0.1133	0.000	0.000	0.000	81.580	44.590	31.290
13	0.1132	0.000	0.000	0.120	81.580	44.590	31.410
14	0.1129	0.000	0.000	0.000	81.580	44.590	31.410
15	0.1128	0.000	0.000	0.000	81.580	44.590	31.410
16	0.1128	0.000	0.000	0.050	81.580	44.590	31.450
17	0.1127	0.000	0.000	0.000	81.580	44.590	31.450
18	0.1126	0.000	0.000	0.020	81.580	44.590	31.470

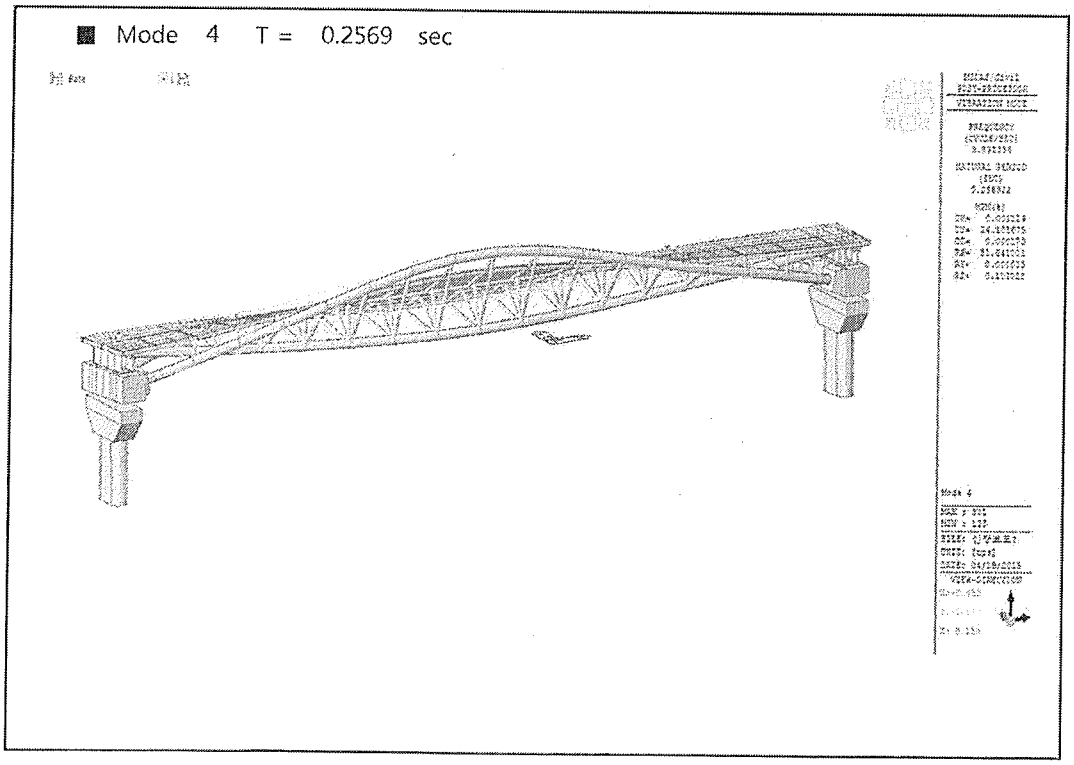
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
19	0.1126	0.000	0.000	0.000	81.580	44.590	31.470
20	0.1126	0.000	0.000	0.000	81.580	44.590	31.470
21	0.1125	0.000	0.000	0.000	81.580	44.590	31.470
22	0.1125	0.000	0.000	0.000	81.580	44.590	31.470
23	0.1124	0.000	0.000	0.000	81.580	44.590	31.470
24	0.1123	0.000	0.000	0.000	81.580	44.600	31.470
25	0.1122	0.000	0.000	0.000	81.580	44.600	31.470
26	0.1122	0.000	0.000	0.000	81.580	44.600	31.470
27	0.1121	0.000	0.000	0.000	81.580	44.600	31.470
28	0.1119	0.000	0.000	0.000	81.580	44.600	31.470
29	0.1101	0.000	0.030	0.000	81.580	44.630	31.470
30	0.1073	0.000	0.380	0.000	81.580	45.010	31.470
31	0.1060	0.040	0.000	0.010	81.610	45.010	31.470
32	0.1058	0.040	0.000	0.000	81.660	45.010	31.470
33	0.1051	0.000	0.390	0.000	81.660	45.400	31.470
34	0.1016	0.090	0.000	0.080	81.750	45.400	31.550
35	0.0957	14.650	0.000	0.000	96.400	45.400	31.550
36	0.0889	0.130	0.000	0.000	96.530	45.400	31.550
37	0.0849	0.000	34.760	0.000	96.530	80.160	31.560
38	0.0818	0.000	11.310	0.000	96.530	91.470	31.560
39	0.0742	0.000	0.000	0.000	96.530	91.470	31.560
40	0.0689	0.000	1.600	0.000	96.530	93.070	31.560
41	0.0688	0.220	0.000	0.690	96.750	93.070	32.250
42	0.0648	0.000	0.040	0.060	96.750	93.110	32.310
43	0.0645	0.000	0.000	0.140	96.750	93.110	32.450
44	0.0638	0.000	0.060	0.010	96.750	93.170	32.460
45	0.0618	0.000	0.000	0.070	96.750	93.170	32.530
46	0.0617	0.000	0.000	0.060	96.750	93.170	32.590
47	0.0579	0.000	0.000	0.000	96.750	93.170	32.590
48	0.0574	0.010	0.000	0.010	96.760	93.170	32.600
49	0.0572	0.000	0.000	0.000	96.760	93.170	32.600
50	0.0570	0.010	0.000	0.010	96.770	93.180	32.600

11.3 모드형상(Mode Shape)






Mode 3 T = 0.2767 sec


Mode 4 T = 0.2569 sec

제12장 받침 검토

(1) 하중별 받침 반력

① 교각1 (교축방향) (-) 압축

구 분	Fx(교축)	Fy(교직)	Fz(연직)
고정하중	0.000	-0.010	-492.960
활하중(max)	0.000	6.310	-39.330
활하중(min)	0.000	-6.310	-219.660
풍하중(max)	0.000	116.610	94.910
풍하중(min)	0.000	-116.610	-94.910
온도하중(max)	0.000	0.000	0.000
온도하중(min)	0.000	0.000	0.000
설하중	0.000	0.000	-59.850
지점침하(max)	0.000	0.000	0.000
지점침하(min)	0.000	0.000	0.000
지진하중(max)	0.000	126.280	119.890
지진하중(min)	0.000	-126.280	-119.890
상시(max)	0.000	122.910	-497.230
상시(min)	0.000	-122.930	-867.380
지진시(max)	0.000	128.073	-384.307
지진시(min)	0.000	-128.093	-675.610
∑MAX	0.000	128.073	-384.307
∑MIN	0.000	-128.093	-867.380

② 교각1 (양방향)

구 분	Fx(교축)	Fy(교직)	Fz(연직)
고정하중	0.000	0.000	-470.160
활하중(max)	0.000	0.000	-39.330
활하중(min)	0.000	0.000	-180.540
풍하중(max)	0.000	0.000	94.910
풍하중(min)	0.000	0.000	-94.910
온도하중(max)	0.000	0.000	0.000
온도하중(min)	0.000	0.000	0.000
설하중	0.000	0.000	-59.850
지점침하(max)	0.000	0.000	0.000
지점침하(min)	0.000	0.000	0.000
지진하중(max)	0.000	0.000	119.310
지진하중(min)	0.000	0.000	-119.310
상시(max)	0.000	0.000	-474.430
상시(min)	0.000	0.000	-805.460
지진시(max)	0.000	0.000	-362.087
지진시(min)	0.000	0.000	-641.053
∑MAX	0.000	0.000	-362.087
∑MIN	0.000	0.000	-805.460

③ 교각2 (고정단)

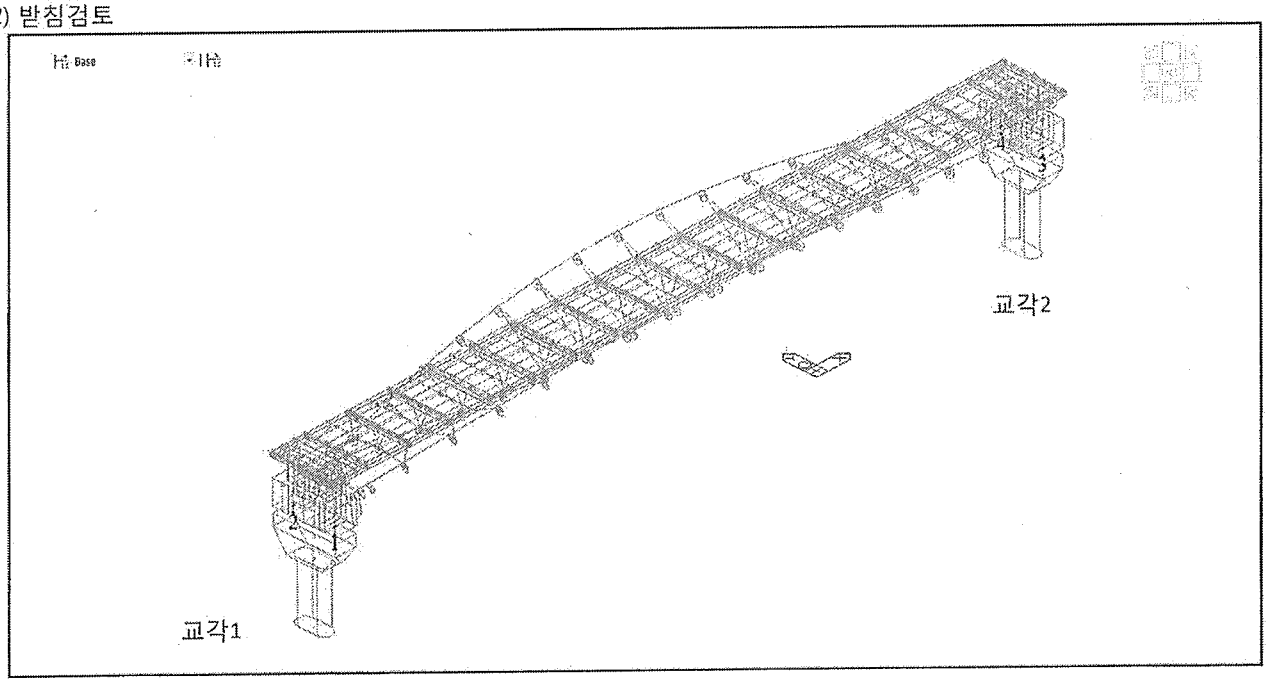
(-) 압축

구 분	Fx(교축)	Fy(교직)	Fz(연직)
고정하중	-0.220	0.010	-493.110
활하중(max)	107.950	6.310	-22.740
활하중(min)	-107.940	-6.310	-219.910
풍하중(max)	237.710	144.410	131.200
풍하중(min)	-237.710	-144.410	-131.200
온도하중(max)	0.010	0.000	0.000
온도하중(min)	0.000	0.000	0.000
설하중	0.000	0.000	-59.850
지점침하(max)	0.000	0.000	0.000
지점침하(min)	0.000	0.000	0.000
지진하중(max)	311.940	154.370	153.840
지진하중(min)	243.510	-154.370	-153.840
상시(max)	345.450	150.730	-444.500
상시(min)	-345.870	-150.710	-904.070
지진시(max)	342.563	156.183	-345.767
지진시(min)	212.450	-156.163	-709.781
∑MAX	345.450	156.183	-345.767
∑MIN	-345.870	470.020	-904.070

④ 교각2 (교축직각방향)

구 분	Fx(교축)	Fy(교직)	Fz(연직)
고정하중	0.220	0.000	-470.020
활하중(max)	107.940	0.000	-22.740
활하중(min)	-107.950	0.000	-180.290
풍하중(max)	237.710	0.000	131.200
풍하중(min)	-237.710	0.000	-131.200
온도하중(max)	0.000	0.000	0.000
온도하중(min)	-0.010	0.000	0.000
설하중	0.000	0.000	-59.850
지점침하(max)	0.000	0.000	0.000
지점침하(min)	0.000	0.000	0.000
지진하중(max)	311.400	0.000	153.800
지진하중(min)	245.040	0.000	-153.800
상시(max)	345.870	0.000	-421.410
상시(min)	-345.450	0.000	-841.360
지진시(max)	342.460	0.000	-322.717
지진시(min)	214.417	0.000	-675.331
∑MAX	345.870	0.000	-322.717
∑MIN	-345.450	0.000	-841.360

(2) 받침검토



구 분	연직반력(kN)	수평반력(kN)	사용받침	허용연직(kN)	허용수평(kN)	판정
교각1(1)	867.38	128.09	POT 일방향(F40)	1000	400	OK
교각1(2)	805.46	0.00	POT 양방향(F40)	1000	400	OK
교각2(3)	904.07	345.45	POT 고정단(F40)	1000	400	OK
교각2(4)	841.36	345.87	POT 일방향(F40)	1000	400	OK

제13장 접합부 검토

13.1 아치리브 앵커볼트 검토

(1) 설계 상수

· 사용볼트 : M 46 x 1200L

· 작용단면력

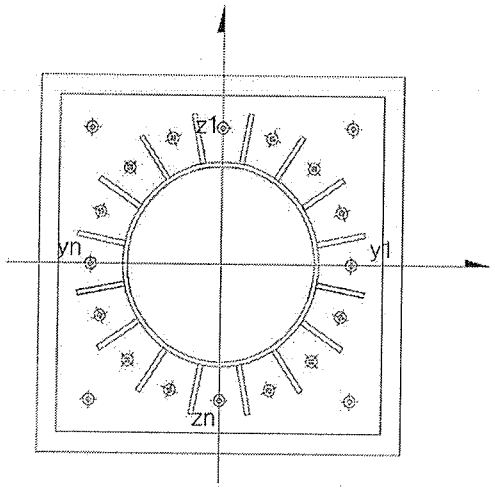
구분	Fx(kN)	Fz(kN)	My(kN.m)	Fy(kN)	Mz(kN.m)
max	-110.630	-22.240	-30639.380	8.380	21966.650
min	-110.630	-22.240	-30639.380	8.380	21966.650

· Anchor As : 1661.90 mm^2

· 허용 인장력 : 232.67 kN (140 x As)

· 허용 전단력 : 132.95 kN (80 x As)

· Base Plate : 1.04 x 1.04 x 0.040 x 1 ea



(2) ANCHOR BOLT에 작용하는 단면력

· My모멘트에 의한 ANCHOR BOLT 인장력

구분	도심에 대한 y축거리(L)	볼트 개수	모멘트에 의한 축력(P)	내력모멘트(PxL)	개소당 축력	비고
z1	0.4200	3	282.313	118.572	94.104	
z2	0.3880	2	260.804	101.192	130.402	
z3	0.2970	2	199.636	59.292	99.818	
z4	0.1607	2	108.018	17.359	54.009	
z5	0.0000	2	0.000	0.000	0.000	
z6	-0.1607	2	-108.018	17.359	-54.009	
z7	-0.2970	2	-199.636	59.292	-99.818	
z8	-0.3880	2	-260.804	101.192	-130.402	
z9	-0.4200	3	-282.313	118.572	-94.104	
합계		20	0.0000	592.828		

· Mz모멘트에 의한 ANCHOR BOLT 인장력

구분	도심에 대한 y축거리(L)	볼트 개수	모멘트에 의한 축력(P)	내력모멘트(PxL)	개소당 축력	비고
y1	0.4200	3	58.522	24.579	19.507	
y2	0.3880	2	54.063	20.977	27.032	
y3	0.2970	2	41.383	12.291	20.692	
y4	0.1607	2	22.392	3.598	11.196	
y5	0.0000	2	0.000	0.000	0.000	
y6	-0.1607	2	-22.392	3.598	-11.196	
y7	-0.2970	2	-41.383	12.291	-20.692	
y8	-0.3880	2	-54.063	20.977	-27.032	
y9	-0.4200	3	-58.522	24.579	-19.507	
합계		20	0.0000	122.890		

· ANCHOR가 받는 인장력

(- 압축, + 인장)

구분		축력에 의한 인장력	My에 의한 인장력	Mz에 의한 인장력	발생 인장력	허용 인장력	비고
z1	y1	-5.532	94.104	19.507	108.080	232.67	OK
z2	y4	-5.532	130.402	11.196	136.066	232.67	OK
z3	y3	-5.532	99.818	20.692	114.978	232.67	OK
z4	y2	-5.532	54.009	27.032	75.509	232.67	OK
z5	y1	-5.532	0.000	19.507	13.976	232.67	OK
z6	y8	-5.532	-54.009	-27.032	-86.572	232.67	OK
z7	y7	-5.532	-99.818	-20.692	-126.041	232.67	OK
z8	y6	-5.532	-130.402	-11.196	-147.129	232.67	OK
z9	y9	-5.532	-94.104	-19.507	-119.143	232.67	OK
				인장 max :	136.066		
				압축 max :	-147.129		

· ANCHOR 1개가 받는 전단력

23.766 / 20 ea = 1.188 kN < Va = 133.0 kN ..... OK

(3) Anchor의 정착길이 산정

① 허용부착응력

τ_{oa} = 0.64 √ fck = 0.64 √ 270 = 10.516 = 1.05 MPa

② 정착길이의 산정

· 정착길이(Ld)

$$\text{req'd Ld} = \frac{\text{Bolt Tension}}{\tau_{oa} \times \pi \times db} = \frac{136066}{1.052 \times \pi \times 46}$$

= 895.3 mm

USE Ld = 1200.0 mm ..... OK

13.2 기압판 검토

13.2.1 지압검토

(1) 콘크리트 지압강도

· 재하면적 : 아치강관의 도심을 기준으로 압축과 인장이 발생하므로 단면적의 50%로 고려

A1 = 0.5 x π x 0.6^2 /4 = 0.141

· 콘크리트 지압강도 : A1/A2=1로 가정함

Pa = 0.65 x 0.85 x fck x A1

= 0.65 x 0.85 x 27 x 0.141 x 1000

= 2108.9 kN

· 발생 압축응력

P = 축력 + 모멘트에 의한 축력(My, Mz)

= 110.6 + 850.8 + 176.4

= 1137.8 kN < (Pa = 2108.9 kN)

OK

13.2.2 지지판 두께

· 앵커볼트 최대 축력 : 147.129 kN

· 앵커볼트 간격 : 0.157 m

· 지지판 두께 : 0.040 m

· 지지판 발생 부재력

$M = wl^2 / 8 = (2p/l)xl^2/8$

= 2 x 147.129 / 0.157 x 0.157 ^{2} / 8

= 5.775 kN - m

· 단면검토

σb = 5.775 / 0.00026667

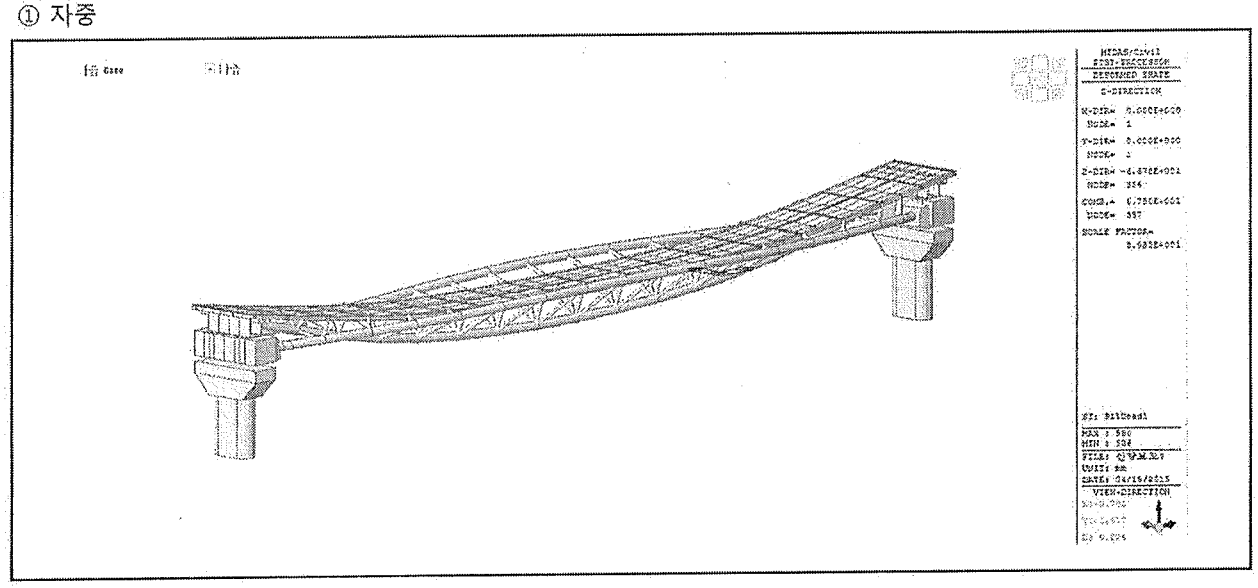
= 21.656 Mpa < 140 Mpa

OK

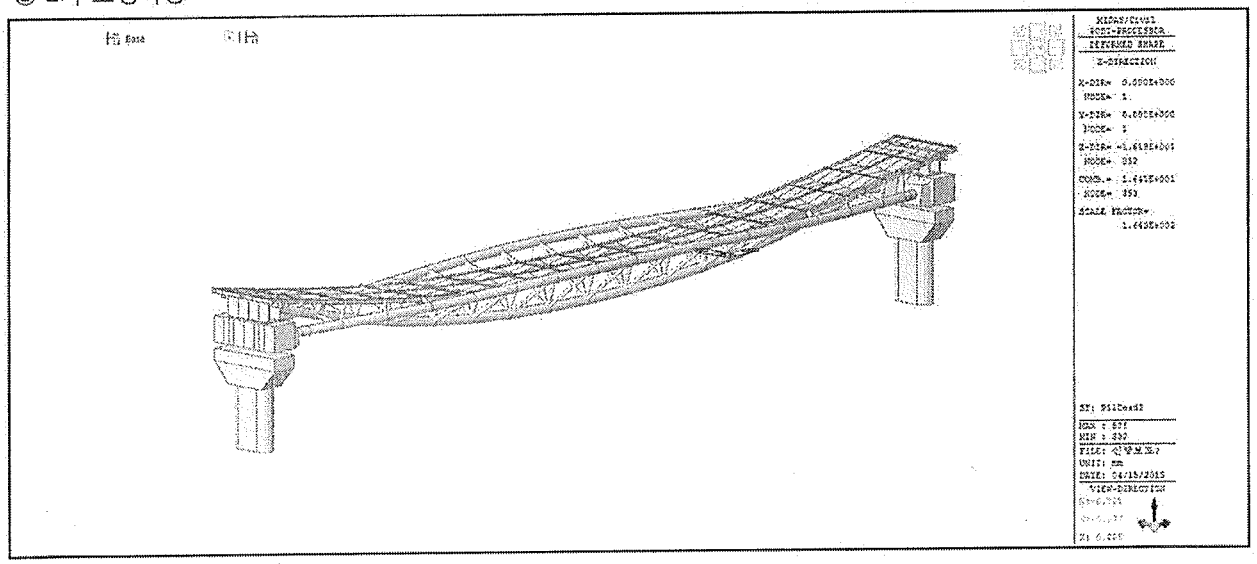
제14장 솟음

(1) 처짐도

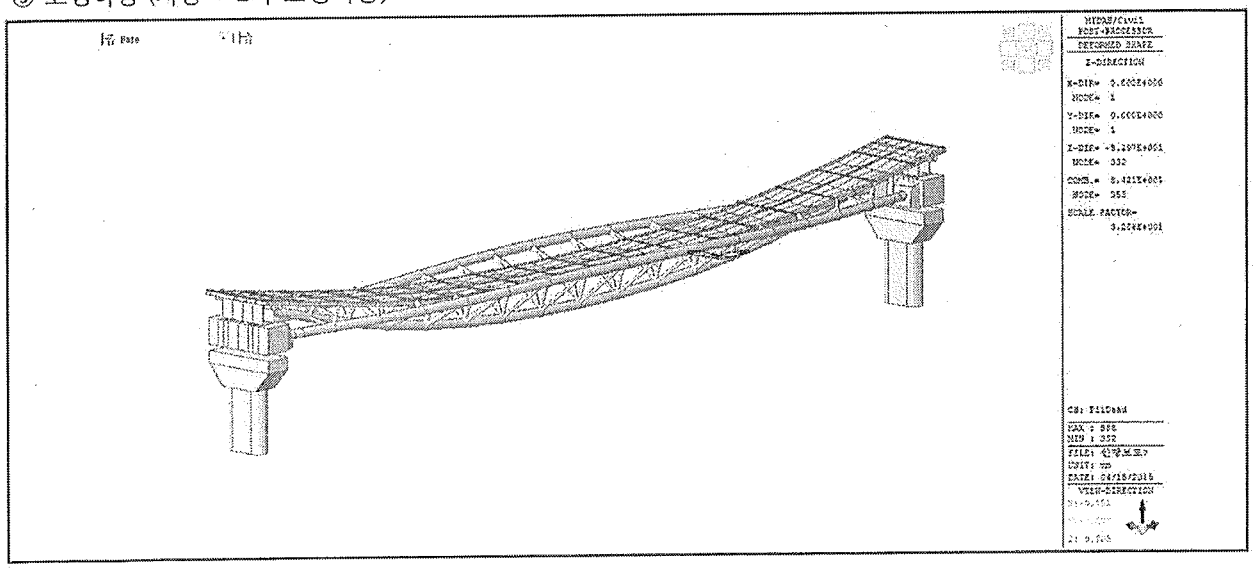
① 자중



② 2차 고정하중



③ 고정하중 (자중 + 2차 고정하중)



(2) 솟음 Table

- 아치리브 좌측

좌표(m)	자중	2차	고정
2.17	0.000	0.000	0.000
2.98	2.572	0.580	3.151
3.52	5.187	1.172	6.358
5.60	15.293	3.471	18.763
8.60	28.621	6.483	35.103
11.60	39.567	8.941	48.506
14.60	47.460	10.719	58.178
17.60	52.478	11.866	64.343
20.60	55.356	12.542	67.897
23.60	56.795	12.893	69.687
26.60	57.213	13.002	70.214
29.60	56.795	12.893	69.687
32.60	55.356	12.542	67.897
35.60	52.478	11.866	64.343
38.60	47.460	10.719	58.178
41.60	39.567	8.941	48.506
44.60	28.621	6.483	35.103
47.60	15.293	3.471	18.763
49.68	5.187	1.172	6.358
50.22	2.572	0.580	3.151
51.04	0.000	0.000	0.000

- 보강형거더

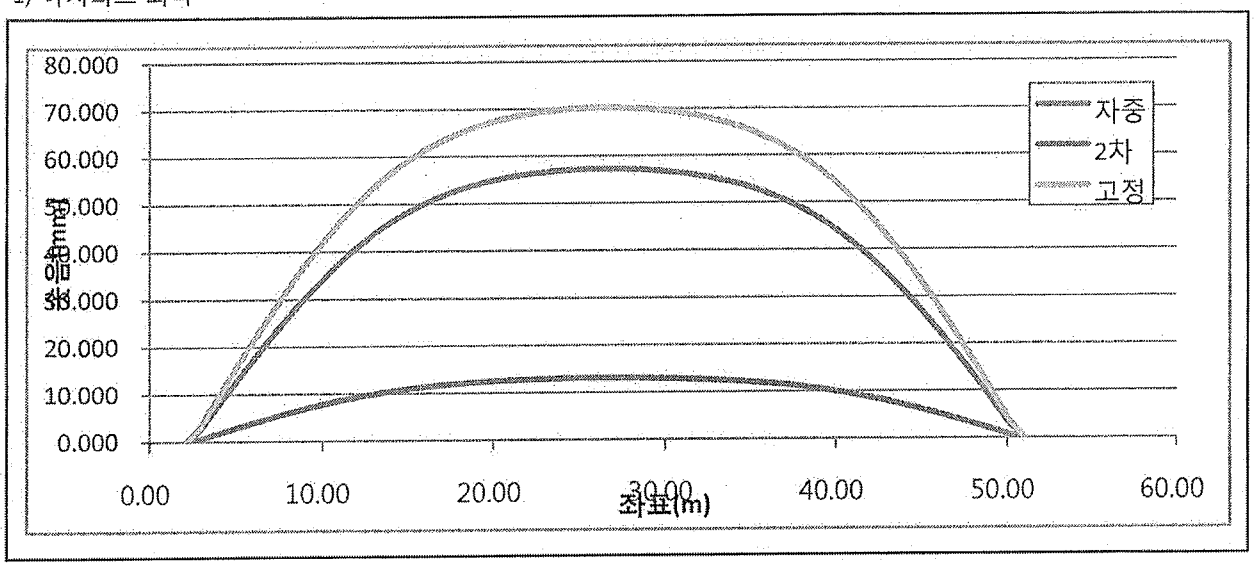
좌표(m)	자중	2차	고정
1.49	0.000	0.000	0.000
2.60	5.804	1.312	7.116
5.60	20.182	4.563	24.746
8.60	33.392	7.550	40.942
11.60	44.300	10.011	54.311
14.60	52.155	11.788	63.943
17.60	57.218	12.957	70.174
20.60	60.110	13.657	73.767
23.60	61.554	14.025	75.579
26.60	61.975	14.137	76.112
29.60	61.554	14.025	75.579
32.60	60.110	13.657	73.767
35.60	57.218	12.957	70.174
38.60	52.155	11.788	63.943
41.60	44.300	10.011	54.311
44.60	33.392	7.550	40.942
47.60	20.182	4.563	24.746
50.60	5.804	1.312	7.116
51.72	0.000	0.000	0.000

- 아치리브 우측

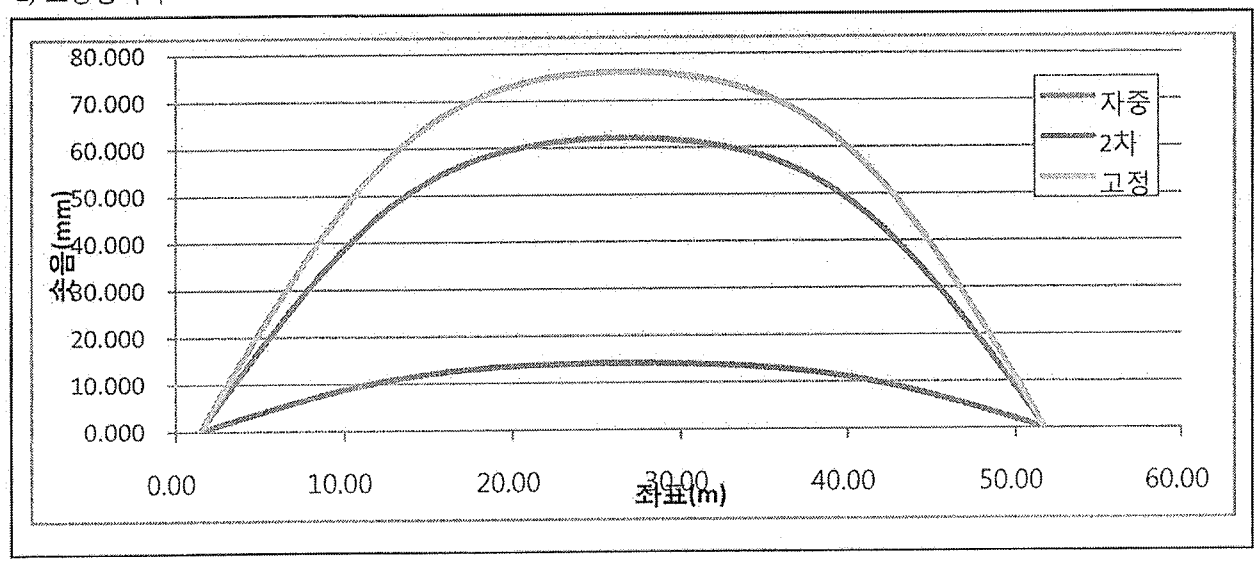
좌표(m)	자중	2차	고정
2.2	0.000	0.000	0.000
3.0	2.572	0.581	3.153
3.5	5.187	1.176	6.363
5.6	15.293	3.484	18.777
8.6	28.621	6.502	35.123
11.6	39.566	8.962	48.528
14.6	47.460	10.742	58.202
17.6	52.478	11.889	64.367
20.6	55.355	12.562	67.917
23.6	56.794	12.909	69.703
26.6	57.213	13.011	70.224
29.6	56.794	12.909	69.703
32.6	55.355	12.562	67.917
35.6	52.478	11.889	64.367
38.6	47.460	10.742	58.202
41.6	39.566	8.962	48.528
44.6	28.621	6.502	35.123
47.6	15.293	3.484	18.777
49.7	5.187	1.176	6.363
50.2	2.572	0.581	3.153
51.0	0.000	0.000	0.000

(3) 솟음도

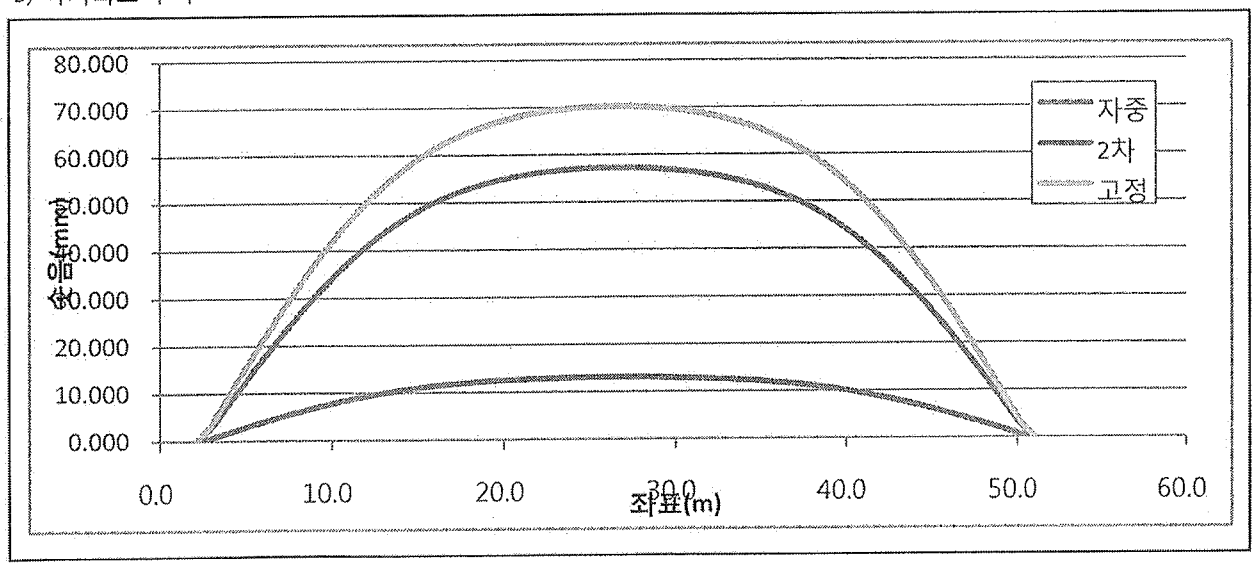
1) 아치리브 좌측



2) 보강형거더



3) 아치리브 우측



1.2 하부구조

교각1

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약
   * 말뚝 안정성검토 및 응력검토
   * 기둥의 단면 설계
   * 단면 설계
   * 사용성 검토

3. 설 계 조 건
   3.1 일반사항
   3.2 하중
   3.3 지반조건
   3.4 사용재료 강도
   3.5 설계방법
   3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구 조 해 석
   6.1 해석모델링
   6.2 절점좌표
   6.3 단면제원
   6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계
   7.1 하중별 부재력 집계
   7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
   7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

8. 두 부 보 설 계
   8.1 내민보의 설계 : 좌측
   8.2 내민보의 설계 : 우측
   8.3 교량받침 위치 검토

9. 기 둥 설 계
9.1 교축직각 방향
9.2 교축 방향
9.3 합성 부재력
9.4 기둥의 전단설계

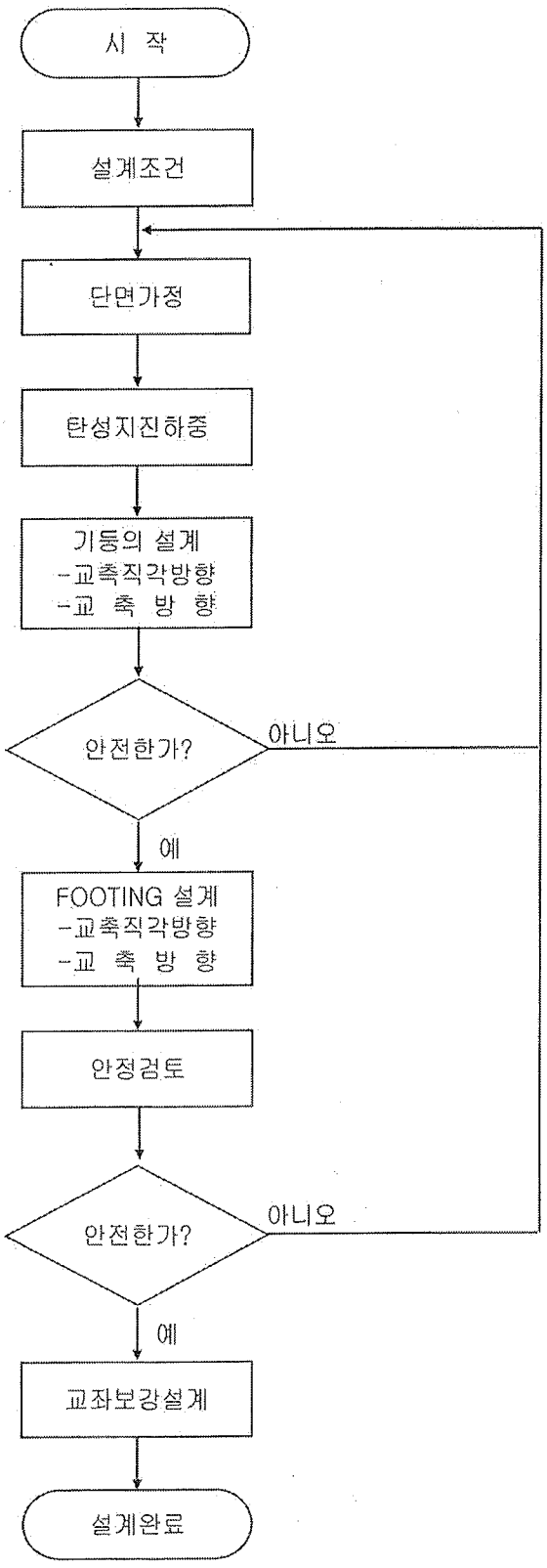
10. 기 초 설 계
10.1 교축직각 방향
10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토
12.1 받침 연단거리 검토
12.2 최소 받침지지 길이 검토
12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
12.4 교량받침 보강 철근 검토
12.5 교량받침 하면 보강
12.6 교량받침 콘크리트 보강
13. 말뚝 교축직각방향 검토

14. 말뚝 교축방향 검토

1. 설계흐름도


시 작
설계조건
단면가정
탄성지진하중
기둥의 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안전한가?
아니오
예
FOOTING 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안정검토
안전한가?
아니오
예
교좌보강설계
설계완료

2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	885.920	549.970	O.K
		허용인발력(kN/EA)	328.717	-	O.K
		휨 응력(MPa)	136.500	51.510	O.K
		전단응력(MPa)	78.000	4.018	O.K
		수평변위(mm)	15.000	11.525	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1328.870	440.138	O.K
		허용인발력(kN/EA)	493.076	-	O.K
		휨 응력(MPa)	204.750	38.056	O.K
		전단응력(MPa)	117.000	2.284	O.K
		수평변위(mm)	15.000	3.692	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	885.920	519.689	O.K
		허용인발력(kN/EA)	328.717	-	O.K
		휨 응력(MPa)	136.500	51.219	O.K
		전단응력(MPa)	78.000	3.718	O.K
		수평변위(mm)	15.000	10.666	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1328.870	485.131	O.K
		허용인발력(kN/EA)	493.076	-	O.K
		휨 응력(MPa)	204.750	45.691	O.K
		전단응력(MPa)	117.000	3.460	O.K
		수평변위(mm)	15.000	5.593	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.012	2848.463	45034.176	15.810	O.K
	모멘트최대	0.012	1911.571	16520.657	8.642	O.K
	탄성설계	0.012	1529.257	26810.884	17.532	O.K
	편심최대	0.012	1452.794	11708.046	8.059	O.K
교축직각방향	축력최대	0.012	2848.463	45034.176	15.810	O.K
	모멘트최대	0.012	1988.033	26424.152	13.292	O.K
	탄성설계	0.012	1529.257	28566.032	18.680	O.K
	편심최대	0.012	1376.331	20940.427	15.215	O.K
합성부재력	축력최대	0.012	2848.463	45034.176	15.810	O.K
	모멘트최대	0.012	1911.571	9993.587	5.228	O.K
	편심최대	0.012	1452.794	7088.887	4.879	O.K
	모멘트최대	0.012	1988.033	23763.726	11.953	O.K
	편심최대	0.012	1376.331	18422.366	13.385	O.K

▣ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm^2)	Use.As (mm^2)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두부보	좌측내민보	2000.0	100.0	7695.000	8351.200	-	-	3.666	O.K
	우측내민보	2000.0	100.0	7695.000	8351.200	-	-	3.316	O.K
	좌측내민보수평	1500.0	100.0	9.215	1942.500	4.386	919.040	209.532	O.K
	우측내민보수평	1500.0	100.0	9.215	1942.500	4.386	919.040	209.532	O.K
	교량받침1	1687.5	100.0	26.997	8351.200	14.570	4369.797	299.914	O.K
	교량받침2	1687.5	100.0	26.997	8351.200	14.570	4369.797	299.914	O.K
기초	교축방향	1000.0	150.0	1758.248	7093.800	630.830	2492.038	3.950	O.K
	교직-지점부	1000.0	150.0	39.837	6587.100	14.389	2318.717	161.147	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	17.984	180.000	115.385	3503.113	O.K
	우측내민보	23.787	180.000	115.385	2648.452	O.K
	좌측내민보수평	1.665	180.000	222.222	37839.693	O.K
	우측내민보수평	1.665	180.000	222.222	37839.693	O.K
	교량받침1	4.238	180.000	115.385	14864.993	O.K
	교량받침2	6.049	180.000	115.385	10415.533	O.K
기초	교축방향	98.631	300.000	235.714	454.681	O.K
	교직-지점부	2.092	300.000	253.846	30109.694	O.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1)구 조 형 식 : T형 교각
2)상 부 형 식 : 강관 아치교
3)교 량 등 급 : 1 등교
4)기 초 형 식 : 말뚝기초

3.2 하 중

1)철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25 kN/m³ [도로교 설계기준 P6]
2)기초지반의 단위중량 : γs2 = 20 kN/m³ 교설계요령 제2권 P366]
3)교량받침 마찰계수 : fs = 0.15

3.3 지 반 조 건

1)기초지반의 N치 : N = 6
2)기초지반의 내부마찰각 : Φ2 = 24.49 ° ; 15 + √15N
3)기초지반의 점착력 : C = 0 kN/m²
4)기초지반의 마찰계수 : μ = 0.293 ; TAN(⅔ · Φ2) : 흙과 콘크리트
5)지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도 계수 x 지진구역계수
- 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 P478]
- 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.11

3.4 사 용 재 료 강 도

1)콘크리트 설계기준 강도 : fck = 두부보: 27 MPa
기둥: 27 MPa
기초: 27 MPa
- 탄성계수 : Ec = 두부보: 28693 MPa
기둥: 28693 MPa
기초: 28693 MPa
크리트 설계기준 3.4.3]
2)철근의 항복 강도(SD400) : fy = 두부보: 400 MPa
기둥: 500 MPa
기초: 500 MPa
- 탄성계수 : Es = 2E+05 MPa [도로교 설계기준 P40]

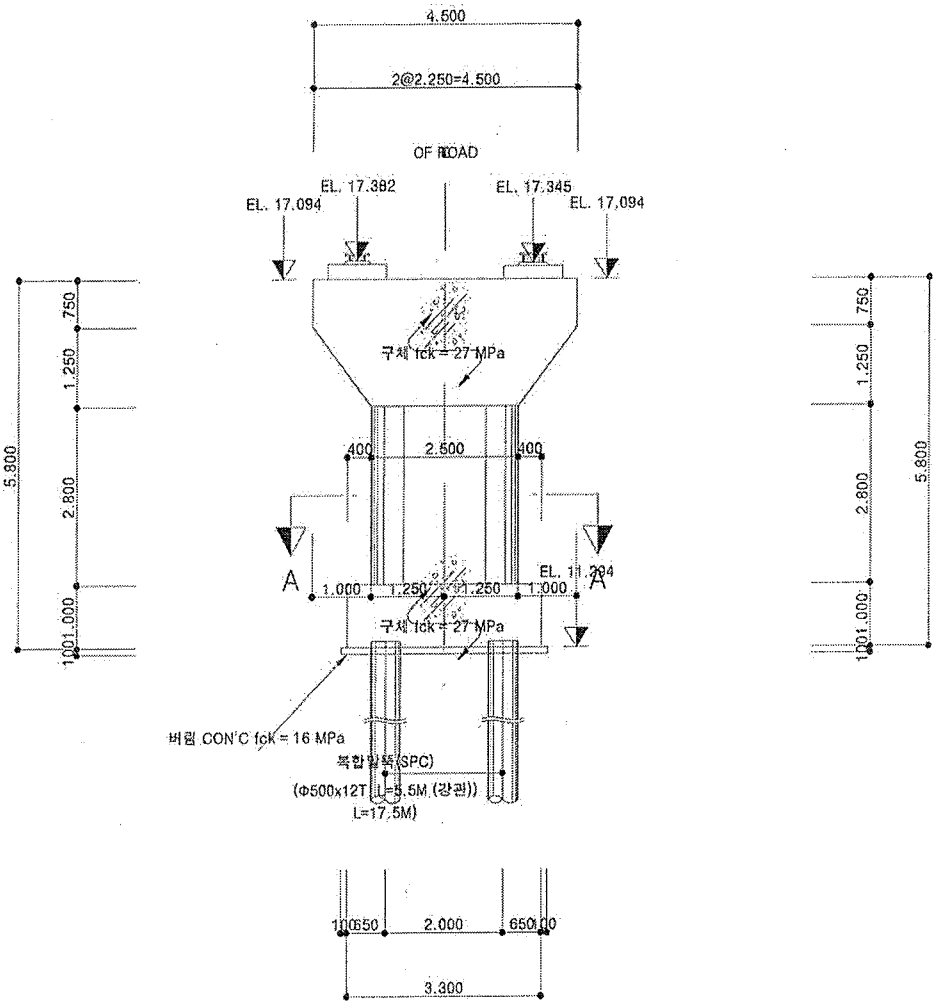
3.5 설 계 방 법

1)안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
2)단 면 설 계 : 극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1)도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
2)콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
3)도로설계 편람 : 국토해양부 (2000)
4)도로 설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정


4,500
2@2,250=4,500
OF ROAD
EL. 17,382
EL. 17,345
EL. 17,094
EL. 17,094
750
1,250
2,800
1,000
5,800
구체 fck = 27 MPa
400
2,500
400
A
A
1,000
1,250
1,250
1,000
EL. 11,394
구체 fck = 27 MPa
버림 CON'C fck = 16 MPa
복합말뚝(SPC)
(Φ500x12T L=5.5M (강관))
L=17.5M)
650
2,000
650
3,300

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	470.160	180.540	180.540	39.330
2	492.960	219.660	39.330	219.660
계	963.120	400.200	219.870	258.990

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1)교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 4.500 / 1.700 = 2.647 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (4.500 / 1.700)] x 1.700 = 5.9 kN/m < 6.0 이므로

= 6 kN/m

P1 = 6.000 x (0.950 + 51.300) / 2 x sin90.0

= 156.8 kN

작용위치 h = 1.700/2 + 0.400 + 0.375 = 1.625 m

작용모멘 My = Ph x h = 156.750 x 1.625 = 254.7 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 2.000 x 1.500 = 9 kN

W'column = 1.500 x 1.100 = 1.65 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2)교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 23.252 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 3.000 x 1.400 + 1.500 x 1.100 = 5.85 kN/m

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의 풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

Ph = 1.500 x (0.950 + 51.300)/2 x sin90.0 = 39.19 kN

작용위치 h = 3.585 + 1.500 + 0.375 = 5.46 m

작용모멘 My = Ph x h = 39.188 x 5.460 = 214 kN.m

5.4 온도하중 산정

1)교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 ΔT = 10℃ 적용

2)교축방향 (G-LO)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

δ = α x ΔT x L 0.000012 x 25.0 x 51.3 = 0.01539 m

$$\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I} \qquad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

Ph = 3 x 28693400 x 0.22719 x 1EA x 0.01539 / 4.800^3 x sin90.0

= 2721.535 kN

② 교량받침에 의한 수평력

상부고정하중 : Vd = 963.120 kN

교량받침마찰계수 : μ = 0.150

Ph = μ x W = 963.120 x 0.150 x sin90.0

= 144.468 kN

☞ 수평력은 ①,②중 작은값 144.468 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

Mh = 144.468 x (0.400 + 0.750/2) = 111.963 kN.m

5.5 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	23.670	0.000	0.00747	132.580	0.000	0.00049
	하중경우 2	기둥 1	23.670	0.000	0.00747	132.580	0.000	0.00049
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	104.660	501.620	0.00000	158.550	891.440	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	104.660	501.620	0.00000	158.550	891.440	0.00000

5.6 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
SVB01	1.00	1.00									
SVB02	1.00		1.00								
SVB03	1.00			1.00							
SVB04	1.00				1.00						
SVB05	1.00	1.00			0.50						
SVB06	1.00		1.00		0.50						
SVB07	1.00			1.00	0.50						
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00			
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00			
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00			
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00			
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00			
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00			
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00			
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00			
SVB16	1.00	1.00			0.50		1.00	1.00			
SVB17	1.00	1.00			0.50		-1.00	1.00			
SVB18	1.00		1.00		0.50		1.00	1.00			
SVB19	1.00		1.00		0.50		-1.00	1.00			
SVB20	1.00			1.00	0.50		1.00	1.00			
SVB21	1.00			1.00	0.50		-1.00	1.00			
SVB22	1.00								1.00		

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하,크리프,건조수축(GS),제작 또는 시공시 치수착오,습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이C

Q = 부력 또는 양압력,수압,파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SVO 는 교직방향을 나타냄
SVB 와 SVO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.7 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
ULB01	1.30	2.15									
ULB02	1.30		2.15								
ULB03	1.30			2.15							
ULB04	1.30				1.30						
ULB05	1.30	1.30			0.65						
ULB06	1.30		1.30		0.65						
ULB07	1.30			1.30	0.65						
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30			
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30			
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30			
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30			
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30			
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30			
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30			
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30			
ULB16	1.25	1.25			0.63		1.25	1.30			
ULB17	1.25	1.25			0.63		-1.25	1.30			
ULB18	1.25		1.25		0.63		1.25	1.30			
ULB19	1.25		1.25		0.63		-1.25	1.30			
ULB20	1.25			1.25	0.63		1.25	1.30			
ULB21	1.25			1.25	0.63		-1.25	1.30			
ULB22	1.00								1.00		
ULB23	1.30	1.30									
ULB24	1.30		1.30								
ULB25	1.30			1.30							
ULB26	1.20				1.20						

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

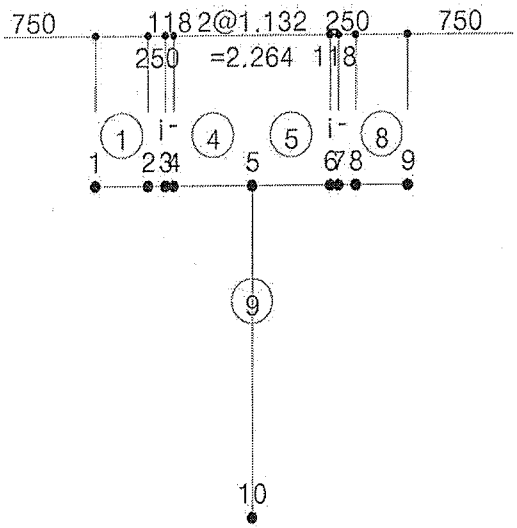
5.8 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
UEB01	1.00	2.15									
UEB02	1.00		2.15								
UEB03	1.00			2.15							
UEB04	1.00				1.30						
UEB05	1.00	1.30			0.65						
UEB06	1.00		1.30		0.65						
UEB07	1.00			1.30	0.65						
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30			
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30			
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30			
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30			
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30			
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30			
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30			
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30			
UEB16	0.95	1.25			0.63		1.25	1.30			
UEB17	0.95	1.25			0.63		-1.25	1.30			
UEB18	0.95		1.25		0.63		1.25	1.30			
UEB19	0.95		1.25		0.63		-1.25	1.30			
UEB20	0.95			1.25	0.63		1.25	1.30			
UEB21	0.95			1.25	0.63		-1.25	1.30			
UEB22	1.00								1.00		
UEB23	1.00	1.30									
UEB24	1.00		1.30								
UEB25	1.00			1.30							
UEB26	0.90				1.20						

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	4.425	6	3.382	4.425
2	0.750	4.425	7	3.500	4.425
3	1.000	4.425	8	3.750	4.425
4	1.118	4.425	9	4.500	4.425
5	2.250	4.425	10	2.250	0.000

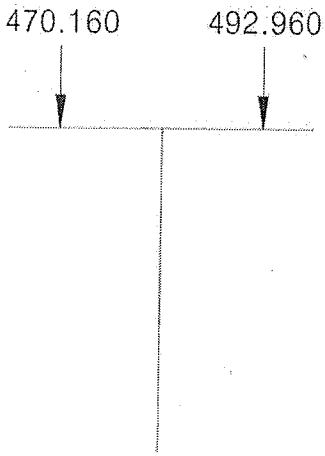
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	1.500	0.750	1.125	0.210938	0.052734	1, 9
②	1.500	1.688	2.532	0.474750	0.601212	2, 8
③	1.500	2.000	3.000	0.562500	1.000000	3~7
④	2.500	1.100	2.490	0.227193	1.099663	기둥상단
⑤	2.500	1.100	2.490	0.227193	1.099663	기둥하단

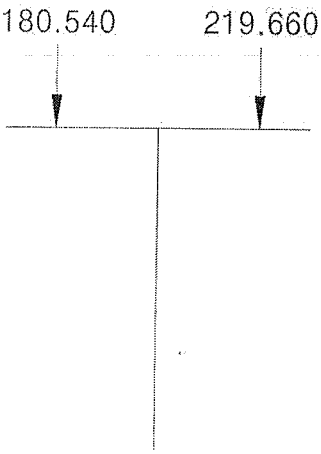
6.4 하중재하도

1) 연직하중

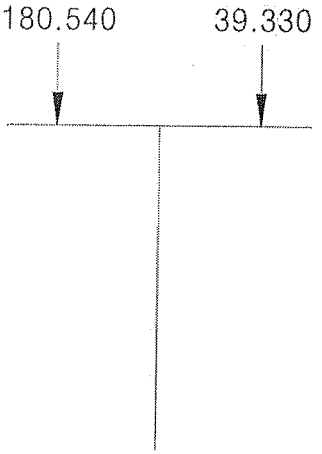
① 고정하중 (D)



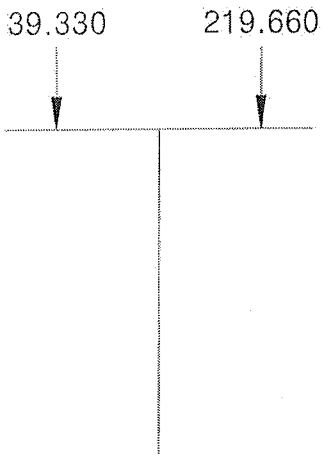
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



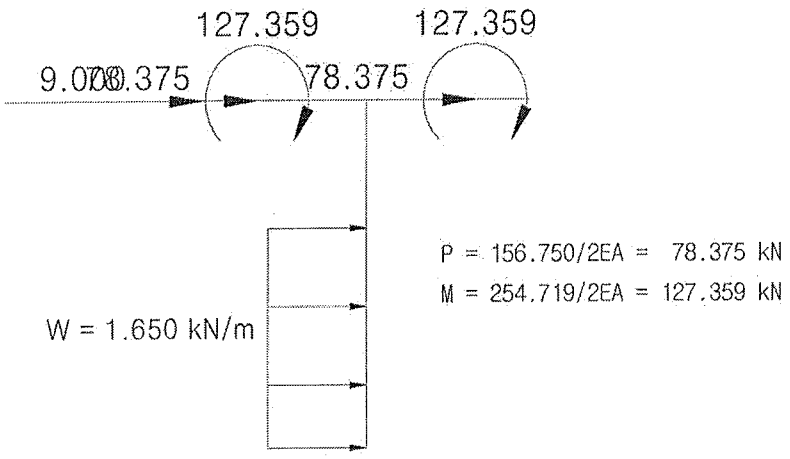
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



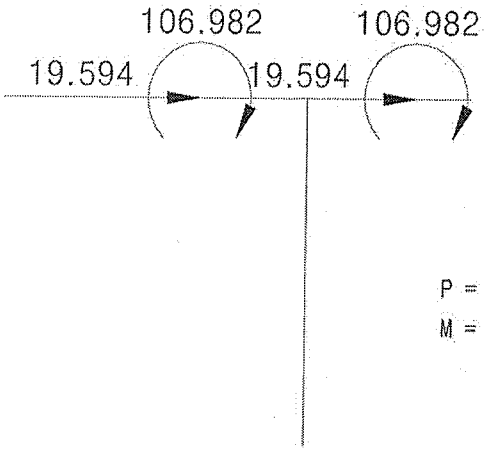
2) 수평하중

① 교축직각 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)

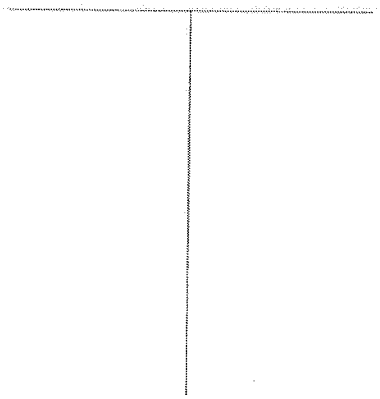


㉰ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



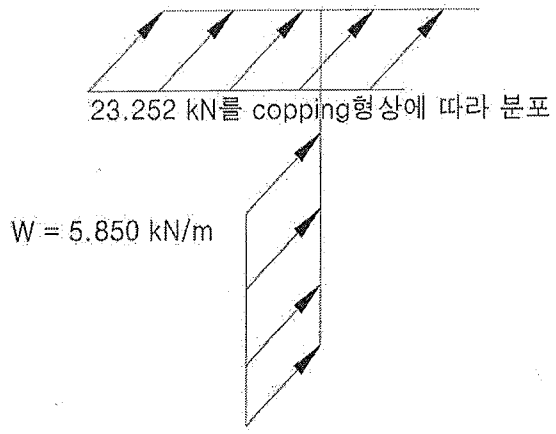
P = 39.188/2EA = 19.594 kN
M = 213.964/2EA = 106.982 kN

㉱ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃

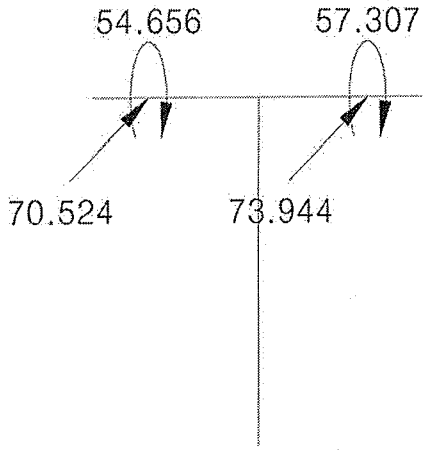


② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉯ 온도하중 (G-L01) : P = 144.468 / 2EA = 72.234 kN M = 111.963 / 2EA =



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-1354.933	34.200	0.000	-1529.257	34.200	0.000	
L1	-400.200	58.680	0.000	-400.200	58.680	0.000	
L2	-219.870	-211.815	0.000	-219.870	-211.815	0.000	
L3	-258.990	270.495	0.000	-258.990	270.495	0.000	
W-TR	0.000	524.062	-165.750	0.000	994.630	-170.370	
WL	0.000	277.644	-39.188	0.000	387.369	-39.188	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	132.580	0.000	891.440	158.550	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-1354.933	0.000	0.000	-1529.257	0.000	0.000	
L1	-400.200	0.000	0.000	-400.200	0.000	0.000	
L2	-219.870	0.000	0.000	-219.870	0.000	0.000	
L3	-258.990	0.000	0.000	-258.990	0.000	0.000	
W-LO	0.000	-37.784	23.252	0.000	-125.822	39.632	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO2	0.000	-346.723	144.468	0.000	-751.234	144.468	
E-LO	0.000	0.000	23.670	0.000	501.620	104.660	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-201.505	530.582	-209.896	-553.382	
L1	-66.439	180.540	-80.835	-219.660	
L2	-66.439	180.540	-14.473	-39.330	
L3	-14.473	39.330	-80.835	-219.660	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	127.359	0.000	-127.359	0.000	
WL	106.982	0.000	-106.982	0.000	
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-11.208	504.444	-11.208	-527.244
L1	0.000	180.540	0.000	-219.660
L2	0.000	180.540	0.000	-39.330
L3	0.000	39.330	0.000	-219.660
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	127.359	0.000	-127.359	0.000
WL	106.982	0.000	-106.982	0.000
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-1755.133	92.880	0.000	-1929.457	92.880	0.000	
SV002	-1574.803	-177.615	0.000	-1749.127	-177.615	0.000	
SV003	-1613.923	304.695	0.000	-1788.247	304.695	0.000	
SV004	-1354.933	558.262	-165.750	-1529.257	1028.830	-170.370	
SV005	-1755.133	354.911	-82.875	-1929.457	590.195	-85.185	
SV006	-1574.803	84.416	-82.875	-1749.127	319.700	-85.185	
SV007	-1613.923	566.726	-82.875	-1788.247	802.010	-85.185	
SV008	-1755.133	92.880	0.000	-1929.457	92.880	0.000	
SV009	-1755.133	92.880	0.000	-1929.457	92.880	0.000	
SV010	-1574.803	-177.615	0.000	-1749.127	-177.615	0.000	
SV011	-1574.803	-177.615	0.000	-1749.127	-177.615	0.000	
SV012	-1613.923	304.695	0.000	-1788.247	304.695	0.000	
SV013	-1613.923	304.695	0.000	-1788.247	304.695	0.000	
SV014	-1354.933	558.262	-165.750	-1529.257	1028.830	-170.370	
SV015	-1354.933	558.262	-165.750	-1529.257	1028.830	-170.370	
SV016	-1755.133	354.911	-82.875	-1929.457	590.195	-85.185	
SV017	-1755.133	354.911	-82.875	-1929.457	590.195	-85.185	
SV018	-1574.803	84.416	-82.875	-1749.127	319.700	-85.185	
SV019	-1574.803	84.416	-82.875	-1749.127	319.700	-85.185	
SV020	-1613.923	566.726	-82.875	-1788.247	802.010	-85.185	
SV021	-1613.923	566.726	-82.875	-1788.247	802.010	-85.185	
SV022	-1354.933	34.200	132.580	-1529.257	925.640	158.550	

2) 교축방향 (교축방향

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-1755.133	0.000	0.000	-1929.457	0.000	0.000	
SVB02	-1574.803	0.000	0.000	-1749.127	0.000	0.000	
SVB03	-1613.923	0.000	0.000	-1788.247	0.000	0.000	
SVB04	-1354.933	-37.784	23.252	-1529.257	-125.822	39.632	
SVB05	-1755.133	-18.892	11.626	-1929.457	-62.911	19.816	
SVB06	-1574.803	-18.892	11.626	-1749.127	-62.911	19.816	
SVB07	-1613.923	-18.892	11.626	-1788.247	-62.911	19.816	
SVB08	-1755.133	-346.723	144.468	-1929.457	-751.234	144.468	
SVB09	-1755.133	346.723	-144.468	-1929.457	751.234	-144.468	
SVB10	-1574.803	-346.723	144.468	-1749.127	-751.234	144.468	
SVB11	-1574.803	346.723	-144.468	-1749.127	751.234	-144.468	
SVB12	-1613.923	-346.723	144.468	-1788.247	-751.234	144.468	
SVB13	-1613.923	346.723	-144.468	-1788.247	751.234	-144.468	
SVB14	-1354.933	-384.507	167.720	-1529.257	-877.056	184.100	
SVB15	-1354.933	308.940	-121.216	-1529.257	625.411	-104.836	
SVB16	-1755.133	-365.615	156.094	-1929.457	-814.145	164.284	
SVB17	-1755.133	327.831	-132.842	-1929.457	688.323	-124.652	
SVB18	-1574.803	-365.615	156.094	-1749.127	-814.145	164.284	
SVB19	-1574.803	327.831	-132.842	-1749.127	688.323	-124.652	
SVB20	-1613.923	-365.615	156.094	-1788.247	-814.145	164.284	
SVB21	-1613.923	327.831	-132.842	-1788.247	688.323	-124.652	
SVB22	-1354.933	0.000	23.670	-1529.257	501.620	104.660	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-267.944	711.122	-290.731	-773.042	
SV002	-267.944	711.122	-224.369	-592.712	
SV003	-215.979	569.912	-290.731	-773.042	
SV004	-74.146	530.582	-337.255	-553.382	
SV005	-204.265	711.122	-354.410	-773.042	
SV006	-204.265	711.122	-288.049	-592.712	
SV007	-152.299	569.912	-354.410	-773.042	
SV008	-267.944	711.122	-290.731	-773.042	
SV009	-267.944	711.122	-290.731	-773.042	
SV010	-267.944	711.122	-224.369	-592.712	
SV011	-267.944	711.122	-224.369	-592.712	
SV012	-215.979	569.912	-290.731	-773.042	
SV013	-215.979	569.912	-290.731	-773.042	
SV014	-74.146	530.582	-337.255	-553.382	
SV015	-74.146	530.582	-337.255	-553.382	
SV016	-204.265	711.122	-354.410	-773.042	
SV017	-204.265	711.122	-354.410	-773.042	
SV018	-204.265	711.122	-288.049	-592.712	
SV019	-204.265	711.122	-288.049	-592.712	
SV020	-152.299	569.912	-354.410	-773.042	
SV021	-152.299	569.912	-354.410	-773.042	
SV022	-201.505	530.582	-209.896	-553.382	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-11.208	684.984	-11.208	-746.904
SV002	-11.208	684.984	-11.208	-566.574
SV003	-11.208	543.774	-11.208	-746.904
SV004	116.151	504.444	-138.567	-527.244
SV005	52.472	684.984	-74.887	-746.904
SV006	52.472	684.984	-74.887	-566.574
SV007	52.472	543.774	-74.887	-746.904
SV008	-11.208	684.984	-11.208	-746.904
SV009	-11.208	684.984	-11.208	-746.904
SV010	-11.208	684.984	-11.208	-566.574
SV011	-11.208	684.984	-11.208	-566.574
SV012	-11.208	543.774	-11.208	-746.904
SV013	-11.208	543.774	-11.208	-746.904
SV014	116.151	504.444	-138.567	-527.244
SV015	116.151	504.444	-138.567	-527.244
SV016	52.472	684.984	-74.887	-746.904
SV017	52.472	684.984	-74.887	-746.904
SV018	52.472	684.984	-74.887	-566.574
SV019	52.472	684.984	-74.887	-566.574
SV020	52.472	543.774	-74.887	-746.904
SV021	52.472	543.774	-74.887	-746.904
SV022	-11.208	504.444	-11.208	-527.244

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-2621.843	170.622	0.000	-2848.463	170.622	0.000	
UL002	-2234.134	-410.942	0.000	-2460.754	-410.942	0.000	
UL003	-2318.242	626.024	0.000	-2544.862	626.024	0.000	
UL004	-1761.413	725.740	-215.475	-1988.033	1337.480	-221.481	
UL005	-2281.673	461.384	-107.738	-2508.293	767.254	-110.741	
UL006	-2047.244	109.741	-107.738	-2273.864	415.610	-110.741	
UL007	-2098.100	736.744	-107.738	-2324.720	1042.613	-110.741	
UL008	-2281.673	120.744	0.000	-2508.293	120.744	0.000	
UL009	-2281.673	120.744	0.000	-2508.293	120.744	0.000	
UL010	-2047.244	-230.899	0.000	-2273.864	-230.899	0.000	
UL011	-2047.244	-230.899	0.000	-2273.864	-230.899	0.000	
UL012	-2098.100	396.104	0.000	-2324.720	396.104	0.000	
UL013	-2098.100	396.104	0.000	-2324.720	396.104	0.000	
UL014	-1693.667	697.827	-207.188	-1911.571	1286.038	-212.963	
UL015	-1693.667	697.827	-207.188	-1911.571	1286.038	-212.963	
UL016	-2193.917	443.639	-103.594	-2411.821	737.744	-106.481	
UL017	-2193.917	443.639	-103.594	-2411.821	737.744	-106.481	
UL018	-1968.504	105.520	-103.594	-2186.408	399.625	-106.481	
UL019	-1968.504	105.520	-103.594	-2186.408	399.625	-106.481	
UL020	-2017.404	708.407	-103.594	-2235.308	1002.513	-106.481	
UL021	-2017.404	708.407	-103.594	-2235.308	1002.513	-106.481	
UL022	-1354.933	34.200	132.580	-1529.257	925.640	158.550	
UL023	-2281.673	120.744	0.000	-2508.293	120.744	0.000	
UL024	-2047.244	-230.899	0.000	-2273.864	-230.899	0.000	
UL025	-2098.100	396.104	0.000	-2324.720	396.104	0.000	
UL026	-1625.920	669.914	-198.900	-1835.108	1234.596	-204.444	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-2215.363	160.362	0.000	-2389.687	160.362	0.000	
UE002	-1827.654	-421.202	0.000	-2001.977	-421.202	0.000	
UE003	-1911.762	615.764	0.000	-2086.085	615.764	0.000	
UE004	-1354.933	715.480	-215.475	-1529.257	1327.220	-221.481	
UE005	-1875.193	451.124	-107.738	-2049.517	756.994	-110.741	
UE006	-1640.764	99.481	-107.738	-1815.088	405.350	-110.741	
UE007	-1691.620	726.484	-107.738	-1865.944	1032.353	-110.741	
UE008	-1875.193	110.484	0.000	-2049.517	110.484	0.000	
UE009	-1875.193	110.484	0.000	-2049.517	110.484	0.000	
UE010	-1640.764	-241.160	0.000	-1815.088	-241.160	0.000	
UE011	-1640.764	-241.160	0.000	-1815.088	-241.160	0.000	
UE012	-1691.620	385.844	0.000	-1865.944	385.844	0.000	
UE013	-1691.620	385.844	0.000	-1865.944	385.844	0.000	
UE014	-1287.187	687.567	-207.188	-1452.794	1275.778	-212.963	
UE015	-1287.187	687.567	-207.188	-1452.794	1275.778	-212.963	
UE016	-1787.437	433.379	-103.594	-1953.044	727.484	-106.481	
UE017	-1787.437	433.379	-103.594	-1953.044	727.484	-106.481	
UE018	-1562.024	95.260	-103.594	-1727.631	389.365	-106.481	
UE019	-1562.024	95.260	-103.594	-1727.631	389.365	-106.481	
UE020	-1610.924	698.147	-103.594	-1776.531	992.253	-106.481	
UE021	-1610.924	698.147	-103.594	-1776.531	992.253	-106.481	
UE022	-1354.933	34.200	132.580	-1529.257	331.347	158.550	
UE023	-1875.193	110.484	0.000	-2049.517	110.484	0.000	
UE024	-1640.764	-241.160	0.000	-1815.088	-241.160	0.000	
UE025	-1691.620	385.844	0.000	-1865.944	385.844	0.000	
UE026	-1219.440	659.654	-198.900	-1376.331	1224.336	-204.444	

3) 교축방향 (교축방향

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-2621.843	0.000	0.000	-2848.463	0.000	0.000	
ULB02	-2234.134	0.000	0.000	-2460.754	0.000	0.000	
ULB03	-2318.242	0.000	0.000	-2544.862	0.000	0.000	
ULB04	-1761.413	-49.119	30.228	-1988.033	-163.569	51.522	
ULB05	-2281.673	-24.559	15.114	-2508.293	-81.784	25.761	
ULB06	-2047.244	-24.559	15.114	-2273.864	-81.784	25.761	
ULB07	-2098.100	-24.559	15.114	-2324.720	-81.784	25.761	
ULB08	-2281.673	-450.740	187.808	-2508.293	-976.604	187.808	
ULB09	-2281.673	450.740	-187.808	-2508.293	976.604	-187.808	
ULB10	-2047.244	-450.740	187.808	-2273.864	-976.604	187.808	
ULB11	-2047.244	450.740	-187.808	-2273.864	976.604	-187.808	
ULB12	-2098.100	-450.740	187.808	-2324.720	-976.604	187.808	
ULB13	-2098.100	450.740	-187.808	-2324.720	976.604	-187.808	
ULB14	-1693.667	-480.634	209.650	-1911.571	-1096.320	230.125	
ULB15	-1693.667	386.174	-151.520	-1911.571	781.764	-131.045	
ULB16	-2193.917	-457.019	195.118	-2411.821	-1017.681	205.355	
ULB17	-2193.917	409.789	-166.052	-2411.821	860.403	-155.815	
ULB18	-1968.504	-457.019	195.118	-2186.408	-1017.681	205.355	
ULB19	-1968.504	409.789	-166.052	-2186.408	860.403	-155.815	
ULB20	-2017.404	-457.019	195.118	-2235.308	-1017.681	205.355	
ULB21	-2017.404	409.789	-166.052	-2235.308	860.403	-155.815	
ULB22	-1354.933	0.000	23.670	-1529.257	501.620	104.660	
ULB23	-2281.673	0.000	0.000	-2508.293	0.000	0.000	
ULB24	-2047.244	0.000	0.000	-2273.864	0.000	0.000	
ULB25	-2098.100	0.000	0.000	-2324.720	0.000	0.000	
ULB26	-1625.920	-45.340	27.903	-1835.108	-150.987	47.559	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-2215.363	0.000	0.000	-2389.687	0.000	0.000	
UEB02	-1827.654	0.000	0.000	-2001.977	0.000	0.000	
UEB03	-1911.762	0.000	0.000	-2086.085	0.000	0.000	
UEB04	-1354.933	-49.119	30.228	-1529.257	-163.569	51.522	
UEB05	-1875.193	-24.559	15.114	-2049.517	-81.784	25.761	
UEB06	-1640.764	-24.559	15.114	-1815.088	-81.784	25.761	
UEB07	-1691.620	-24.559	15.114	-1865.944	-81.784	25.761	
UEB08	-1875.193	-450.740	187.808	-2049.517	-976.604	187.808	
UEB09	-1875.193	450.740	-187.808	-2049.517	976.604	-187.808	
UEB10	-1640.764	-450.740	187.808	-1815.088	-976.604	187.808	
UEB11	-1640.764	450.740	-187.808	-1815.088	976.604	-187.808	
UEB12	-1691.620	-450.740	187.808	-1865.944	-976.604	187.808	
UEB13	-1691.620	450.740	-187.808	-1865.944	976.604	-187.808	
UEB14	-1287.187	-480.634	209.650	-1452.794	-1096.320	230.125	
UEB15	-1287.187	386.174	-151.520	-1452.794	781.764	-131.045	
UEB16	-1787.437	-457.019	195.118	-1953.044	-1017.681	205.355	
UEB17	-1787.437	409.789	-166.052	-1953.044	860.403	-155.815	
UEB18	-1562.024	-457.019	195.118	-1727.631	-1017.681	205.355	
UEB19	-1562.024	409.789	-166.052	-1727.631	860.403	-155.815	
UEB20	-1610.924	-457.019	195.118	-1776.531	-1017.681	205.355	
UEB21	-1610.924	409.789	-166.052	-1776.531	860.403	-155.815	
UEB22	-1354.933	0.000	23.670	-1529.257	167.207	104.660	
UEB23	-1875.193	0.000	0.000	-2049.517	0.000	0.000	
UEB24	-1640.764	0.000	0.000	-1815.088	0.000	0.000	
UEB25	-1691.620	0.000	0.000	-1865.944	0.000	0.000	
UEB26	-1219.440	-45.340	27.903	-1376.331	-150.987	47.559	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-404.800	1077.917	-446.660	-1191.665	
UL002	-404.800	1077.917	-303.982	-803.956	
UL003	-293.075	774.316	-446.660	-1191.665	
UL004	-96.390	689.756	-438.431	-719.396	
UL005	-265.544	924.458	-460.733	-1004.954	
UL006	-265.544	924.458	-374.463	-770.525	
UL007	-197.989	740.885	-460.733	-1004.954	
UL008	-348.327	924.458	-377.950	-1004.954	
UL009	-348.327	924.458	-377.950	-1004.954	
UL010	-348.327	924.458	-291.680	-770.525	
UL011	-348.327	924.458	-291.680	-770.525	
UL012	-280.773	740.885	-377.950	-1004.954	
UL013	-280.773	740.885	-377.950	-1004.954	
UL014	-92.683	663.227	-421.569	-691.727	
UL015	-92.683	663.227	-421.569	-691.727	
UL016	-255.331	888.902	-443.013	-966.302	
UL017	-255.331	888.902	-443.013	-966.302	
UL018	-255.331	888.902	-360.061	-740.890	
UL019	-255.331	888.902	-360.061	-740.890	
UL020	-190.374	712.390	-443.013	-966.302	
UL021	-190.374	712.390	-443.013	-966.302	
UL022	-201.505	530.582	-209.896	-553.382	
UL023	-348.327	924.458	-377.950	-1004.954	
UL024	-348.327	924.458	-291.680	-770.525	
UL025	-280.773	740.885	-377.950	-1004.954	
UL026	-88.976	636.698	-404.706	-664.058	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-14.570	1043.939	-14.570	-1157.687
UL002	-14.570	1043.939	-14.570	-769.977
UL003	-14.570	740.337	-14.570	-1157.687
UL004	150.997	655.778	-180.137	-685.418
UL005	68.213	890.480	-97.354	-970.976
UL006	68.213	890.480	-97.354	-736.547
UL007	68.213	706.907	-97.354	-970.976
UL008	-14.570	890.480	-14.570	-970.976
UL009	-14.570	890.480	-14.570	-970.976
UL010	-14.570	890.480	-14.570	-736.547
UL011	-14.570	890.480	-14.570	-736.547
UL012	-14.570	706.907	-14.570	-970.976
UL013	-14.570	706.907	-14.570	-970.976
UL014	145.189	630.555	-173.209	-659.055
UL015	145.189	630.555	-173.209	-659.055
UL016	65.590	856.230	-93.609	-933.630
UL017	65.590	856.230	-93.609	-933.630
UL018	65.590	856.230	-93.609	-708.218
UL019	65.590	856.230	-93.609	-708.218
UL020	65.590	679.718	-93.609	-933.630
UL021	65.590	679.718	-93.609	-933.630
UL022	-11.208	504.444	-11.208	-527.244
UL023	-14.570	890.480	-14.570	-970.976
UL024	-14.570	890.480	-14.570	-736.547
UL025	-14.570	706.907	-14.570	-970.976
UL026	139.381	605.333	-166.280	-632.693

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 죄(절점 4)

1)내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

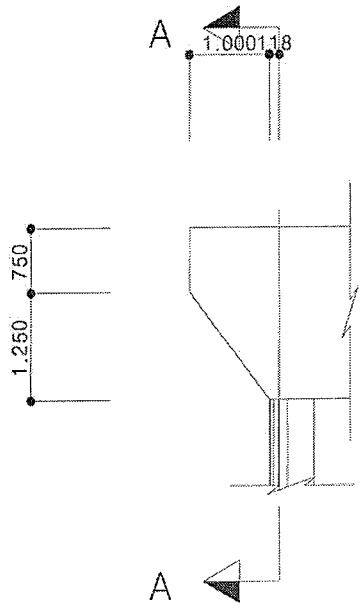
① 기둥의 단면적

A = 2.500 x 1.100 -((4-π) x 0.5 = 2.490 m²

② 치환단면의 한변길이

L = 2.490 / 1.100 = 2.264 m

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.118m(= 1.250 - 2.264/2)에 위치한다.



2)브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 1077.917 kN - "ULO-01"

Mu = 404.800 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 404.800 / 1077.917 = 0.376 m

d = 2.000 - 0.100 = 1.900 m

a/d = 0.376 / 1.900 = 0.198 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3)브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.80, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	단깊이(mm	Vu(kN)
1500.0	2000.0	1900.0	100.0	1678.1	1077.9

a = 375.539 mm, d = 1900.000 mm

a / d (= 0.198) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 1678.076 mm ≥ 0.5 x 1900.000 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 1077.917 kN

Nuc = 0.20 x 1077.917 = 215.583 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 404.800 + 215.583 x (2.000 - 1.900)

= 426.359 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 1500.000 x 1900.000 = 15390.000 kN

≤ 5.6 x 1500.000 x 1900.000 = 15960.000 kN

ΦVn_max = 0.80 x 15390.000 = 12312.000 kN ≥ Vu (=1077.917 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 : 일체로 친 보통 콘크리트

= 1077917.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 2406.065 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 404.800 + 215.583 x (2.000 - 1.900) = 426.359 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 풀

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 702.853 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 1077.917 = 215.583 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 673.698 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 2277.741 ㎟

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 1500.000 x 1900.000

= 7695.000 ㎟

Use As = 8351.200 ㎟ (철근도심 100.00 ㎜)

1단 : H29- 7.0EA + H29- 6.0EA , d1 = 100.00 ㎜

Use As ≥ 2277.741 ㎟ , 7695.000 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (2277.741 - 673.698)

= 802.022 ㎟

사용철근량 (1단) : H13 - 4.0 EA = 506.800 ㎟

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 1900.00 = 1266.67 ㎜구간에 5.0 단 설치

▶ 사용철근량(5.0단) : H13 - 20.00 EA = 2534.000 ㎟ ≥ 802.022 ㎟ ∴ O.K

4)외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작
하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대
형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0 < 2d(=3.800) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 0.188 m (< d = 1.900 m) L 위험단면 위치

- Vu = 1060.140 kN - "UL0-02

부재번호 : 2 (I단 : 절점2, J단 : 절점3) 부재길이(L) : 0.250 m

Vui = 1043.939 kN (I단), Vuj = 1066.412 kN (J단)

검토위치(Lc) = 0.930 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 1043.939 + (1066.412 - 1043.939)/0.250 x (0.930 - 0.750)

= 1060.140 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(㎜)	Ln(㎜)	d(㎜)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
1500.00	751.08	1900.00	1060.14	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 1500.00 x 1900.00

= 9872.690 kN ≥ Vu(= 1060.140 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1500.00 x 1900.00 = 1974.538 kN

≥ Vu (= 1060.140 kN) , 전단보강 불필요.

5)수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 0.750 x 1.118 x 1.500 x 25.000 x 0.154 = 4.842 kN

w2 = 1.250 x (1.118-0.118) / 2 x 1.500 x 25.00 = 3.609 kN

w3 = 1.250 x (1.118-1.000) x 1.500 x 25.000 x = 0.852 kN

Vc = 4.842 + 3.609 + 0.852 = 9.304 kN

Mc = 4.842 x 0.559 + 3.609 x 0.451 + 0.852 x 0 = 4.386 kN.m

Vu = 0.000 + 9.304(Vc)

= 9.304 kN

Mu = 0.000 x 0.368 + 4.386(Mc)

= 4.386 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2000.00	1500.00	1400.00	100.00	4.39	9.30

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1942.500 x 400.00 = 777000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2000.000 = 45900.000 x a

T = C 이므로, a = 16.928 mm, c = 16.928 / β1 = 16.928 / 0.85 = 19.915 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1400.00 - 19.915) / 19.915 = 0.20789

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 9.215 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1942.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 210.800]

1단 : H13 - 8.0 EA, H29 - 1.0 EA (= 1656.0 mm²)

2단 : H19 - 1.0 EA (= 286.5 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00069

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 16.928 mm

ΦMn = 0.85 x 1942.500 x 400 x (1400.00 - a/2) = 919.040 kN.m

≥ Mu (= 4.386 kN.m) ∴ O.K [안전률 209.532]

* 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 2000.00 x 1400.00 = 1818.653 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 9.304 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 267.944 x 1000000 / [8351.200 x (1900.000 - 347.827/

= 17.984 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x8351.200/1500.0 + 7x8351.200/1500.0 x √[(1 + 2x1500.0x1900.0/(7x8351.2C

= 347.827 mm

사용철근량 = 8351.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 13.0 EA (= 8351.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 17.98) - 2.5 x 85.50 = 4165.14

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 17.98) = 3503.11 mm

Sa는 작은 값인 3503.11 mm 를 적용

S = 1500.00 / 13.0 EA = 115.38 ≤ Sa (= 3503.11 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4.386 x 1000000 / [1942.500 x (1400.000 - 131.341/3)

= 1.665 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1942.500/2000.0 + 7x1942.500/2000.0 x √[(1 + 2x2000.0x1400.0/(7x1942.5C

= 131.341 mm

사용철근량 = 1942.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H13 - 8.0 EA, H29 - 1.0 EA (= 1656.0 mm²)

2단 : H19 - 1.0 EA (= 286.5 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 1.66) - 2.5 x 85.50 = 47085.87

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 1.66) = 37839.69 mm

Sa는 작은 값인 37839.69 mm 를 적용

S = 2000.00 / 9.0 EA = 222.22 ≤ Sa (= 37839.69 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우(절점 6)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

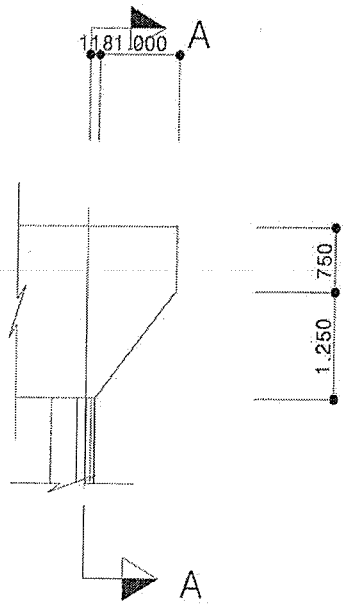
① 기둥의 단면적

$A = 2.500 \times 1.100 - ((4-\pi) \times 0.5^2 = 2.490\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = 2.490 / 1.100 = 2.264\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.118m(= 1.250 - 2.264/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 1191.665 kN - "UL0-01, UL0-05"

Mu = 460.733 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 460.733 / 1191.665 = 0.387 m

d = 2.000 - 0.100 = 1.900 m

a/d = 0.387 / 1.900 = 0.203 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3)브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.80, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	단깊이(mm	Vu(kN)
1500.0	2000.0	1900.0	100.0	1664.2	1191.7

a = 386.630 mm, d = 1900.000 mm

a / d (= 0.203) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 1664.213 mm ≥ 0.5 x 1900.000 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 1191.665 kN

Nuc = 0.20 x 1191.665 = 238.333 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 460.733 + 238.333 x (2.000 - 1.900)

= 484.567 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 1500.000 x 1900.000 = 15390.000 kN

≤ 5.6 x 1500.000 x 1900.000 = 15960.000 kN

ΦVn_max = 0.80 x 15390.000 = 12312.000 kN ≥ Vu (=1191.665 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 : 일체로 친 보통 콘크리트

= 1191665.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 2659.967 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 460.733 + 238.333 x (2.000 - 1.900) = 484.567 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 ?

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 799.059 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 1191.665 = 238.333 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 744.791 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 2518.102 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 1500.000 x 1900.000

= 7695.000 mm²

Use As = 8351.200 mm² (철근도심 100.00 mm)

1단 : H29- 7.0EA + H29- 6.0EA , d1 = 100.00 mm

Use As ≥ 2518.102 mm² , 7695.000 mm² ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (2518.102 - 744.791)

= 886.656 mm²

사용철근량 (1단) : H13 - 4.0 EA = 506.800 mm²

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 1900.00 = 1266.67 mm구간에 5.0 단 설치

▶ 사용철근량(5.0단) : H13 - 20.00 EA = 2534.000 mm² ≥ 886.656 mm² ∴ O.K

4)외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작
하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대
형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0 < 2d(=3.800) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 0.193 m (< d = 1.900 m) L 위험단면 위치

- Vu = 1173.390 kN - "ULO-03

부재번호 : 7 (I단 : 절점7, J단 : 절점8) 부재길이(L) : 0.250 m

Vui = -1180.160 kN (I단), Vuj = -1157.687 kN (J단)

검토위치(Lc) = 3.575 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -1180.160 + (-1157.687 - -1180.160)/0.250 x (3.575 - 3.500)

= -1173.390 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
1500.00	773.26	1900.00	1173.39	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 1500.00 x 1900.00

= 9872.690 kN ≥ Vu(= 1173.390 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1500.00 x 1900.00 = 1974.538 kN

≥ Vu (= 1173.390 kN) , 전단보강 불필요.

5)수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 0.750 x 1.118 x 1.500 x 25.000 x 0.154 = 4.842 kN

w2 = 1.250 x (1.118-0.118) / 2 x 1.500 x 25.00 = 3.609 kN

w3 = 1.250 x (1.118-1.000) x 1.500 x 25.000 x = 0.852 kN

Vc = 4.842 + 3.609 + 0.852 = 9.304 kN

Mc = 4.842 x 0.559 + 3.609 x 0.451 + 0.852 x 0 = 4.386 kN.m

Vu = 0.000 + 9.304(Vc)

= 9.304 kN

Mu = 0.000 x 0.368 + 4.386(Mc)

= 4.386 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2000.00	1500.00	1400.00	100.00	4.39	9.30

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1942.500 x 400.00 = 777000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2000.000 = 45900.000 x a

T = C 이므로, a = 16.928 mm, c = 16.928 / β1 = 16.928 / 0.85 = 19.915 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1400.00 - 19.915) / 19.915 = 0.20789

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 9.215 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1942.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 210.800]

1단 : H13 - 8.0 EA, H29 - 1.0 EA (= 1656.0 mm²)

2단 : H19 - 1.0 EA (= 286.5 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00069

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 16.928 mm

ΦMn = 0.85 x 1942.500 x 400 x (1400.00 - a/2) = 919.040 kN.m

≥ Mu (= 4.386 kN.m) ∴ O.K [안전률 209.532]

* 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 2000.00 x 1400.00 = 1818.653 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 9.304 kN) , 전단보강 불필요.

6)사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 354.410 x 1000000 / [8351.200 x (1900.000 - 347.827/

= 23.787 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x8351.200/1500.0 + 7x8351.200/1500.0 x √[(1 + 2x1500.0x1900.0/(7x8351.2C

= 347.827 mm

사용철근량 = 8351.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 13.0 EA (= 8351.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 23.79) - 2.5 x 85.50 = 3096.82

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 23.79) = 2648.45 mm

Sa는 작은 값인 2648.45 mm 를 적용

S = 1500.00 / 13.0 EA = 115.38 ≤ Sa (= 2648.45 mm) ∴ O.K

7)수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4.386 x 1000000 / [1942.500 x (1400.000 - 131.341/3)

= 1.665 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1942.500/2000.0 + 7x1942.500/2000.0 x √[(1 + 2x2000.0x1400.0/(7x1942.5C

= 131.341 mm

사용철근량 = 1942.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H13 - 8.0 EA, H29 - 1.0 EA (= 1656.0 mm²)

2단 : H19 - 1.0 EA (= 286.5 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 1.66) - 2.5 x 85.50 = 47085.87

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 1.66) = 37839.69 mm

Sa는 작은 값인 37839.69 mm 를 적용

S = 2000.00 / 9.0 EA = 222.22 ≤ Sa (= 37839.69 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1)받침위치1(교량받침1) : UL0-01(절점 2)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1500.00	1687.50	1587.50	100.00	14.57	1043.94

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8351.200 x 400.00 = 3340480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1500.000 = 34425.000 x a

T = C 이므로, a = 97.036 mm, c = 97.036 / β1 = 97.036 / 0.85 = 114.161 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1587.50 - 114.161) / 114.161 = 0.03872

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 26.997 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8351.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 309.339]

1단 : H29 - 13.0 EA (= 8351.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00351

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 97.036 mm

ΦMn = 0.85 x 8351.200 x 400 x (1587.50 - a/2) = 4369.797 kN.m

≥ Mu (= 14.570 kN.m) ∴ O.K [안전률 299.914]

* 전단에 대한 검토 (d = 1587.50 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1500.00 x 1587.50 = 1546.667 kN

ΦVc/2 < Vu (= 1043.939 kN) , 최소 전단철근 보강.

Av_req1 = 0.0625 x √27.0 x 1500.0 x 250.0 / 400.0 = 304.462 mm²

Av_req2 = 0.35 x 1500.0 x 250.0 / 400.0 = 328.125 mm²

Av_req = 328.125 mm² (Av_req1,Av_req2중 큰 값을 사용)

Av_use = H13 - 4.0 EA = 506.800 mm² ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 52.472 x 1000000 / [8351.200 x (1587.500 - 314.943/3

= 4.238 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x8351.200/1500.0 + 7x8351.200/1500.0 x √[(1 + 2x1500.0x1587.5/(7x8351.2C

= 314.943 mm

사용철근량 = 8351.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 13.0 EA (= 8351.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 4.24) - 2.5 x 85.50 = 18367.49

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 4.24) = 14864.99 mm

Sa는 작은 값인 14864.99 mm 를 적용

S = 1500.00 / 13.0 EA = 115.38 ≤ Sa (= 14864.99 mm) ∴ O.K

2)받침위치2(교량받침2) : UL0-01(절점 8)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1500.00	1687.50	1587.50	100.00	14.57	1157.69

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8351.200 x 400.00 = 3340480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1500.000 = 34425.000 x a

T = C 이므로, a = 97.036 mm, c = 97.036 / β1 = 97.036 / 0.85 = 114.161 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1587.50 - 114.161) / 114.161 = 0.03872

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 26.997 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8351.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 309.339]

1단 : H29 - 13.0 EA (= 8351.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 ∴ ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00351

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 97.036 mm

ΦMn = 0.85 x 8351.200 x 400 x (1587.50 - a/2) = 4369.797 kN.m

≥ Mu (= 14.570 kN.m) ∴ O.K [안전률 299.914]

* 전단에 대한 검토 (d = 1587.50 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1500.00 x 1587.50 = 1546.667 kN

ΦVc/2 < Vu (= 1157.687 kN) , 최소 전단철근 보강.

Av_req1 = 0.0625 x √27.0 x 1500.0 x 250.0 / 400.0 = 304.462 mm²

Av_req2 = 0.35 x 1500.0 x 250.0 / 400.0 = 328.125 mm²

Av_req = 328.125 mm² (Av_req1,Av_req2중 큰 값을 사용)

Av_use = H13 - 4.0 EA = 506.800 mm² ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 74.887 x 1000000 / [8351.200 x (1587.500 - 314.943/3

= 6.049 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x8351.200/1500.0 + 7x8351.200/1500.0 x √[(1 + 2x1500.0x1587.5/(7x8351.2C

= 314.943 mm

사용철근량 = 8351.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 13.0 EA (= 8351.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 6.05) - 2.5 x 85.50 = 12805.67

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 6.05) = 10415.53 mm

Sa는 작은 값인 10415.53 mm 를 적용

S = 1500.00 / 13.0 EA = 115.38 ≤ Sa (= 10415.53 mm) ∴ O.K

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1)기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-1988.034	-2848.463	170.622	170.622	0.000	0.00005	축력최대
UL004	-1988.034	-1988.033	725.740	1337.480	-221.481	0.00029	모멘트최대
UL022	-1529.257	-1529.257	34.200	925.640	158.550	0.00050	탄성설계
UL022	-1529.257	-1529.257	34.200	331.347	158.550	0.00050	소성설계
UE026	-1376.331	-1376.331	659.654	1224.336	-204.444	0.00026	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.000)로 나눈 값을 적용한다

2)기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	45034.176	2848.463	170.622	15.810	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	26424.152	1988.033	1337.480	13.292	O.K
탄성설계	0.010	0.012	0.080	O.K	28566.032	1529.257	925.640	18.680	O.K
편심최대	0.010	0.012	0.080	O.K	20940.427	1376.331	1224.336	15.215	O.K

3)기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65, θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	2400.000	2848.463	170.622	59.900

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 2848.463 x 0.00005 / (0.000 x 4.425)

= 0.000 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.425 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 2.800 / 0.665

= 4.214 ≤ 22.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=170.622 , M2=170.622)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 1.000) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 2.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 mm² , Ast = 30835.20 mm² , Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1309.091 mm, ab = k1 x cb = 1112.727 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1094218.859 = 25112.323 kN, ∑Csi = 4712.161 kN, ∑Tsi = 4316.C

Pb = 25112.323 + 4712.161 - 4316.098 = 25508.386 kN

Mb = Cc x 1198.590 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23915.331 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 937.548 mm, e = Mu/Pu = 59.900 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2867.432 mm, a = k1 x c = 2437.317 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2468959.754 = 56662.626 kN

∑Csi = 9375.397 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 56662.626 + 9375.397 - 0.000 = 66038.023 kN

Mn = Cc x 1229.327 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3955.446 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=59.896) | = 0.0032 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 2867.432 mm, a = k1 x c = 2437.317 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-2867.43) / 2867.43 = -0.00049

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN < Pn = 66038.023 kN

ΦPn = 0.78 x 57490.437 = 45034.176 kN ≥ Pu = 2848.463 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.060 = 2697.532 kN.m ≥ Mu = 170.622 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 9, UL004)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65, θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550.	100.000	2400.000	1988.033	1337.480	672.765

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 1988.033 x 0.00029 / (-221.481 x 4.425)

= 0.001 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.425 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 2.800 / 0.665

= 4.214 ≤ 27.489 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=725.740 , M2=1337.480)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.543) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 2.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 mm² , Ast = 30835.20 mm² , Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1309.091 mm, ab = k1 x cb = 1112.727 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1094218.859 = 25112.323 kN, ∑Csi = 4712.161 kN, ∑Tsi = 4316.0

Pb = 25112.323 + 4712.161 - 4316.098 = 25508.386 kN

Mb = Cc x 1198.590 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23915.331 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 937.548 mm, e = Mu/Pu = 672.765 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1563.332 mm, a = k1 x c = 1328.832 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1331950.061 = 30568.254 kN

∑Csi = 5473.599 kN, ∑Tsi = 2308.892 kN

Pn = 30568.254 + 5473.599 - 2308.892 = 33732.960 kN

Mn = Cc x 1197.246 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 22694.541 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=672.771) | = 0.0050 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈜ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1563.332 mm, a = k1 x c = 1328.832 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1563.33) / 1563.33 = 0.00161

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

㈟ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN ≥ Pn = 33732.960 kN

ΦPn = 0.78 x 33732.960 = 26424.152 kN ≥ Pu = 1988.033 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.673 = 17777.258 kN.m ≥ Mu = 1337.480 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 9, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65, θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	2400.000	1529.257	925.640	605.287

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 1529.257 x 0.00050 / (158.550 x 4.425)

= 0.001 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.425 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 2.800 / 0.665

= 4.214 ≤ 33.557 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=34.200 , M2=925.640)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.037) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 2.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 mm² , Ast = 30835.20 mm² , Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1309.091 mm, ab = k1 x cb = 1112.727 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1094218.859 = 25112.323 kN, ∑Csi = 4712.161 kN, ∑Tsi = 4316.0

Pb = 25112.323 + 4712.161 - 4316.098 = 25508.386 kN

Mb = Cc x 1198.590 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23915.331 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 937.548 mm, e = Mu/Pu = 605.287 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1654.747 mm, a = k1 x c = 1406.535 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1417429.594 = 32530.009 kN

∑Csi = 5739.535 kN, ∑Tsi = 1802.269 kN

Pn = 32530.009 + 5739.535 - 1802.269 = 36467.275 kN

Mn = Cc x 1196.874 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 22073.227 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=605.289)| = 0.0012 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1654.747 mm, a = k1 x c = 1406.535 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1654.75) / 1654.75 = 0.00135

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN ≥ Pn = 36467.275 kN

ΦPn = 0.78 x 36467.275 = 28566.032 kN ≥ Pu = 1529.257 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.605 = 17290.660 kN.m ≥ Mu = 925.640 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 9, UE026)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65, θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	2400.000	1376.331	1224.336	889.565

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 1376.331 x 0.00026 / (-204.444 x 4.425)

= 0.000 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.425 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 2.800 / 0.665

= 4.214 ≤ 27.535 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=659.654 , M2=1224.336)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.539) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 2.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 mm² , Ast = 30835.20 mm² , Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1309.091 mm, ab = k1 x cb = 1112.727 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1094218.859 = 25112.323 kN, ∑Csi = 4712.161 kN, ∑Tsi = 4316.0

Pb = 25112.323 + 4712.161 - 4316.098 = 25508.386 kN

Mb = Cc x 1198.590 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23915.331 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 937.548 mm, e = Mu/Pu = 889.565 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1345.482 mm, a = k1 x c = 1143.660 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1128246.625 = 25893.260 kN

∑Csi = 4798.788 kN, ∑Tsi = 3959.588 kN

Pn = 25893.260 + 4798.788 - 3959.588 = 26732.460 kN

Mn = Cc x 1198.363 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23780.424 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=889.571) | = 0.0060 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1345.482 mm, a = k1 x c = 1143.660 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1345.48) / 1345.48 = 0.00235

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

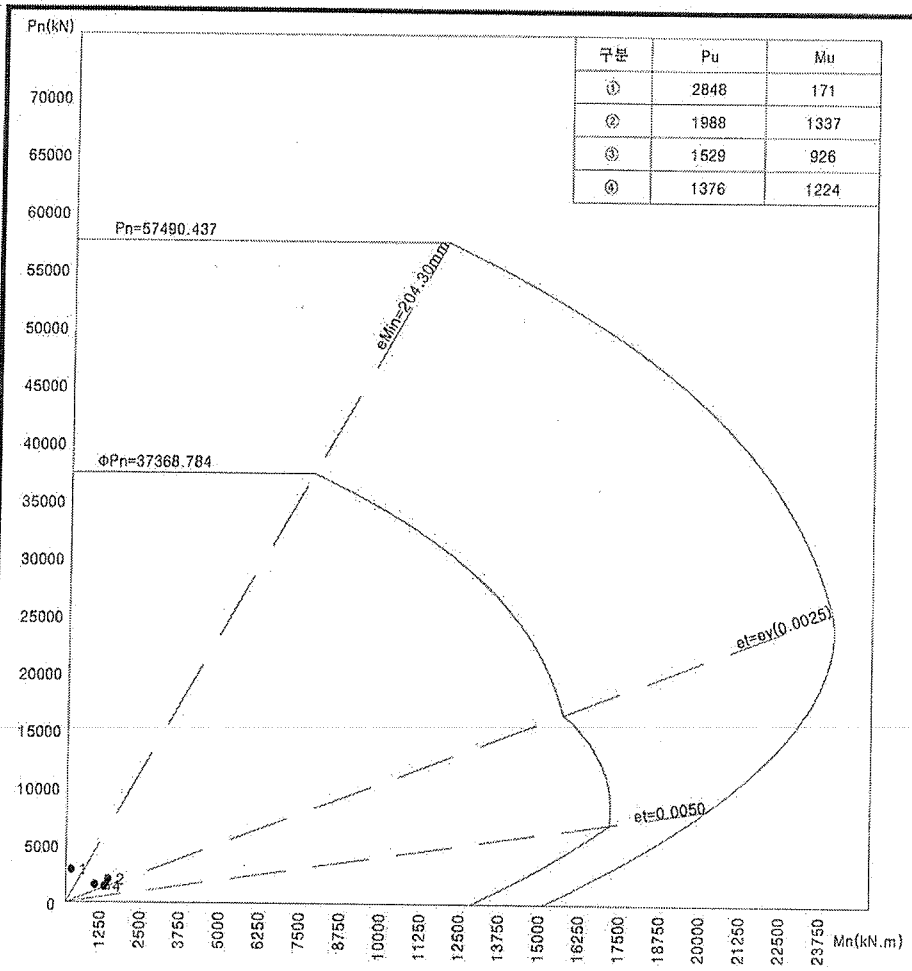
㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN ≥ Pn = 26732.460 kN

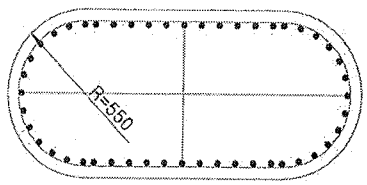
ΦPn = 0.78 x 26732.460 = 20940.427 kN ≥ Pu = 1376.331 kN ∴ O.K

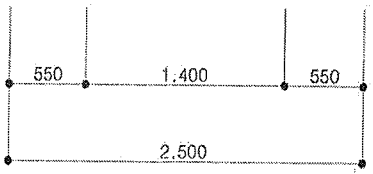
ΦMn = ΦPn x 0.890 = 18627.872 kN.m ≥ Mu = 1224.336 kN.m ∴ O.K

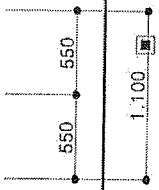
4)PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	2848	171
②	1988	1337
③	1529	926
④	1376	1224







■ 단면제원

B = 1400.000 mm
R = 550.000 mm
D = 2400.000 mm
Ag = 2490331.778 mm²

■ 사용 철근

Ast = 30835.200 mm²
Puse = 0.01238
1단 : H29-48Ea

9.2 교축방향

1)기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-1988.034	-2848.463	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
ULB14	-1911.571	-1911.571	-480.634	-1096.320	230.125	0.00108	모멘트최대
ULB22	-1529.257	-1529.257	0.000	501.620	104.660	0.00747	탄성설계
ULB22	-1529.257	-1529.257	0.000	167.207	104.660	0.00747	소성설계
UEB14	-1452.794	-1452.794	-480.634	-1096.320	230.125	0.00108	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.000)로 나눈 값을 적용한다

2)기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	45034.176	2848.463	0.000	15.810	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	16520.657	1911.571	1096.320	8.642	O.K
탄성설계	0.010	0.012	0.080	O.K	26810.884	1529.257	501.620	17.532	O.K
편심최대	0.010	0.012	0.080	O.K	11708.046	1452.794	1096.320	8.059	O.K

3)기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	1000.000	2848.463	0.000	0.000

㉯ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 mm² , Ast = 30835.20 mm² , Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 545.455 mm, ab = k1 x cb = 463.636 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1029662.834 = 23630.762 kN, ∑Csi = 5818.248 kN, ∑Tsi = 6311.5

Pb = 23630.762 + 5818.248 - 6311.515 = 23137.495 kN

Mb = Cc x 536.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12213.397 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 527.862 mm, e = Mu/Pu = 0.000 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 5992.187 mm, a = k1 x c = 5093.359 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2490435.900 = 57155.504 kN

∑Csi = 14708.843 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 57155.504 + 14708.843 - 0.000 = 71864.347 kN

Mn = Cc x 2546.680 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 0.490 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=0.007) | = 0.0068 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 100.00 = 1000.000 mm

c = 5992.187 mm, a = k1 x c = 5093.359 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1000.00-5992.19) / 5992.19 = -0.00250

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN < Pn = 71864.347 kN

ΦPn = 0.78 x 57490.437 = 45034.176 kN ≥ Pu = 2848.463 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.000 = 0.000 kN.m ≥ Mu = 0.000 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 9, ULB14)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	1000.000	1911.571	1096.320	573.518

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 1911.571 x 0.00108 / (230.125 x 4.425)

= 0.002 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.425 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 2.800 / 0.302

= 9.270 ≤ 28.739 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=-480.634 , M2=-1096.320)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.438) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 2.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 mm² , Ast = 30835.20 mm² , Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 545.455 mm. ab = k1 x cb = 463.636 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1029662.834 = 23630.762 kN, ∑Csi = 5818.248 kN, ∑Tsi = 6311.5

Pb = 23630.762 + 5818.248 - 6311.515 = 23137.495 kN

Mb = Cc x 536.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12213.397 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 527.862 mm, e = Mu/Pu = 573.518 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 513.868 mm, a = k1 x c = 436.788 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 963034.130 = 22101.633 kN

∑Csi = 5651.807 kN, ∑Tsi = 6663.240 kN

Pn = 22101.633 + 5651.807 - 6663.240 = 21090.200 kN

Mn = Cc x 536.896 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12095.594 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=573.517) | = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈅ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 100.00 = 1000.000 mm

c = 513.868 mm, a = k1 x c = 436.788 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1000.00-513.87) / 513.87 = 0.00284

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

㈆ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN ≥ Pn = 21090.200 kN

ΦPn = 0.78 x 21090.200 = 16520.657 kN ≥ Pu = 1911.571 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.574 = 9474.891 kN.m ≥ Mu = 1096.320 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 9, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	1000.000	1529.257	501.620	328.016

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 1529.257 x 0.00747 / (104.660 x 4.425)

= 0.025 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.425 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 2.800 / 0.302

= 9.270 ≤ 34.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=0.000 , M2=501.620)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.000) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 2.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 mm² , Ast = 30835.20 mm² , Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 545.455 mm, ab = k1 x cb = 463.636 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1029662.834 = 23630.762 kN, ∑Csi = 5818.248 kN, ∑Tsi = 6311.5

Pb = 23630.762 + 5818.248 - 6311.515 = 23137.495 kN

Mb = Cc x 536.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12213.397 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 527.862 mm, e = Mu/Pu = 328.016 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 694.065 mm, a = k1 x c = 589.955 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1345036.032 = 30868.577 kN

∑Csi = 6445.637 kN, ∑Tsi = 3087.554 kN

Pn = 30868.577 + 6445.637 - 3087.554 = 34226.660 kN

Mn = Cc x 533.398 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11226.999 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=328.019) | = 0.0036 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 100.00 = 1000.000 mm

c = 694.065 mm, a = k1 x c = 589.955 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1000.00-694.07) / 694.07 = 0.00132

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN ≥ Pn = 34226.660 kN

ΦPn = 0.78 x 34226.660 = 26810.884 kN ≥ Pu = 1529.257 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.328 = 8794.385 kN.m ≥ Mu = 501.620 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 9, UEB14)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	1000.000	1452.794	1096.320	754.629

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 1452.794 \times 0.00108 / (230.125 \times 4.425)$

$= 0.002 \leq 0.05$: 횡구속 구조물

여기서, $\sum Pu$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.425 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 34 - 12 (M1/M2)$

$= 1.000 \times 2.800 / 0.302$

$= 9.270 \leq 28.739$ ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=-480.634 , M2=-1096.320)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$M1/M2 (= 0.438) \geq -0.5$

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 2.800 m)

㉰ 철근비 검토

$Ag = 2490331.78\ mm^2$, $Ast = 30835.20\ mm^2$, Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA ($As=30835.200\ mm^2$), d1 = 100.000 mm

$\rho min (= 0.0100) \leq \rho use (= 0.0124) \leq \rho max (= 0.0800)$ ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 545.455 mm, ab = k1 x cb = 463.636 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1029662.834 = 23630.762 kN, ∑Csi = 5818.248 kN, ∑Tsi = 6311.5

Pb = 23630.762 + 5818.248 - 6311.515 = 23137.495 kN

Mb = Cc x 536.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12213.397 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 527.862 mm, e = Mu/Pu = 754.629 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 415.726 mm, a = k1 x c = 353.367 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 758292.769 = 17402.819 kN

∑Csi = 5035.777 kN, ∑Tsi = 7492.154 kN

Pn = 17402.819 + 5035.777 - 7492.154 = 14946.442 kN

Mn = Cc x 539.388 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11278.884 kN.m

- 편심오차 : $|e - Mn/Pn(=754.620)| = 0.0087 \leq 0.010$ ∴ 허용오차 만족

㉰ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 100.00 = 1000.000 mm

c = 415.726 mm, a = k1 x c = 353.367 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1000.00-415.73) / 415.73 = 0.00422

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

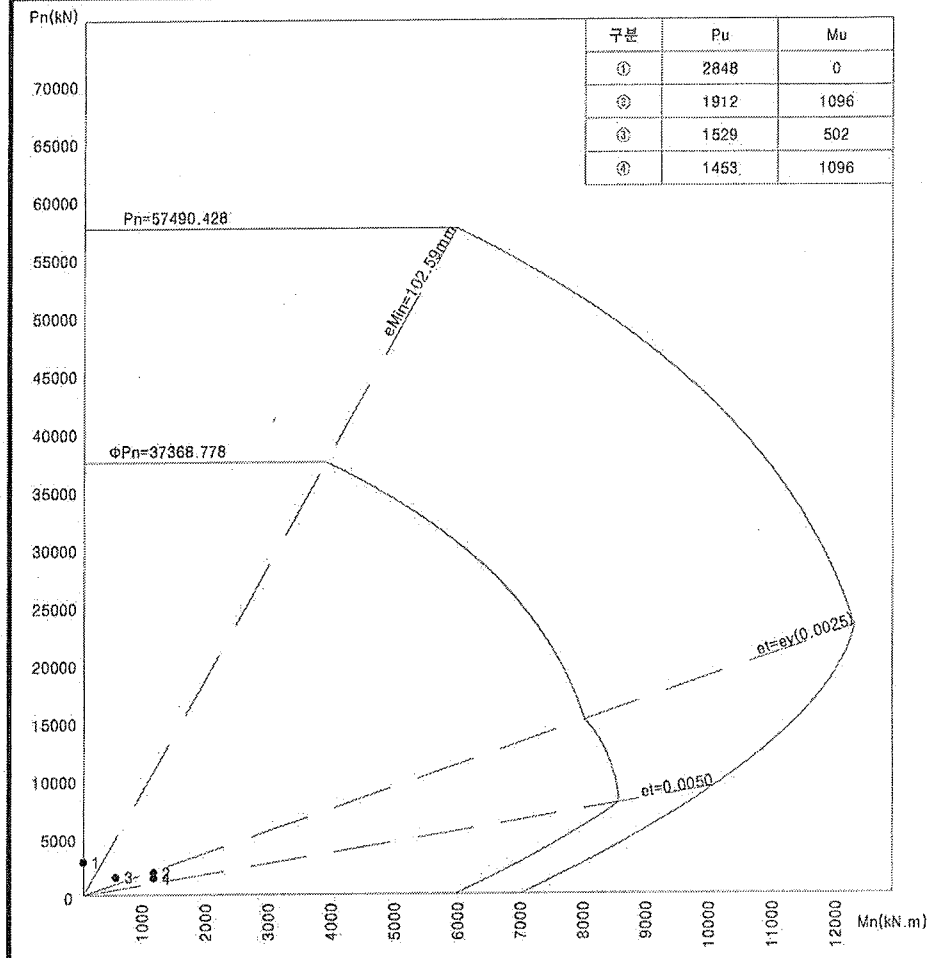
㉱ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN ≥ Pn = 14946.442 kN

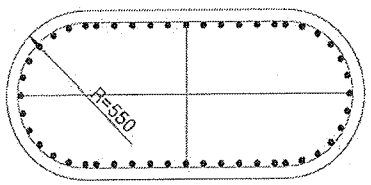
ΦPn = 0.78 x 14946.442 = 11708.046 kN ≥ Pu = 1452.794 kN ∴ O.K

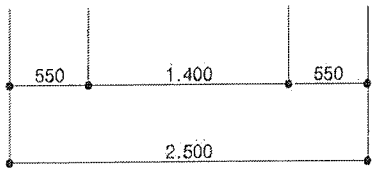
ΦMn = ΦPn x 0.755 = 8835.227 kN.m ≥ Mu = 1096.320 kN.m ∴ O.K

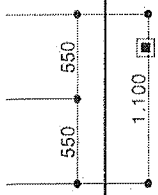
4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	2848	0
②	1912	1096
③	1529	502
④	1453	1096







■ 단면제원

B = 1400.000 mm
R = 550.000 mm
D = 1000.000 mm
Ag = 2490331.778 mm²

■ 사용 철근

Ast = 30835.200 mm²
Puse = 0.01238
1단 : H29-48Ea

9.3 합성부재력 검토

1)기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-2848.463	0.000	170.622	170.622	축력최대
UL14	-1911.571	-1096.320	1286.038	1689.915	모멘트최대
UE14	-1452.794	-1096.320	1275.778	1682.120	편심최대
UL04	-1988.033	-163.569	1337.480	1347.445	모멘트최대
UE26	-1376.331	-150.987	1224.336	1233.611	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx,My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

2)기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	45034.176	2848.463	170.622	15.810	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	9993.587	1911.571	1689.915	5.228	O.K
편심최대	0.010	0.012	0.080	O.K	7088.887	1452.794	1682.120	4.879	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	23763.726	1988.033	1347.445	11.953	O.K
편심최대	0.010	0.012	0.080	O.K	18422.366	1376.331	1233.611	13.385	O.K

3)기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65, θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	2400.000	2848.463	170.622	59.900

㉯ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 mm² , Ast = 30835.20 mm² , Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1309.091 mm, ab = k1 x cb = 1112.727 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1094218.859 = 25112.323 kN, ∑Csi = 4712.161 kN, ∑Tsi = 4316.0

Pb = 25112.323 + 4712.161 - 4316.098 = 25508.386 kN

Mb = Cc x 1198.590 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23915.331 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 937.548 mm, e = Mu/Pu = 59.900 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2867.432 mm, a = k1 x c = 2437.317 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2468959.754 = 56662.626 kN

∑Csi = 9375.397 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 56662.626 + 9375.397 - 0.000 = 66038.023 kN

Mn = Cc x 1229.327 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3955.446 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=59.896) | = 0.0032 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 2867.432 mm, a = k1 x c = 2437.317 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-2867.43) / 2867.43 = -0.00049

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN < Pn = 66038.023 kN

ΦPn = 0.78 x 57490.437 = 45034.176 kN ≥ Pu = 2848.463 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.060 = 2697.532 kN.m ≥ Mu = 170.622 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 9, UL014)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65, θ=-13.623도(중립축각도)

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	1329.752	1911.571	1689.915	884.045

㉯ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 mm² , Ast = 30835.20 mm² , Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 725.319 mm, ab = k1 x cb = 616.521 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1008820.191 = 23152.423 kN, ∑Csi = 4694.272 kN, ∑Tsi = 4769.0

Pb = 23152.423 + 4694.272 - 4769.036 = 23077.659 kN

Mb = Cc x 643.285 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12088.675 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 523.826 mm, e = Mu/Pu = 884.045 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 570.908 mm, a = k1 x c = 485.272 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 700694.251 = 16080.933 kN

∑Csi = 3722.381 kN, ∑Tsi = 7045.543 kN

Pn = 16080.933 + 3722.381 - 7045.543 = 12757.771 kN

Mn = Cc x 653.074 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11278.466 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=884.047) | = 0.0019 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1429.75 - 100.00 = 1329.752 mm

c = 570.908 mm, a = k1 x c = 485.272 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1329.75-570.91) / 570.91 = 0.00399

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN ≥ Pn = 12757.771 kN

ΦPn = 0.78 x 12757.771 = 9993.587 kN ≥ Pu = 1911.571 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.884 = 8834.780 kN.m ≥ Mu = 1689.915 kN.m ∴ O.K

③ 편심최대 : (부재 9, UE014)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65, θ=-13.519도(중립축각도)

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	1327.265	1452.794	1682.120	1157.852

㉯ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 mm² , Ast = 30835.20 mm² , Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 723.963 mm, ab = k1 x cb = 615.368 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1008899.275 = 23154.238 kN, ∑Csi = 4699.185 kN, ∑Tsi = 4775.9

Pb = 23154.238 + 4699.185 - 4775.978 = 23077.446 kN

Mb = Cc x 642.300 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12079.466 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 523.432 mm, e = Mu/Pu = 1157.852 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 508.875 mm, a = k1 x c = 432.543 mm 를 사용,

Cc = 0.85 x 27.0 x 584053.477 = 13404.027 kN

∑Csi = 3310.344 kN, ∑Tsi = 7664.728 kN

Pn = 13404.027 + 3310.344 - 7664.728 = 9049.643 kN

Mn = Cc x 657.101 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10478.135 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1157.851)| = 0.0009 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1427.27 - 100.00 = 1327.265 mm

c = 508.875 mm, a = k1 x c = 432.543 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1327.27-508.87) / 508.87 = 0.00482

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN ≥ Pn = 9049.643 kN

ΦPn = 0.78 x 9049.643 = 7088.887 kN ≥ Pu = 1452.794 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.158 = 8207.879 kN.m ≥ Mu = 1682.120 kN.m ∴ O.K

④ 모멘트최대 : (부재 9, UL004)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65, θ=-59.377도(중립축각도)

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	2204.753	1988.033	1347.445	677.778

㉯ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 ㎟ , Ast = 30835.20 ㎟ , Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 ㎟), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1202.593 mm, ab = k1 x cb = 1022.204 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1078816.478 = 24758.838 kN, ∑Csi = 4563.422 kN, ∑Tsi = 4212.9

Pb = 24758.838 + 4563.422 - 4212.916 = 25109.344 kN

Mb = Cc x 1085.378 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21083.645 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 839.673 mm, e = Mu/Pu = 677.778 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1341.322 mm, a = k1 x c = 1140.124 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1229558.465 = 28218.367 kN

∑Csi = 5034.251 kN, ∑Tsi = 2915.945 kN

Pn = 28218.367 + 5034.251 - 2915.945 = 30336.672 kN

Mn = Cc x 1082.671 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20561.335 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=677.772) | = 0.0063 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2304.75 - 100.00 = 2204.753 mm

c = 1341.322 mm, a = k1 x c = 1140.124 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2204.75-1341.32) / 1341.32 = 0.00193

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN ≥ Pn = 30336.672 kN

ΦPn = 0.78 x 30336.672 = 23763.726 kN ≥ Pu = 1988.033 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.678 = 16106.528 kN.m ≥ Mu = 1347.445 kN.m ∴ O.K

⑤ 편심최대 : (부재 9, UE026)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65, θ=-59.167도(중립축각도)

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	2202.131	1376.331	1233.611	896.304

㉯ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 mm² , Ast = 30835.20 mm² , Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), di = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1201.162 mm, ab = k1 x cb = 1020.988 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1078575.584 = 24753.310 kN, ∑Csi = 4546.412 kN, ∑Tsi = 4211.2

Pb = 24753.310 + 4546.412 - 4211.286 = 25088.436 kN

Mb = Cc x 1083.880 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21044.705 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 838.821 mm, e = Mu/Pu = 896.304 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1159.736 mm, a = k1 x c = 985.776 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1033464.518 = 23718.011 kN

∑Csi = 4409.598 kN, ∑Tsi = 4609.694 kN

Pn = 23718.011 + 4409.598 - 4609.694 = 23517.914 kN

Mn = Cc x 1084.853 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21079.101 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=896.300) | = 0.0041 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2302.13 - 100.00 = 2202.131 mm

c = 1159.736 mm, a = k1 x c = 985.776 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2202.13-1159.74) / 1159.74 = 0.00270

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

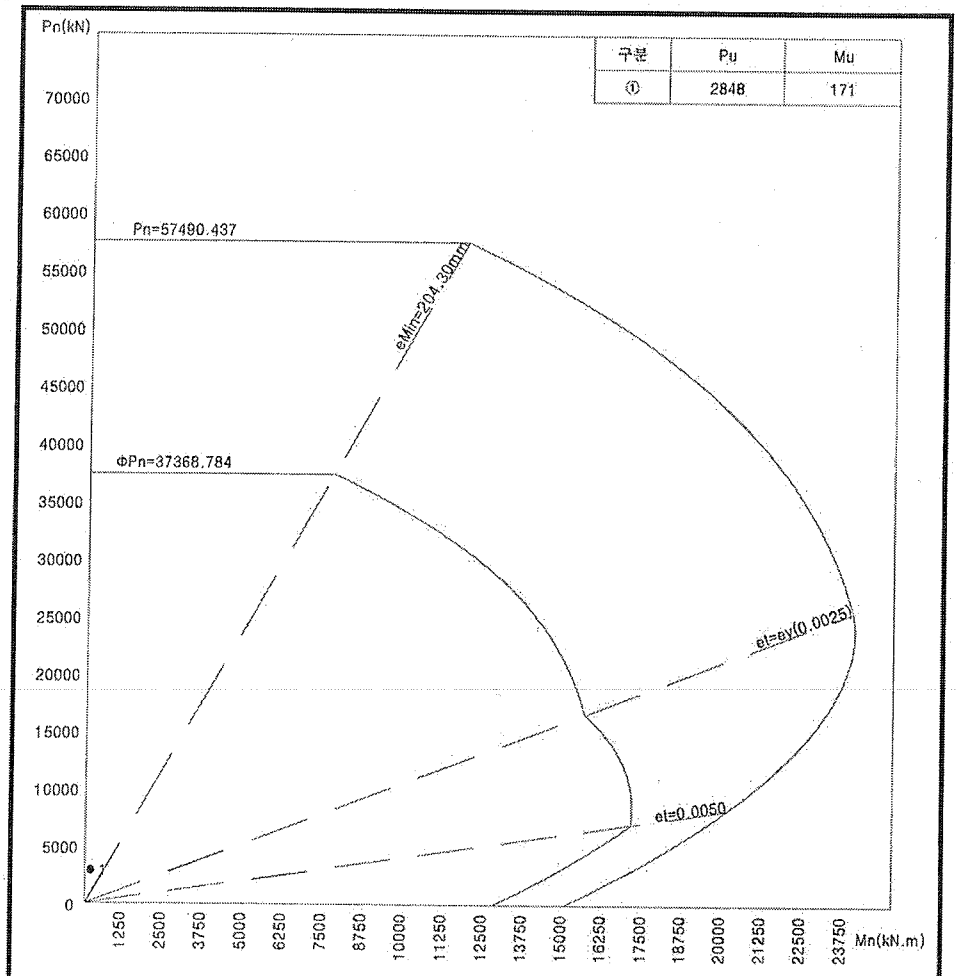
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN ≥ Pn = 23517.914 kN

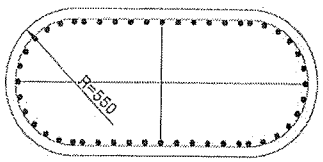
ΦPn = 0.78 x 23517.914 = 18422.366 kN ≥ Pu = 1376.331 kN ∴ O.K

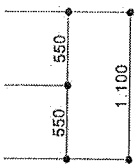
ΦMn = ΦPn x 0.896 = 16512.038 kN.m ≥ Mu = 1233.611 kN.m ∴ O.K

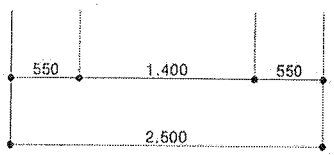
4)PM 상관도

① 축력최대









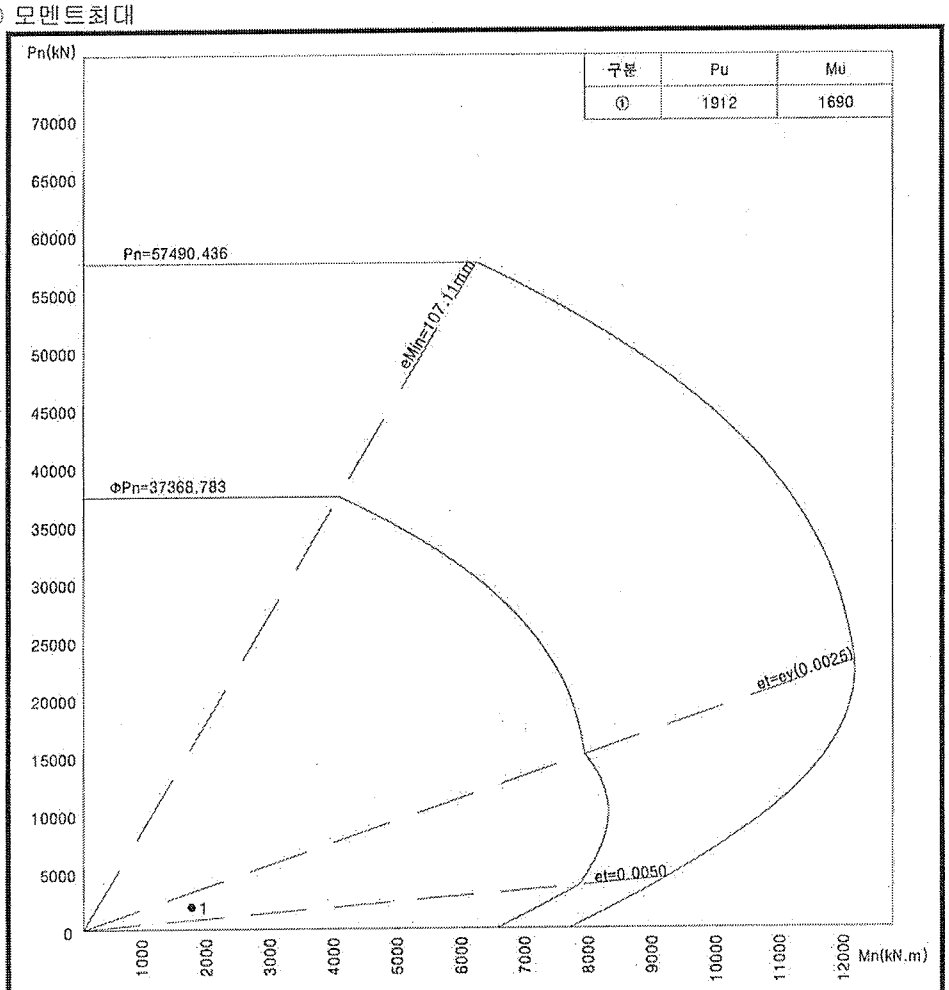
▣ 단면제원

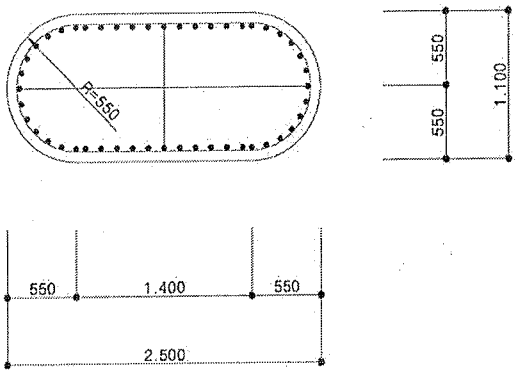
B = 1400.000 mm
R = 550.000 mm
D = 2400.000 mm
Ag = 2490331.778 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 30835.200 mm²
Puse = 0.01238
1단 : H29-48Ea

② 모멘트최대





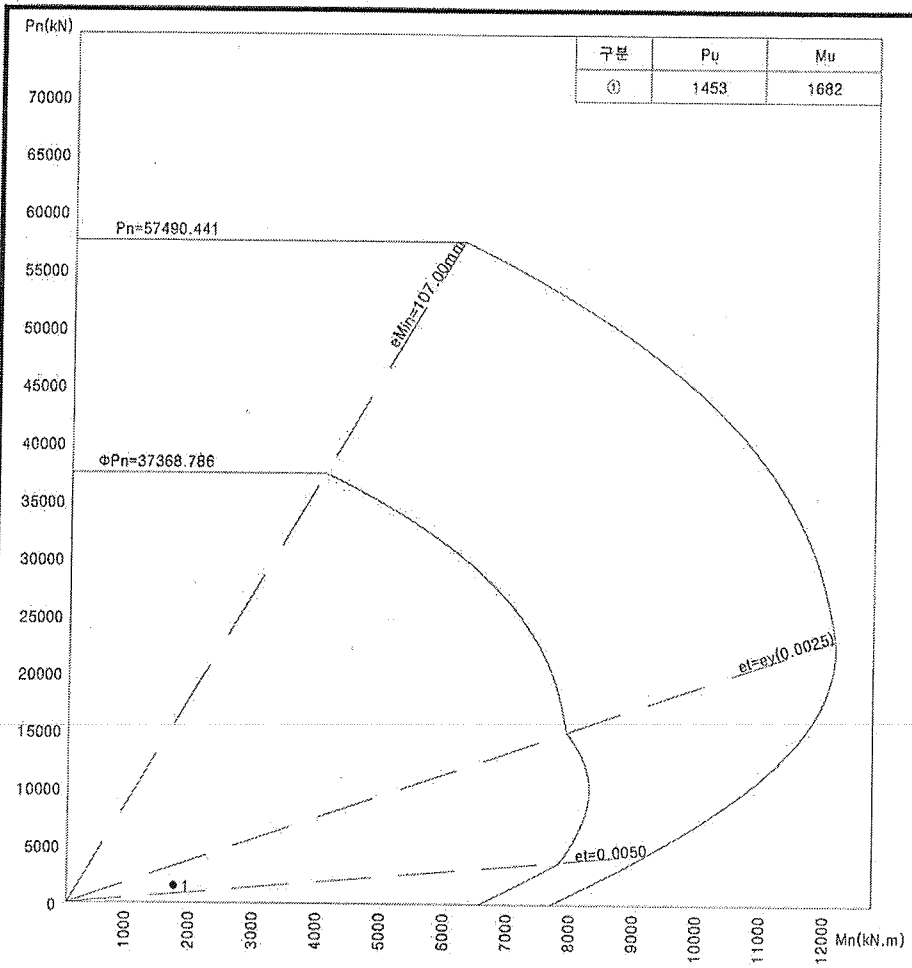
■ 단면제원

B = 1400.000 mm
R = 550.000 mm
D = 1329.752 mm
Ag = 2490331.778 mm²

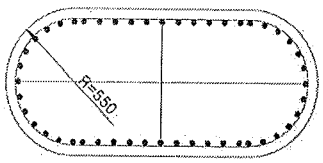
■ 사용 철근

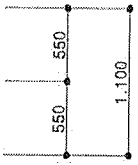
Ast = 30835.200 mm²
Puse = 0.01238
1단 : H29-48Ea

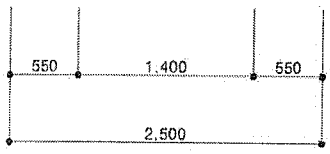
③ 편심최대



구분	Pu	Mu
①	1453	1682







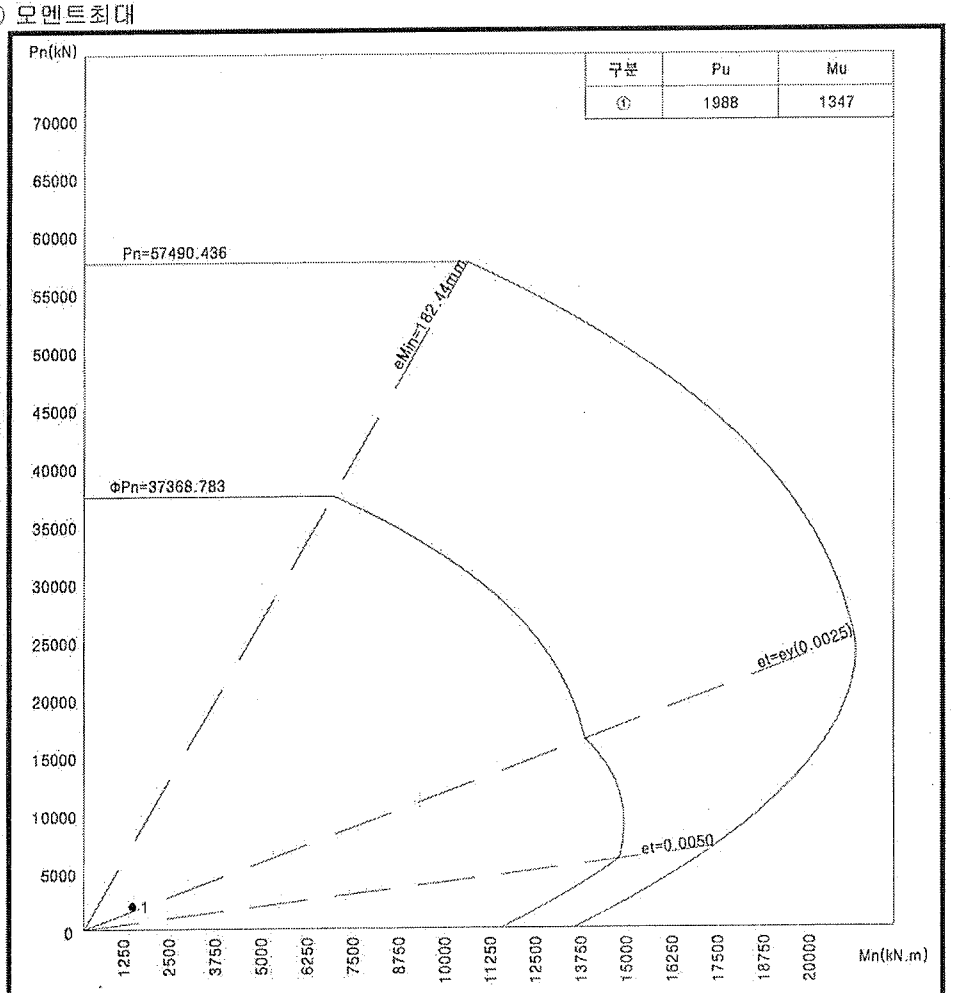
▣ 단면제원

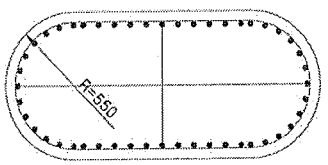
B = 1400.000 mm
R = 550.000 mm
D = 1327.265 mm
Ag = 2490331.778 mm²

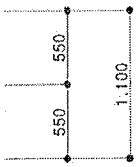
▣ 사용 철근

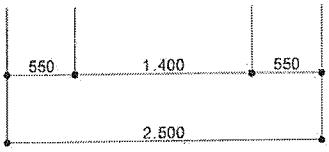
Ast = 30835.200 mm²
Puse = 0.01238
1단 : H29-48Ea

④ 모멘트최대









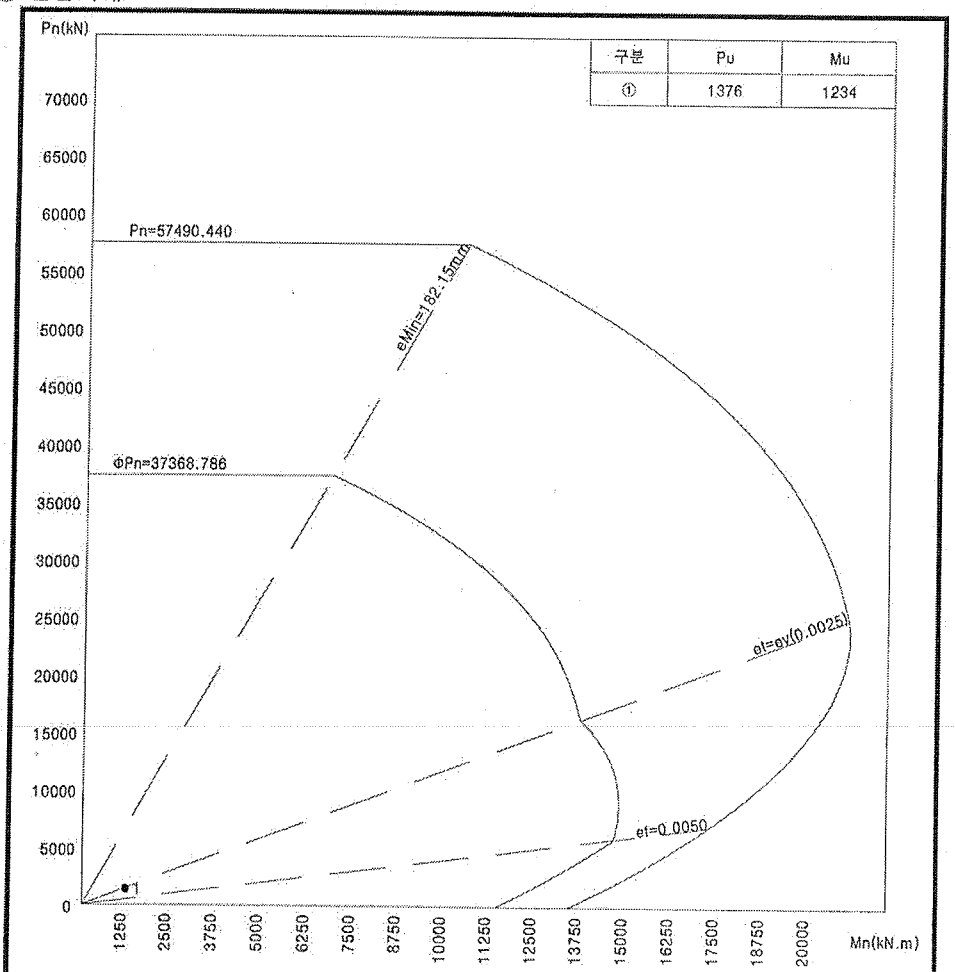
▣ 단면제원

B = 1400.000 mm
R = 550.000 mm
D = 2204.753 mm
Ag = 2490331.778 mm²

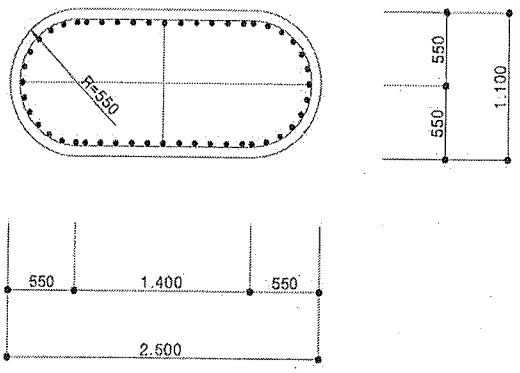
▣ 사용 철근

Ast = 30835.200 mm²
Puse = 0.01238
1단 : H29-48Ea

⑤ 편심최대



구분	Pu	Mu
①	1376	1234



▣ 단면제원

B = 1400.000 mm
R = 550.000 mm
D = 2202.131 mm
Ag = 2490331.778 mm²

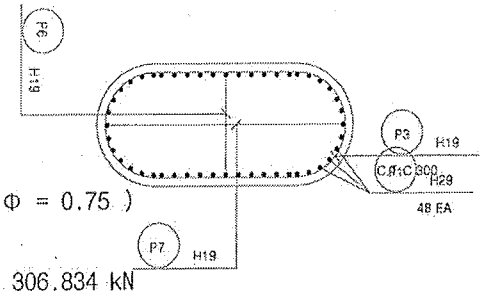
▣ 사용 철근

Ast = 30835.200 mm²
Puse = 0.01238
1단 : H29-48Ea

9.4 기둥의 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB14 MAX. 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	230.125 kN
교축직각방향	V =	0.000 kN
합성전단력	V =	230.125 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.75)

Vn = Vmax / Φ = 230.125 / 0.75 = 306.834 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 1100.000 mm d' = 100.000 mm

Zs = Σ(인장철근들의 면적 x 거리) / Σ(면적)

= 367.420 mm

d = h/2 + Zs

= 1100.000/2 + 367.420

= 917.420 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x √(fck) x b x d

= 1/6 x √(27.0) x 2500.000 x 917.420

= 1986.273 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 993.137 kN ≥ Vn ≤ Vc = 1986.273 ∴ 전단 철근 필요 없음

3) 심부구속 철근의 최소설치구간 [도로교설계기준 P474]

① 심부구속을 위한 횡방향 철근은 기둥의 상부와 하부에 설치하며 설치구간은 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6, 450mm 중 가장 큰 값 이상이어야

- 기둥의 최대단면치수 D = 2500.0 mm
- 기둥 순높이의 1/6 = 2800.0 / 6 = 466.7 mm

∴ 2500.0 mm -> 2.500 m

② 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의 0.5배까지 연장해 설치해야 하나 그 길이가 380 mm 작아서는 안된다.

- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 1250.0 mm

∴ 1250.0 mm -> 1.250 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	1929.457	85.185	590.195	2201.707	3632.817	675.380	축력최대
SV004	1529.257	170.370	1028.830	1801.507	2972.487	1199.200	모멘트최대
SV015	1529.257	170.370	1028.830	1801.507	2972.487	1199.200	편심최대
SV022	1529.257	158.550	925.640	1801.507	2972.487	1084.190	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 3.300 \times 3.300 \times 1.000 \times 25.000 = 272.250$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 3.300$ m

$My = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |My + Vx \times h|$, $h = 1.000$ mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

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

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서

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

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

= 132178.903 x 6 / (3.300 x 3.300) = 72825.842 kN/m³

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 132178.903 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 3.300 m)

B : 확대기초의 폭 (= 3.300 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 6 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 28693400.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

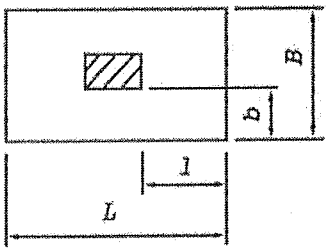
β = ⁴√{(3 x 72825.842) / (28693400.000 x 1.000³)} = 0.295 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.400,1.100) = 1.100

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 1.650

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 1.650



βλ = 0.295 x 1.100 = 0.325 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	ΣV(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	2848.463	0.000	170.622	3202.388	5283.940	170.622	축력최대
UL004	1988.033	221.481	1337.480	2341.958	3864.231	1558.961	모멘트최대
UE026	1376.331	204.444	1224.336	1621.356	2675.237	1428.780	편심최대
UL022	1529.257	158.550	925.640	1801.507	2972.487	1084.190	지진시
SV005	1929.457	85.185	590.195	2201.707	3632.817	675.380	축력최대
SV004	1529.257	170.370	1028.830	1801.507	2972.487	1199.200	모멘트최대
SV015	1529.257	170.370	1028.830	1801.507	2972.487	1199.200	편심최대
SV022	1529.257	158.550	925.640	1801.507	2972.487	1084.190	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

ΣV = P + W, W = 3.300 x 3.300 x 1.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ΣV x B/2, B = 3.300 m

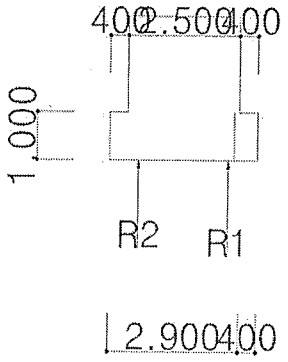
My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 1.000 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ΣV x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/ΣV

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 3본

R2 = Ru2 x 3본

구 분	R1	R2
SV005	1461.667	740.04
SV004	1559.066	242.441
SV015	1559.066	242.441
SV022	1455.393	346.114
UL001	1672.471	1529.917
UL004	2026.786	315.172
UE026	1596.367	24.989
UL022	1455.393	346.114

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 0.400 x 1.000 x 3.300 x 25.000 = 33.000 kN

Ma = 0.518 x 1.000 x 3.300 x 25.000 x 0.518 = 11.068 kN.m

㉰ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1

Ma = 0

※전단력 계산시 R1의 반력은 콘크리트구조설계기준 12.3.2 (4)에 의해 23.60%의 값을

→(2.650 + 0.500/2 -2.782) / 0.500 = 0.236

㉱ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV005	344.953	0.000	311.953	-11.068	
SV004	367.940	0.000	334.940	-11.068	
SV015	367.940	0.000	334.940	-11.068	
SV022	343.473	0.000	310.473	-11.068	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉲ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	394.703	0.000	351.803	-14.389	
UL004	478.322	0.000	435.422	-14.389	
UE026	376.743	0.000	347.043	-9.962	
UL022	343.473	0.000	310.473	-11.068	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1)단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 500 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3300.00	1000.00	850.00	150.00	14.39	315.38

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6587.100 x 500.00 = 3293550.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3300.000 = 75735.000 x a

T = C 이므로, a = 43.488 mm, c = 43.488 / β1 = 43.488 / 0.85 = 51.162 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (850.00 - 51.162) / 51.162 = 0.04684

εt ≥ 0.00625 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 39.837 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6587.1 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 165.351]

1단 : H25 - 13.0 EA (= 6587.1 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00280

0.25 √fck / fy = 0.00260 , ρmin = 0.00280 적용

ρmax = 0.688 x Pb = 0.688 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.01464

ρuse = As / bd = 0.00235

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 43.488 mm

ΦMn = 0.85 x 6587.100 x 500 x (850.00 - a/2) = 2318.717 kN.m

≥ Mu (= 14.389 kN.m) ∴ O.K [안전률 161.147]

* 전단에 대한 검토 (d = 850.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 3300.00 x 850.00 = 1821.901 kN

≥ Vu (= 315.376 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 H25 - 14.0 EA

H22 - 14.0 EA = 12513.200 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1000.0 x 3300.0 = 4950.000 ㎟ < 12513.200 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 H25 - 14.0 EA

H22 - 14.0 EA = 12513.200 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 3300.0 = 660 < 12513.200 ㎟

(12513.200 / 3.300) = 3791.879 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800 ㎟ 보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎜ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 H25 - 14.0 EA = 5419.400 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 5419.400 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11.068 x 1000000 / [6587.100 x (850.000 - 140.781/3)

= 2.092 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x6587.100/3300.0 + 7x6587.100/3300.0 x √[(1 + 2x3300.0x850.0/(7x6587.10C

= 140.781 ㎜

사용철근량 = 6587.1 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)

1단 : H25 - 13.0 EA (= 6587.1 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 25/2 = 137.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 2.09) - 2.5 x 137.50 = 37293.3

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 2.09) = 30109.69 ㎜

Sa는 작은 값인 30109.69 ㎜ 를 적용

S = 3300.00 / 13.0 EA = 253.85 ≤ Sa (= 30109.69 ㎜) ∴ O.K

10.2 교축방향

1)기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB16	1929.457	164.284	-814.145	2201.707	3632.817	649.861	축력최대
SVB14	1529.257	184.100	-877.056	1801.507	2972.487	692.955	모멘트최대
SVB14	1529.257	184.100	-877.056	1801.507	2972.487	692.955	편심최대
SVB22	1529.257	104.660	501.620	1801.507	2972.487	606.280	지진시

註)기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 3.300 \times 3.300 \times 1.000 \times 25.000 = 272.250$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 3.300$ m

$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 1.000$ m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

2)기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	2848.463	0.000	0.000	3202.388	5283.940	0.000	축력최대
ULB14	1911.571	230.125	-1096.320	2251.883	3715.608	866.195	모멘트최대
UEB14	1452.794	230.125	-1096.320	1711.432	2823.862	866.195	편심최대
ULB22	1529.257	104.660	501.620	1801.507	2972.487	606.280	지진시
SVB16	1929.457	164.284	-814.145	2201.707	3632.817	649.861	축력최대
SVB14	1529.257	184.100	-877.056	1801.507	2972.487	692.955	모멘트최대
SVB14	1529.257	184.100	-877.056	1801.507	2972.487	692.955	편심최대
SVB22	1529.257	104.660	501.620	1801.507	2972.487	606.280	지진시

註)기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 3.300 \times 3.300 \times 1.000 \times 25.000 \times$ 하중계수

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 3.300$ m

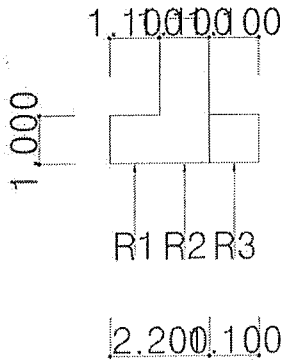
$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 1.000$ m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 2본

R2 = Ru2 x 2본

R3 = Ru3 x 2본

구 분	R1	R2	R3
SVB16	1104.042	733.902	363.763
SVB14	1002.394	600.502	198.61
SVB14	1002.394	600.502	198.61
SVB22	880.277	600.502	320.728
ULB01	1067.463	1067.463	1067.463
ULB14	1252.993	750.628	248.263
UEB14	1072.842	570.477	68.112
ULB22	880.277	600.502	320.728

㉮ 기초자중에 의한 단면력

$Vb = 1.100 \times 1.000 \times 3.300 \times 25.000 = 90.750$ kN

$Ma = 1.100 \times 1.000 \times 3.300 \times 25.000 \times 1.10C = 49.913$ kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3

Ma = R3 x -0.550

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB16	1104.042	607.223	1013.292	557.311	
SVB14	1002.394	551.317	911.644	501.404	
SVB14	1002.394	551.317	911.644	501.404	
SVB22	880.277	484.152	789.527	434.240	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	1067.463	587.104	949.488	522.218	
ULB14	1252.993	689.146	1139.555	626.756	
UEB14	1072.842	590.063	986.630	542.646	
ULB22	880.277	484.152	789.527	434.240	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1)단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 500 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3300.00	1000.00	850.00	150.00	630.83	1146.96

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7093.800 x 500.00 = 3546900.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3300.000 = 75735.000 x a

T = C 이므로, a = 46.833 mm, c = 46.833 / β1 = 46.833 / 0.85 = 55.098 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (850.00 - 55.098) / 55.098 = 0.04328

εt ≥ 0.00625 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1758.248 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7093.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 4.035]

1단 : H25 - 14.0 EA (= 7093.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00280

0.25 √fck / fy = 0.00260 , ρmin = 0.00280 적용

ρmax = 0.688 x Pb = 0.688 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.01464

ρuse = As / bd = 0.00253

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.833 mm

ΦMn = 0.85 x 7093.800 x 500 x (850.00 - a/2) = 2492.038 kN.m

≥ Mu (= 630.830 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.950]

* 전단에 대한 검토 (d = 850.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 3300.00 x 850.00 = 1821.901 kN

≥ Vu (= 1146.964 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

  h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

  사용철근량 H25 - 13.0 EA

  H22 - 13.0 EA = 11619.400 ㎟

  필요철근량 : 0.0015 x 1000.0 x 3300.0 = 4950.000 ㎟ < 11619.400 ㎟ ∴ O.K

  * 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

  단면적대비 0.0020 이상

  사용철근량 H25 - 13.0 EA

  H22 - 13.0 EA = 11619.400 ㎟

  필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 3300.0 = 660 < 11619.400 ㎟

  (11619.400 / 3.300) = 3521.030 ㎟ > (1800㎟)

  필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

  1800 ㎟ 보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

  사용철근량 H25 - 13.0 EA = 5032.300 ㎟

  필요철근량 : 300.000 ㎟ < 5032.300 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  fs = M / [As x (d - x/3)] = 560.761 x 1000000 / [7093.800 x (850.000 - 145.598/3

  = 98.631 MPa

  x = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

  = -7x7093.800/3300.0 + 7x7093.800/3300.0 x √[(1 + 2x3300.0x850.0/(7x7093.80C

  = 145.598 ㎜

  사용철근량 = 7093.8 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)

  1단 : H25 - 14.0 EA (= 7093.8 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 150.00 - 25/2 = 137.50 ㎜

  여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

  Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 98.63) - 2.5 x 137.50 = 454.6E

  300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 98.63) = 638.75 ㎜

  Sa는 작은 값인 454.68 ㎜ 를 적용

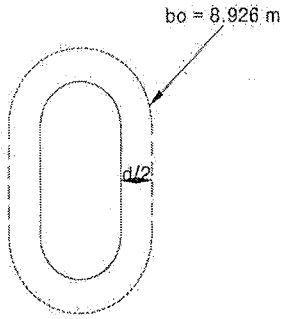
  S = 3300.00 / 14.0 EA = 235.71 ≤ Sa (= 454.68 ㎜) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1)최대 연직하중(Vu) : -2848.46 kN

2)PUNCHING SHEAR 검토 : 기둥전면 d/2

3)위험단면 길이(bo) = 8.926 m



4)콘크리트가 부담하는 전단강도

※ βc = 2.273, αs = 40

① Vc1 = 1/6 x (1 + 2/βc) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + 2/2.27) x √(27) x 8.926 x 0.850
= 12352.91 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + (αs · d)/(2 · bo)) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 0.850)/(2 · 8.926)) x √(27) x 8.926 x 0.850
= 19084.77 kN

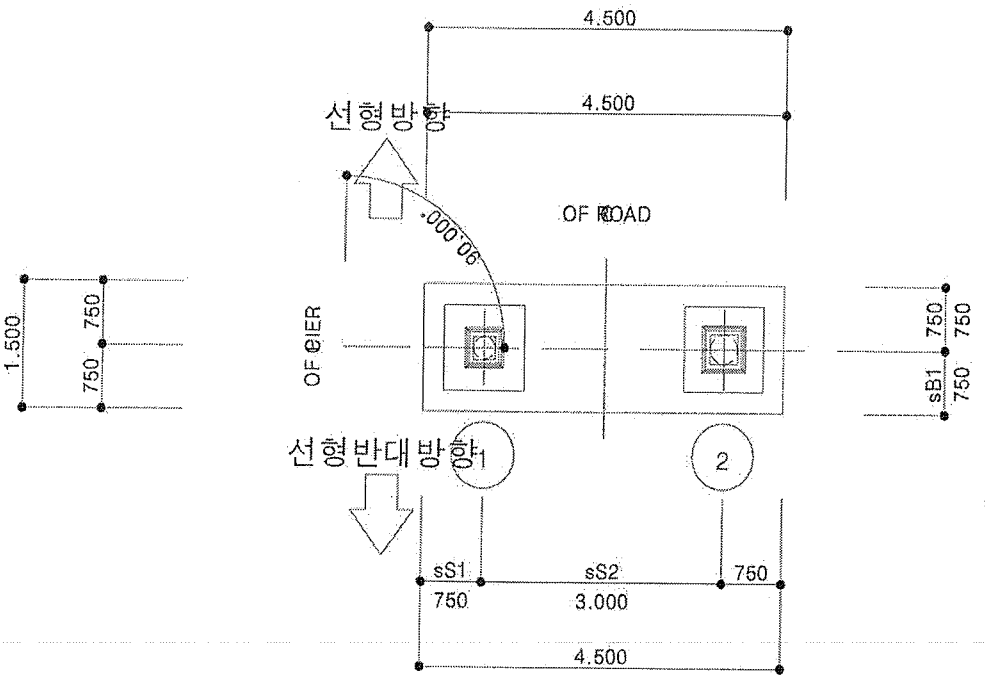
③ Vc3 = 1/3 x √(Fck) x bo x d
= 1/3 x √(27) x 8.926 x 0.850
= 13141.4 kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = 0.75 x 12352.913 = 9264.685 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.K

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 51.300 = 456.500 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	456.500	270.000	270.000	615.000	O.K
2	456.500	350.000	350.000	575.000	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

: 연속 지점부 이므로 생략한다.

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1000.000	805.460	O.K	520.000	0.000	O.K
SHOE 2	1000.000	867.380	O.K	520.000	128.093	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	805.460	61.325	0.000	1020.000	1020.000	
2	867.380	64.299	125.400	1100.000	1100.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1235.651	3177.600	O.K	894.956	3177.600	O.K
2	1280.816	3177.600	O.K	1620.266	3177.600	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	340.696	7149.600	O.K	0.000	7149.600	O.K
2	357.217	7149.600	O.K	696.667	7149.600	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 2

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 867.380 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 492.960 x 0.150 / 1.15 = 64.299 kN

  Hx2 = 0.000 / 1.33 = 0.000 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 64.299 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 4.500 / 1.700 = 2.647 [1≤ B/D< 8]

  W1 = [4.0 - 0.2 x (4.500 / 1.700)] x 1.700 = 5.9 kN/m < 6.0 이므로

  Hy1 = 6.000 x 52.250 / 2 / 1EA / 1.25 = 125.400 kN

  Hy2 = 128.093 / 1.33 = 96.311 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 125.400 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 350.000 mm b1y = 350.000 mm

b2x = 750.000 mm b2y = 750.000 mm

bcx = 2 x b2x = 1500.000 mm < 5 x b1x = 1750.000 mm

bcy = 2 x b2y = 1500.000 mm < 5 x b1y = 1750.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 350.000/1500.000) x 867.380 x 10^3 /180.000

= 923.599 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 350.000/1500.000) x 867.380 x 10^3 /180.000

= 923.599 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 64.299 x 10^3 / 180.000

= 357.217 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 125.400 x 10^3 / 180.000

= 696.667 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 350.000 + 750.000 = 1100.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 350.000 + 750.000 = 1100.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 923.599 + 696.667 = 1620.266 mm^2

Bxo = 1100.000 mm 범위내에서 H16 - 16 EA

As = 198.600 x 8 = 1588.800 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 923.599 + 357.217 = 1280.816 mm^2

Byo = 1100.000 mm 범위내에서 H16 - 16 EA

As = 198.600 x 8 = 1588.800 mm^2 ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 2

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 125.400 x 10^3 / 180.000 = 696.667 mm^2

사용철근 : H16 - 18 EA + H16 - 18 EA

As = 198.600 x 18 + 198.600 x 18 = 7149.600 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 64.299 x 10^3 / 180.000 = 357.217 mm^2

사용철근 : H16 - 18 EA + H16 - 18 EA

As = 198.600 x 18 + 198.600 x 18 = 7149.600 mm^2 ∴ O.K

13. 말뚝 교축직각방향 검토

1) 설계조건

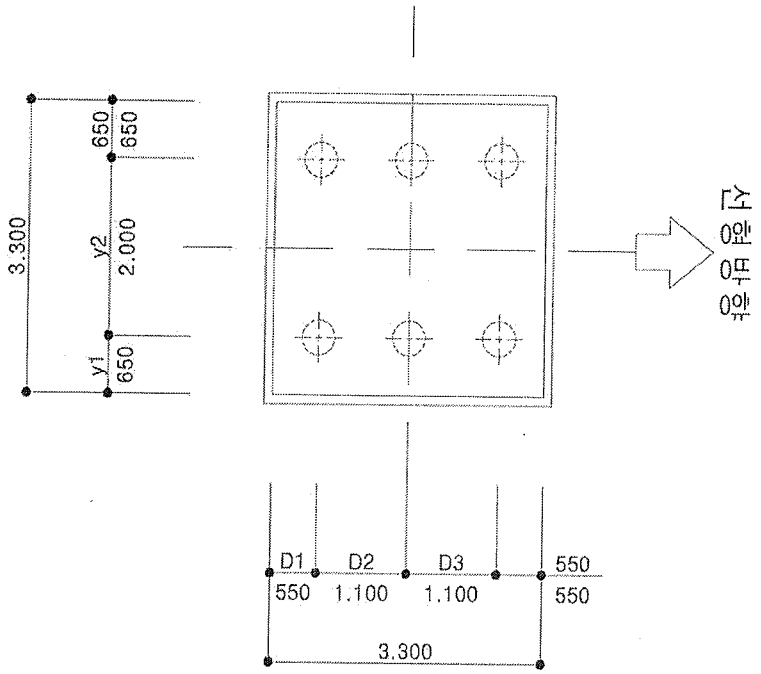
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
PHC 말뚝	400.000	65.000	0.000	12.000
강관 말뚝	400.000	12.000	2.000	5.400
SPC복합말뚝				17.400

※ 강관말뚝 길이 및 연결부 위치는 발생응력이 PHC말뚝 웅력 이내에 지점으로 산정하였음.

말뚝 관입공법 = 합성말뚝(강관파일+PHC말뚝)
말뚝의 탄성계수 Ep(PHC) = 40000 MPa Ep(강관파일) = 210000 MPa
말뚝의 단면2차모멘트 I(PHC) = 0.0010243 m^4 I(강관파일) = 0.0002755 m^4
말뚝 머리의 평균 N치 N = 6
말뚝 선단의 평균 N치 N = 40 , N값은 40을 상한으로 한다.
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m
말뚝의 타입 = A TYPE 말뚝의 유효프리스트레스(본체) fce1 = 4.0 MPa

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	2201.707	85.185	675.380	SV005
	COMBO 2	1801.507	170.370	1199.200	SV004
	COMBO 3	1801.507	170.370	1199.200	SV015
	COMBO 4	1801.507	158.550	1084.190	SV022
계수하중	COMBO 1	3202.388	0.000	170.622	UL001
	COMBO 2	2341.958	221.481	1558.961	UL004
	COMBO 3	1621.356	204.444	1428.780	UE026
	COMBO 4	1801.507	158.550	1084.190	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

- PHC 말뚝

Ap = 0.0704 ㎡ ;환산단면적

a = 0.011 x (L/D) + 0.36 = 0.690

Kv = a x Ap x Ep / L = 0.690 x 0.0704 x 40000 / 12.000

= 161920.000 kN/m; 말뚝의 축방향 스프링정수

- 강관 말뚝

Ap = 0.0121 ㎡ ;환산단면적

a = 0.009 x (L/D) + 0.39 = 0.512

Kv = a x Ap x Ep / L = 0.512 x 0.0121 x 210000 / 5.400

= 241285.917 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

- 합성 말뚝

Kv = 96895.938 kN/m : 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 2400 kN/㎡

$$\beta = \left[\frac{(\alpha E_o)^8 D^5}{0.3^2 2^{16}(EI)^8}\right]^{\frac{1}{29}}$$

β = 0.289 m-1 : 평상시(PHC파일)

= 0.263 m-1 : 평상시(강관파일)

= 0.350 m-1 : 지진시(PHC파일)

= 0.319 m-1 : 지진시(강관파일)

Kh = 2872.05051 1/m : 평상시(PHC파일)

= 2771.32856 1/m : 평상시(강관파일)

= 6171.10739 1/m : 지진시(PHC파일)

= 5954.68850 1/m : 지진시(강관파일)

βLe = 5.035 ≥ 3 : 평상시 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

= 6.096 ≥ 3 : 지진시 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1(강관파일)	4213.753	7478.205	$4EI\beta^3$	kN/m
K1(PHC)	3970.352	7046.238	$4EI\beta^3$	kN/m
K2(강관파일)	8008.667	11739.395	$2EI\beta^2$	kN/rad
K2(PHC)	6860.819	10056.839	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3(강관파일)	8008.667	11739.395	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3(PHC)	6860.819	10056.839	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4(강관파일)	30442.570	36857.347	$2EI\beta$	kN.m/rad
K4(PHC)	23711.167	28707.521	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	25282.5	44869.2
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-48052.0	-70436.4
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	581375.6	581375.6
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	764031.1	802519.7
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0057349	0.0037871	0.0012447	SV005
	COMBO 2	0.0110416	0.0030987	0.0022640	SV004
	COMBO 3	0.0110416	0.0030987	0.0022640	SV015
	COMBO 4	0.0065580	0.0030987	0.0019266	SV022
계수하중	COMBO 1	0.0004821	0.0055083	0.0002536	UL001
	COMBO 2	0.0143541	0.0040283	0.0029432	UL004
	COMBO 3	0.0132210	0.0027888	0.0027016	UE026
	COMBO 4	0.0065580	0.0030987	0.0019266	UL022

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 11.042 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0057349	0.0050317	0.0012447	487.553	14.198	-8.039
	2	0.0057349	0.0025424	0.0012447	246.349	14.198	-8.039
COMBO 2	1	0.0110416	0.0053627	0.0022640	519.624	28.395	-19.507
	2	0.0110416	0.0008347	0.0022640	80.878	28.395	-19.507
COMBO 3	1	0.0110416	0.0053627	0.0022640	519.624	28.395	-19.507
	2	0.0110416	0.0008347	0.0022640	80.878	28.395	-19.507
COMBO 4	1	0.0065580	0.0050253	0.0019266	486.928	26.425	-5.978
	2	0.0065580	0.0011721	0.0019266	113.575	26.425	-5.978

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0004821	0.0057619	0.0002536	558.308	0.000	3.861
	2	0.0004821	0.0052547	0.0002536	509.155	0.000	3.861
COMBO 2	1	0.0143541	0.0069715	0.0029432	675.512	36.914	-25.358
	2	0.0143541	0.0010851	0.0029432	105.141	36.914	-25.358
COMBO 3	1	0.0132210	0.0054904	0.0027016	531.996	34.074	-23.640
	2	0.0132210	0.0000873	0.0027016	8.456	34.074	-23.640
COMBO 4	1	0.0065580	0.0050253	0.0019266	486.928	26.425	-5.978
	2	0.0065580	0.0011721	0.0019266	113.575	26.425	-5.978

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.000	0	487.553	14.198	-8.039	3
	2	-1.000	0	246.349	14.198	-8.039	3
	계			2201.707	85.185	675.380	6
COMBO 2	1	1.000	0	519.624	28.395	-19.507	3
	2	-1.000	0	80.878	28.395	-19.507	3
	계			1801.507	170.370	1199.200	6
COMBO 3	1	1.000	0	519.624	28.395	-19.507	3
	2	-1.000	0	80.878	28.395	-19.507	3
	계			1801.507	170.370	1199.200	6
COMBO 4	1	1.000	0	486.928	26.425	-5.978	3
	2	-1.000	0	113.575	26.425	-5.978	3
	계			1801.507	158.550	1084.190	6

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.000	0	558.308	0.000	3.861	3
	2	-1.000	0	509.155	0.000	3.861	3
	계			3202.388	0.000	170.622	6
COMBO 2	1	1.000	0	675.512	36.914	-25.358	3
	2	-1.000	0	105.141	36.914	-25.358	3
	계			2341.958	221.481	1558.961	6
COMBO 3	1	1.000	0	531.996	34.074	-23.640	3
	2	-1.000	0	8.456	34.074	-23.640	3
	계			1621.356	204.444	1428.780	6
COMBO 4	1	1.000	0	486.928	26.425	-5.978	3
	2	-1.000	0	113.575	26.425	-5.978	3
	계			1801.507	158.550	1084.190	6

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

V = 487.553 kN　　H = 14.198 kN　　Mt = -8.039 kN.m　　ho = Mt/H = -0.566

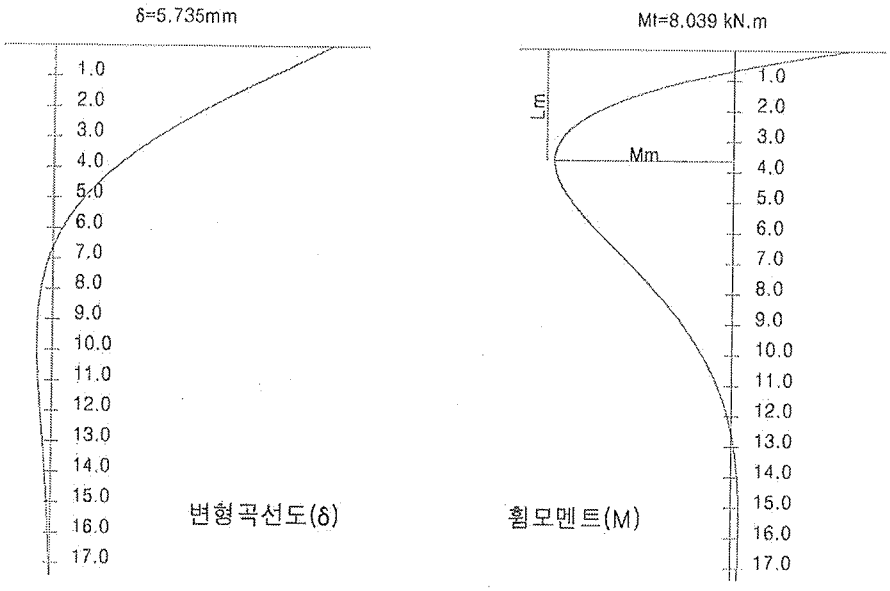
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	8.039	-14.198	5.735	
1.160	-4.520	-7.773	4.254	
2.320	-10.720	-3.216	2.865	
3.480	-12.617	-0.300	1.718	
4.640	-11.915	1.326	0.859	
5.400	-10.680	1.868	0.447	
5.800	-9.898	2.026	0.274	
6.960	-7.444	2.129	-0.081	
8.120	-5.089	1.892	-0.263	
9.280	-3.111	1.504	-0.325	
10.440	-1.610	1.087	-0.315	
11.600	-0.574	0.711	-0.266	
12.760	0.068	0.409	-0.203	
13.920	0.407	0.189	-0.141	
15.080	0.536	0.044	-0.088	
16.240	0.532	-0.041	-0.047	
17.400	0.457	-0.082	-0.018	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 3.644 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -12.641 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 12.641 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 14.198 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SV004

V = 519.624 kN　　H = 28.395 kN　　Mt = -19.507 kN.m　ho = Mt/H = -0.687

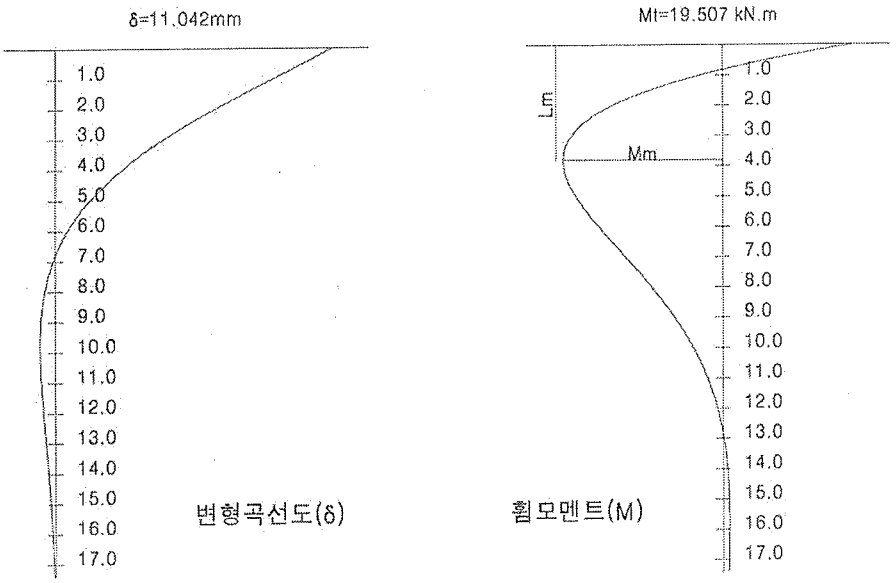
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	19.507	-28.395	11.042	
1.160	-5.869	-15.945	8.301	
2.320	-18.847	-6.994	5.673	
3.480	-23.308	-1.172	3.467	
4.640	-22.532	2.151	1.792	
5.400	-20.416	3.304	0.981	
5.800	-19.018	3.661	0.637	
6.960	-14.498	3.979	-0.078	
8.120	-10.053	3.605	-0.456	
9.280	-6.259	2.907	-0.598	
10.440	-3.338	2.129	-0.594	
11.600	-1.294	1.414	-0.510	
12.760	-0.006	0.832	-0.394	
13.920	0.695	0.401	-0.277	
15.080	0.980	0.112	-0.176	
16.240	1.000	-0.060	-0.096	
17.400	0.874	-0.145	-0.040	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 3.811 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -23.497 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 23.497 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 28.395 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : SV015

V = 519.624 kN　　H = 28.395 kN　　Mt = -19.507 kN.m　ho = Mt/H = -0.687

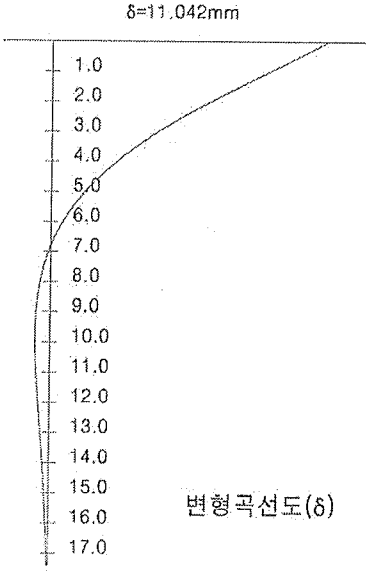
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	19.507	-28.395	11.042	
1.160	-5.869	-15.945	8.301	
2.320	-18.847	-6.994	5.673	
3.480	-23.308	-1.172	3.467	
4.640	-22.532	2.151	1.792	
5.400	-20.416	3.304	0.981	
5.800	-19.018	3.661	0.637	
6.960	-14.498	3.979	-0.078	
8.120	-10.053	3.605	-0.456	
9.280	-6.259	2.907	-0.598	
10.440	-3.338	2.129	-0.594	
11.600	-1.294	1.414	-0.510	
12.760	-0.006	0.832	-0.394	
13.920	0.695	0.401	-0.277	
15.080	0.980	0.112	-0.176	
16.240	1.000	-0.060	-0.096	
17.400	0.874	-0.145	-0.040	

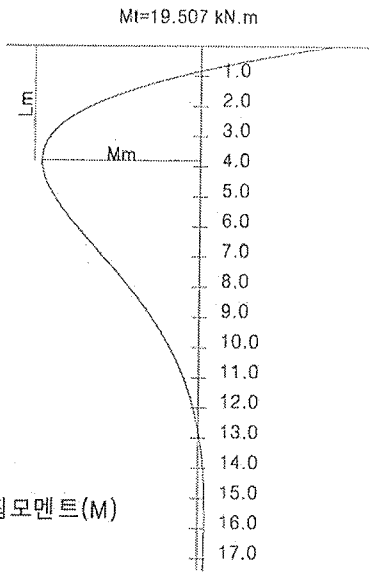
㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 3.811 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -23.497 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 23.497 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 28.395 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉮ COMBO 4 : SV022

V = 486.928 kN　　H = 26.425 kN　　Mt = -5.978 kN.m　　ho = Mt/H = -0.226

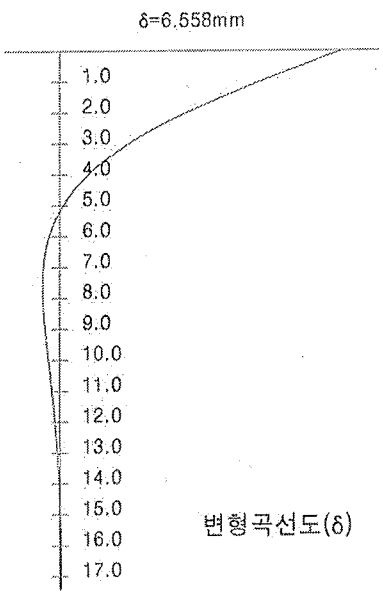
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

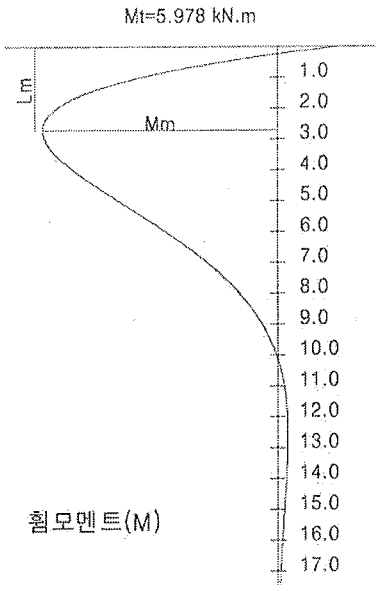
깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	5.978	-26.425	6.558	
1.160	-15.361	-11.385	4.353	
2.320	-22.654	-2.054	2.479	
3.480	-21.863	2.791	1.116	
4.640	-17.360	4.578	0.254	
5.400	-13.792	4.708	-0.084	
5.800	-11.933	4.568	-0.205	
6.960	-7.090	3.701	-0.386	
8.120	-3.439	2.589	-0.399	
9.280	-1.046	1.569	-0.330	
10.440	0.294	0.786	-0.235	
11.600	0.879	0.264	-0.145	
12.760	0.992	-0.036	-0.075	
13.920	0.859	-0.172	-0.027	
15.080	0.633	-0.204	0.001	
16.240	0.406	-0.181	0.014	
17.400	0.221	-0.136	0.018	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.709 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -23.038 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 23.038 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 26.425 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULO04

V = 675.512 kN H = 36.914 kN Mt = -25.358 kN.m ho = Mt/H = -0.687

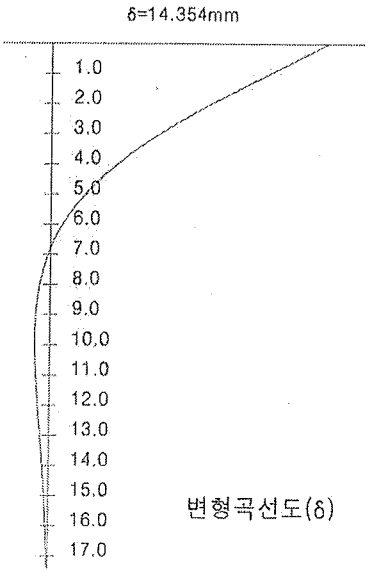
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	25.358	-36.914	14.354	
1.160	-7.630	-20.729	10.791	
2.320	-24.501	-9.092	7.375	
3.480	-30.301	-1.524	4.507	
4.640	-29.292	2.797	2.330	
5.400	-26.541	4.296	1.275	
5.800	-24.723	4.759	0.828	
6.960	-18.848	5.172	-0.101	
8.120	-13.069	4.686	-0.592	
9.280	-8.136	3.779	-0.778	
10.440	-4.340	2.768	-0.772	
11.600	-1.682	1.838	-0.662	
12.760	-0.008	1.081	-0.512	
13.920	0.903	0.521	-0.360	
15.080	1.274	0.146	-0.228	
16.240	1.300	-0.078	-0.125	
17.400	1.136	-0.189	-0.052	

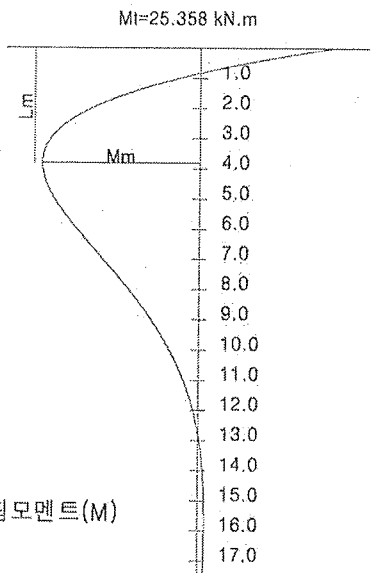
㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 3.811 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -30.546 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 30.546 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 36.914 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉯ COMBO 3 : UE026

V = 531.996 kN　　H = 34.074 kN　　Mt = -23.640 kN.m　ho = Mt/H = -0.694

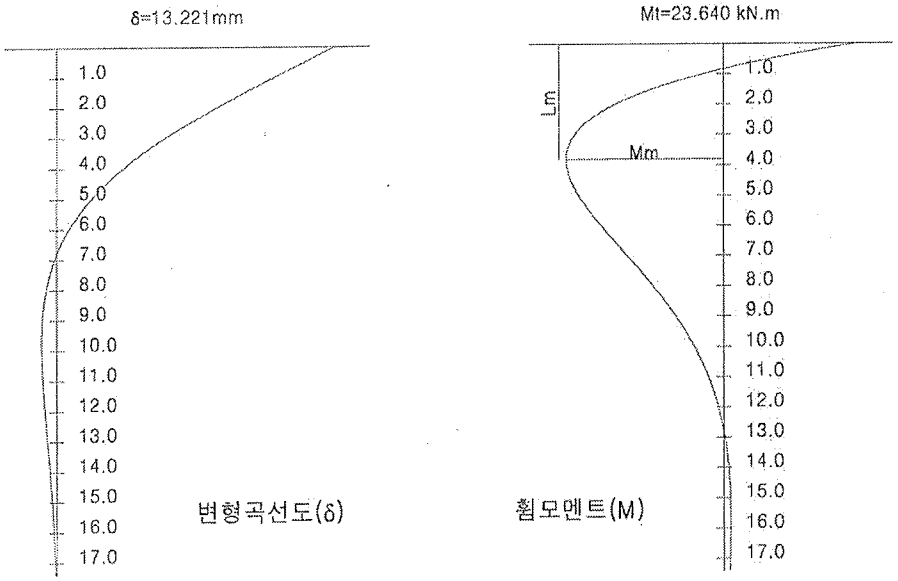
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	23.640	-34.074	13.221	
1.160	-6.828	-19.161	9.947	
2.320	-22.440	-8.431	6.804	
3.480	-27.840	-1.445	4.162	
4.640	-26.951	2.548	2.156	
5.400	-24.435	3.936	1.183	
5.800	-22.769	4.367	0.770	
6.960	-17.371	4.755	-0.088	
8.120	-12.055	4.314	-0.542	
9.280	-7.513	3.482	-0.714	
10.440	-4.014	2.552	-0.710	
11.600	-1.563	1.696	-0.610	
12.760	-0.017	0.999	-0.472	
13.920	0.825	0.483	-0.332	
15.080	1.169	0.136	-0.211	
16.240	1.196	-0.071	-0.116	
17.400	1.046	-0.173	-0.048	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 3.820 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -28.079 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 28.079 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 34.074 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 4 : ULO22

V = 486.928 kN　　H = 26.425 kN　　Mt = -5.978 kN.m　　ho = Mt/H = -0.226

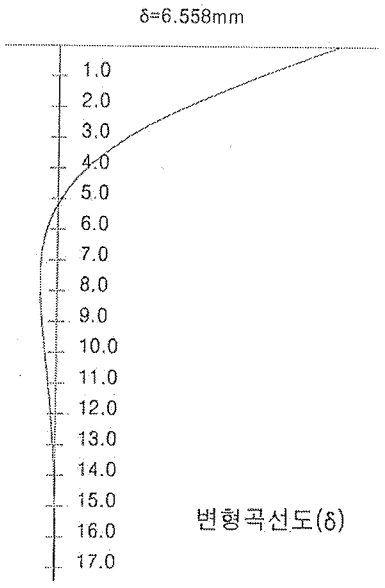
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	5.978	-26.425	6.558	
1.160	-15.361	-11.385	4.353	
2.320	-22.654	-2.054	2.479	
3.480	-21.863	2.791	1.116	
4.640	-17.360	4.578	0.254	
5.400	-13.792	4.708	-0.084	
5.800	-11.933	4.568	-0.205	
6.960	-7.090	3.701	-0.386	
8.120	-3.439	2.589	-0.399	
9.280	-1.046	1.569	-0.330	
10.440	0.294	0.786	-0.235	
11.600	0.879	0.264	-0.145	
12.760	0.992	-0.036	-0.075	
13.920	0.859	-0.172	-0.027	
15.080	0.633	-0.204	0.001	
16.240	0.406	-0.181	0.014	
17.400	0.221	-0.136	0.018	

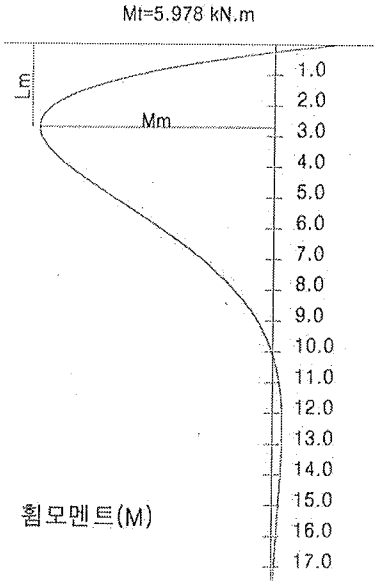
㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.709 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -23.038 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 23.038 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 26.425 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1(강관파일)	2106.877	3739.103	$2EI\beta^3$	kN/m
K1(PHC)	1985.176	3523.119	$2EI\beta^3$	kN/m
K2(강관파일)	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K2(PHC)	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3(강관파일)	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3(PHC)	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4(강관파일)	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad
K4(PHC)	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	12641.3	22434.6
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	581375.6	581375.6
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	581375.6	581375.6
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0067387	0.0037871	0.0011617	SV005
	COMBO 2	0.0134773	0.0030987	0.0020627	SV004
	COMBO 3	0.0134773	0.0030987	0.0020627	SV015
	COMBO 4	0.0070672	0.0030987	0.0018649	SV022
계수하중	COMBO 1	0.0000000	0.0055083	0.0002935	UL001
	COMBO 2	0.0175205	0.0040283	0.0026815	UL004
	COMBO 3	0.0161728	0.0027888	0.0024576	UE026
	COMBO 4	0.0070672	0.0030987	0.0018649	UL022

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 13.477 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0067387	0.0049488	0.0011617	479.515	14.198	0.000
	2	0.0067387	0.0026254	0.0011617	254.388	14.198	0.000
COMBO 2	1	0.0134773	0.0051614	0.0020627	500.118	28.395	0.000
	2	0.0134773	0.0010360	0.0020627	100.384	28.395	0.000
COMBO 3	1	0.0134773	0.0051614	0.0020627	500.118	28.395	0.000
	2	0.0134773	0.0010360	0.0020627	100.384	28.395	0.000
COMBO 4	1	0.0070672	0.0049636	0.0018649	480.950	26.425	0.000
	2	0.0070672	0.0012338	0.0018649	119.553	26.425	0.000

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0058018	0.0002935	562.168	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0052148	0.0002935	505.294	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0175205	0.0067098	0.0026815	650.153	36.914	0.000
	2	0.0175205	0.0013468	0.0026815	130.499	36.914	0.000
COMBO 3	1	0.0161728	0.0052464	0.0024576	508.356	34.074	0.000
	2	0.0161728	0.0003312	0.0024576	32.096	34.074	0.000
COMBO 4	1	0.0070672	0.0049636	0.0018649	480.950	26.425	0.000
	2	0.0070672	0.0012338	0.0018649	119.553	26.425	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$$

$$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$$

$$Ht = \sum H(i) \times N$$

$$Vt = \sum V(i) \times N$$

$$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.000	0	479.515	14.198	0.000	3
	2	-1.000	0	254.388	14.198	0.000	3
	계			2201.707	85.185	0.000	6
COMBO 2	1	1.000	0	500.118	28.395	0.000	3
	2	-1.000	0	100.384	28.395	0.000	3
	계			1801.507	170.370	0.000	6
COMBO 3	1	1.000	0	500.118	28.395	0.000	3
	2	-1.000	0	100.384	28.395	0.000	3
	계			1801.507	170.370	0.000	6
COMBO 4	1	1.000	0	480.950	26.425	0.000	3
	2	-1.000	0	119.553	26.425	0.000	3
	계			1801.507	158.550	0.000	6

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.000	0	562.168	0.000	0.000	3
	2	-1.000	0	505.294	0.000	0.000	3
	계			3202.388	0.000	0.000	6
COMBO 2	1	1.000	0	650.153	36.914	0.000	3
	2	-1.000	0	130.499	36.914	0.000	3
	계			2341.958	221.481	0.000	6
COMBO 3	1	1.000	0	508.356	34.074	0.000	3
	2	-1.000	0	32.096	34.074	0.000	3
	계			1621.356	204.444	0.000	6
COMBO 4	1	1.000	0	480.950	26.425	0.000	3
	2	-1.000	0	119.553	26.425	0.000	3
	계			1801.507	158.550	0.000	6

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

V = 479.515 kN H = 14.198 kN Mt = 0.000 kN.m ho = Mt/H = 0.000 m

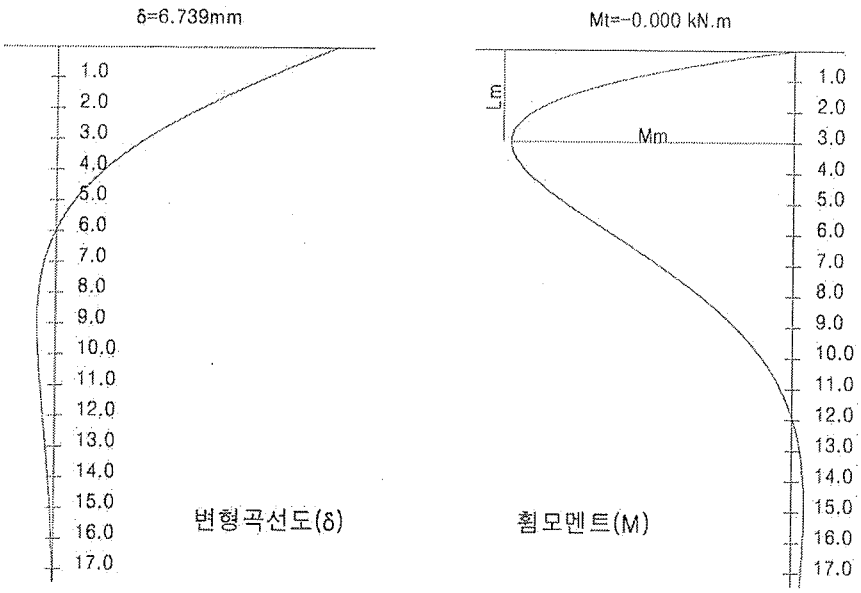
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-14.198	6.739	
1.160	-11.950	-6.836	4.737	
2.320	-16.801	-1.900	2.999	
3.480	-17.129	1.043	1.644	
4.640	-14.956	2.498	0.682	
5.400	-12.890	2.878	0.244	
5.800	-11.723	2.945	0.066	
6.960	-8.357	2.784	-0.278	
8.120	-5.382	2.314	-0.426	
9.280	-3.027	1.741	-0.449	
10.440	-1.333	1.191	-0.399	
11.600	-0.229	0.729	-0.317	
12.760	0.402	0.378	-0.229	
13.920	0.689	0.135	-0.150	
15.080	0.751	-0.015	-0.086	
16.240	0.681	-0.095	-0.040	
17.400	0.550	-0.125	-0.009	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.985 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -17.399 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 17.399 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 14.198 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SV004

V = 500.118 kN H = 28.395 kN Mt = 0.000 kN.m ho = Mt/H = 0.000 m

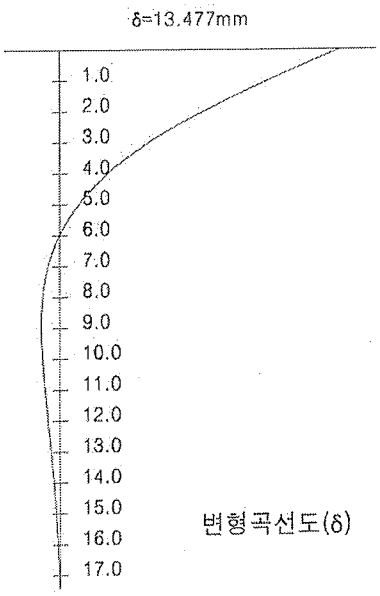
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

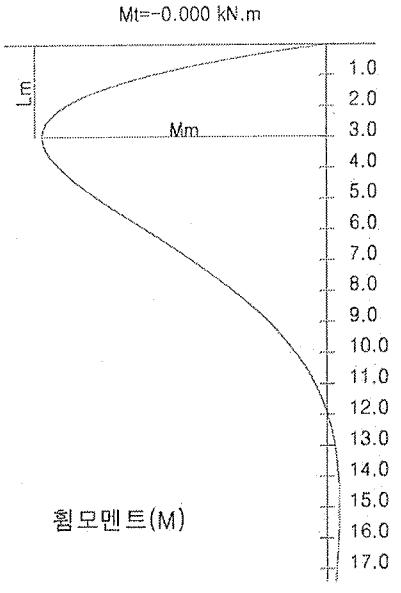
깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-28.395	13.477	
1.160	-23.900	-13.673	9.474	
2.320	-33.602	-3.799	5.999	
3.480	-34.258	2.086	3.288	
4.640	-29.912	4.996	1.364	
5.400	-25.780	5.756	0.487	
5.800	-23.446	5.890	0.132	
6.960	-16.715	5.568	-0.556	
8.120	-10.764	4.628	-0.853	
9.280	-6.054	3.483	-0.897	
10.440	-2.665	2.382	-0.798	
11.600	-0.458	1.458	-0.635	
12.760	0.803	0.755	-0.459	
13.920	1.378	0.270	-0.300	
15.080	1.501	-0.031	-0.173	
16.240	1.362	-0.190	-0.080	
17.400	1.100	-0.250	-0.019	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.985 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -34.798 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 34.798 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 28.395 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : SV015

V = 500.118 kN　　H = 28.395 kN　　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

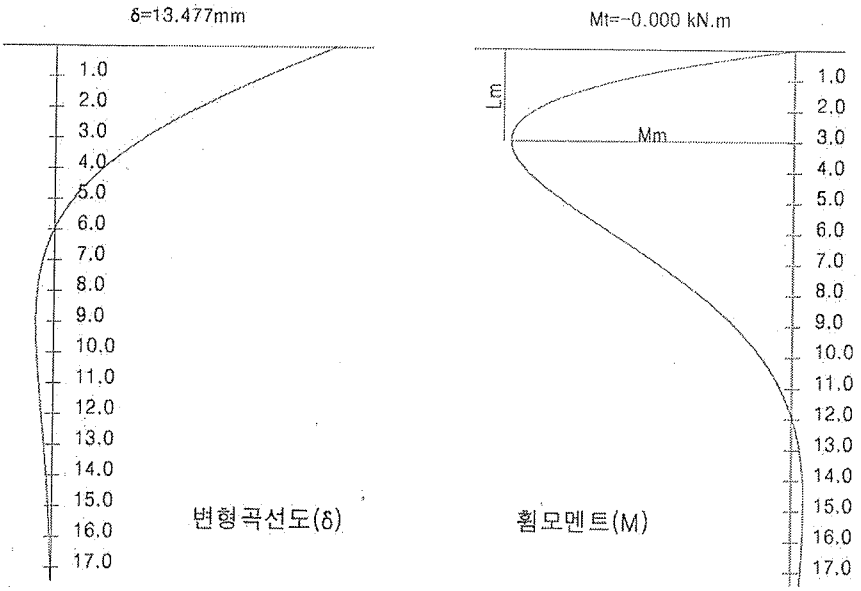
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-28.395	13.477	
1.160	-23.900	-13.673	9.474	
2.320	-33.602	-3.799	5.999	
3.480	-34.258	2.086	3.288	
4.640	-29.912	4.996	1.364	
5.400	-25.780	5.756	0.487	
5.800	-23.446	5.890	0.132	
6.960	-16.715	5.568	-0.556	
8.120	-10.764	4.628	-0.853	
9.280	-6.054	3.483	-0.897	
10.440	-2.665	2.382	-0.798	
11.600	-0.458	1.458	-0.635	
12.760	0.803	0.755	-0.459	
13.920	1.378	0.270	-0.300	
15.080	1.501	-0.031	-0.173	
16.240	1.362	-0.190	-0.080	
17.400	1.100	-0.250	-0.019	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.985 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -34.798 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 34.798 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 28.395 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

V = 480.950 kN　　H = 26.425 kN　　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

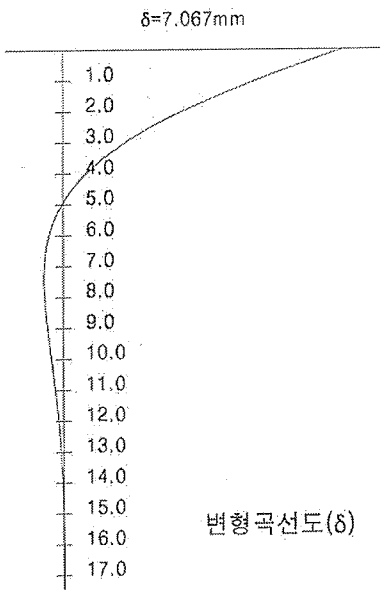
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-26.425	7.067	
1.160	-20.706	-10.435	4.555	
2.320	-26.688	-0.829	2.495	
3.480	-24.510	3.916	1.041	
4.640	-18.844	5.443	0.150	
5.400	-14.692	5.383	-0.188	
5.800	-12.583	5.145	-0.304	
6.960	-7.218	4.032	-0.464	
8.120	-3.293	2.740	-0.452	
9.280	-0.798	1.606	-0.361	
10.440	0.545	0.761	-0.250	
11.600	1.083	0.214	-0.149	
12.760	1.136	-0.088	-0.073	
13.920	0.947	-0.215	-0.023	
15.080	0.678	-0.236	0.005	
16.240	0.421	-0.201	0.018	
17.400	0.219	-0.146	0.020	

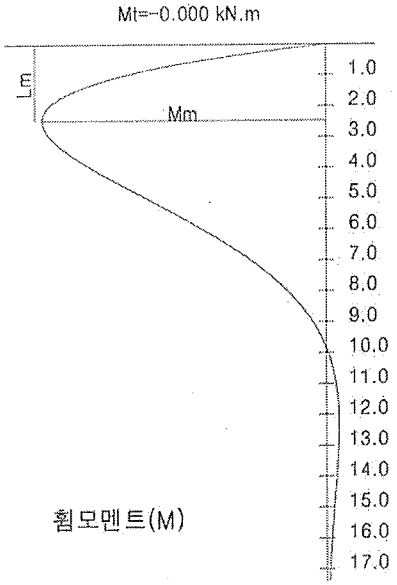
㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.466 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -26.748 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 26.748 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 26.425 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULO04

V = 650.153 kN H = 36.914 kN Mt = 0.000 kN.m ho = Mt/H = 0.000 m

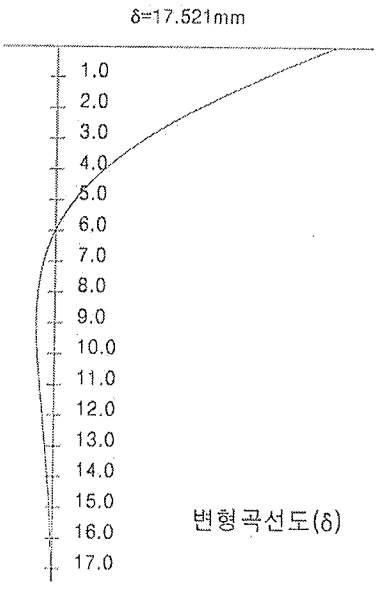
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-36.914	17.521	
1.160	-31.071	-17.774	12.316	
2.320	-43.682	-4.939	7.798	
3.480	-44.536	2.711	4.274	
4.640	-38.886	6.494	1.773	
5.400	-33.514	7.482	0.633	
5.800	-30.479	7.658	0.171	
6.960	-21.729	7.238	-0.722	
8.120	-13.993	6.017	-1.109	
9.280	-7.871	4.528	-1.166	
10.440	-3.465	3.097	-1.037	
11.600	-0.596	1.895	-0.825	
12.760	1.044	0.982	-0.596	
13.920	1.792	0.351	-0.390	
15.080	1.952	-0.040	-0.225	
16.240	1.771	-0.247	-0.104	
17.400	1.429	-0.325	-0.024	

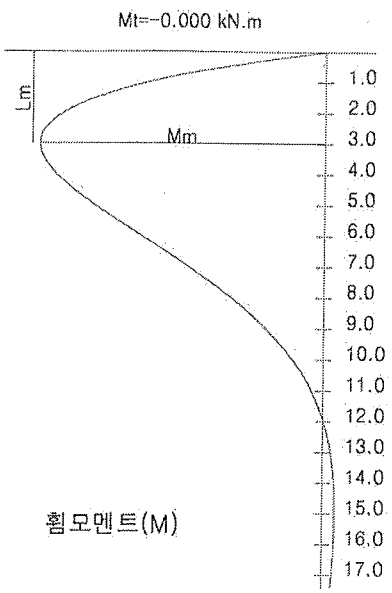
㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.985 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -45.237 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 45.237 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 36.914 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉯ COMBO 3 : UE026

V = 508.356 kN　　H = 34.074 kN　　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

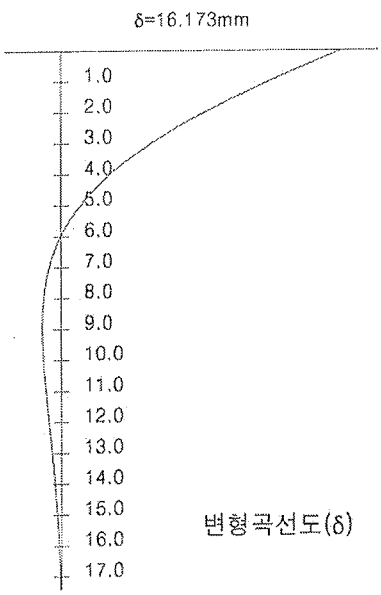
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

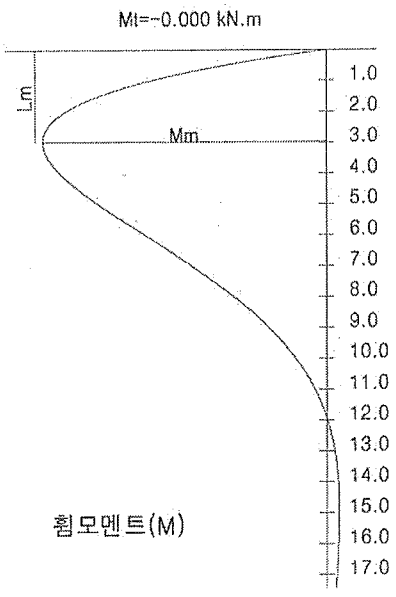
깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-34.074	16.173	
1.160	-28.681	-16.407	11.369	
2.320	-40.322	-4.559	7.199	
3.480	-41.110	2.503	3.945	
4.640	-35.895	5.995	1.637	
5.400	-30.936	6.907	0.585	
5.800	-28.135	7.069	0.158	
6.960	-20.058	6.682	-0.667	
8.120	-12.917	5.554	-1.023	
9.280	-7.265	4.179	-1.076	
10.440	-3.198	2.859	-0.958	
11.600	-0.550	1.749	-0.762	
12.760	0.964	0.906	-0.551	
13.920	1.654	0.324	-0.360	
15.080	1.802	-0.037	-0.208	
16.240	1.635	-0.228	-0.096	
17.400	1.319	-0.300	-0.022	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.985 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -41.758 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 41.758 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 34.074 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉣ COMBO 4 : ULO22

V = 480.950 kN H = 26.425 kN Mt = 0.000 kN.m ho = Mt/H = 0.000 m

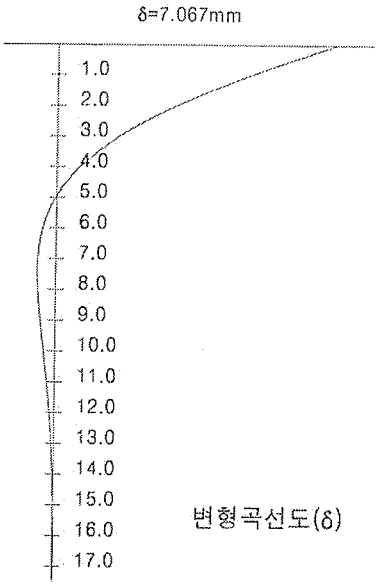
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

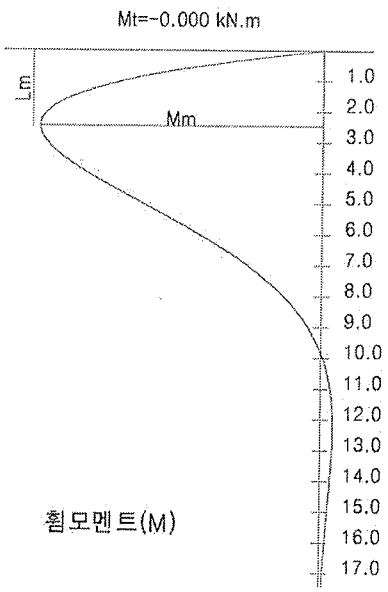
깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-26.425	7.067	
1.160	-20.706	-10.435	4.555	
2.320	-26.688	-0.829	2.495	
3.480	-24.510	3.916	1.041	
4.640	-18.844	5.443	0.150	
5.400	-14.692	5.383	-0.188	
5.800	-12.583	5.145	-0.304	
6.960	-7.218	4.032	-0.464	
8.120	-3.293	2.740	-0.452	
9.280	-0.798	1.606	-0.361	
10.440	0.545	0.761	-0.250	
11.600	1.083	0.214	-0.149	
12.760	1.136	-0.088	-0.073	
13.920	0.947	-0.215	-0.023	
15.080	0.678	-0.236	0.005	
16.240	0.421	-0.201	0.018	
17.400	0.219	-0.146	0.020	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.466 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -26.748 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 26.748 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 26.425 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝, 군말뚝의 영향 고려(말뚝간격 3

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 885.920 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Ra2 = 1328.870 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.400 = 1.257 m²

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L
1.257	6.000	사질토	1.394	6.000	10.508
1.257	8.000	사질토	2.400	8.000	24.127
1.257	20.000	사질토	1.700	20.000	42.726
1.257	20.000	사질토	0.800	20.000	20.106
1.257	50.000	사질토	10.100	50.000	634.602
1.257	50.000	사질토	1.006	50.000	63.230
계	-	-	-	-	787.365

사질토 : f = 1.0 x N (≤ 50.0)

점성토 : f = 5.0 x N (≤ 150.0)

N ≤ 2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 13.4773 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 7.0672 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 262.455 kN (평상시)

Pa2 = 393.682 kN (지진시)

- 말뚝의 극한 인발력 (Pu = UΣli · fi)

말뚝의 극한 인발력은 말뚝의 주면 마찰력과 같다. Pu = 787.365 kN

- 허용인발력 [Pa = 1/n · Pu + W] : Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의

안전율 평상시 : n = 3

지진시 : n = 2

허용인발력 평상시 : Pa = 1 / 3 x 787.365 + 0.000 = 262.455 kN

지진시 : Pa = 1 / 2 x 787.365 + 0.000 = 393.682 kN

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	487.553	246.349	885.920	262.455	O.K
	HINGE	479.515	254.388	885.920	262.455	O.K
COMBO 2	FIX	519.624	80.878	885.920	262.455	O.K
	HINGE	500.118	100.384	885.920	262.455	O.K
COMBO 3	FIX	519.624	80.878	885.920	262.455	O.K
	HINGE	500.118	100.384	885.920	262.455	O.K
COMBO 4	FIX	486.928	113.575	1328.870	393.682	O.K
	HINGE	480.950	119.553	1328.870	393.682	O.K

② 강관말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

이음적용할 PHC PILE 본당 기준길이 : 15.00 m / 본

PHC PILE 길이 : 12.00 m

이음개소수 : 0 개소 (용접 이음)

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 17.40/0.400 = 43.500 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

강관말뚝과 결합구 일체형 PHC말뚝의 이음에 따른 허용응력의 감소율 2.50% 적용

따라서 허용응력의 총 감소율은 2.50% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

fca = 136.500 MPa fta = 136.500 MPa (평상시)

= 204.750 MPa 204.750 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M x y/Io

= V/0.012 ± M x 0.400/2 / 0.00028

구 분		Vmax(kN)	Vmin(kN)	M(kN.m)	fc(MPa)	fca(MPa)	ft(MPa)	fta(MPa)	비 고
COMBO1	FIX	487.553	246.349	12.641	49.37	136.500	11.13	136.500	O.K
	HINGE	479.515	254.388	17.399	52.16	136.500	8.34	136.500	O.K
COMBO2	FIX	519.624	80.878	23.497	59.89	136.500	10.39	136.500	O.K
	HINGE	500.118	100.384	34.798	66.49	136.500	16.98	136.500	O.K
COMBO3	FIX	519.624	80.878	23.497	59.89	136.500	10.39	136.500	O.K
	HINGE	500.118	100.384	34.798	66.49	136.500	16.98	136.500	O.K
COMBO4	FIX	486.928	113.575	23.038	56.87	204.750	7.36	204.750	O.K
	HINGE	480.950	119.553	26.748	59.07	204.750	9.56	204.750	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 78.000 MPa (평상시)

= 117.000 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (396.0^2 + 396.0 \times 376.0 + 376.0^2) / (3 \times (396.0^2 + 376.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	0.000	0.000	78.000	O.K
	HINGE	0.000	0.000	78.000	O.K
COMBO 2	FIX	36.914	6.084	78.000	O.K
	HINGE	36.914	6.084	78.000	O.K
COMBO 3	FIX	34.074	5.616	78.000	O.K
	HINGE	34.074	5.616	78.000	O.K
COMBO 4	FIX	26.425	4.355	117.000	O.K
	HINGE	26.425	4.355	117.000	O.K

③ PHC말뚝의 응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 19.500 MPa (평상시)

= 25.993 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -2.925 MPa (지진시)

$f = V/Ap \pm M \times y/Io + fpe$

$= V/0.070 \pm M \times 0.400/2 / 0.00102 + 4.0$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc(MPa)	fca(MPa)	ft(MPa)	fta(MPa)	비 고
COMBO 1	FIX	487.553	10.680	13.011	19.50	5.414	0.00	O.K
	HINGE	479.515	12.890	13.328	19.50	5.097	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	519.624	20.416	15.367	19.50	1.163	0.00	O.K
	HINGE	500.118	25.780	16.138	19.50	0.392	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	519.624	20.416	15.367	19.50	1.163	0.00	O.K
	HINGE	500.118	25.780	16.138	19.50	0.392	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	486.928	13.792	13.610	25.99	2.920	-2.93	O.K
	HINGE	480.950	14.692	13.700	25.99	2.830	-2.93	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 1.170 MPa (평상시)

= 1.560 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

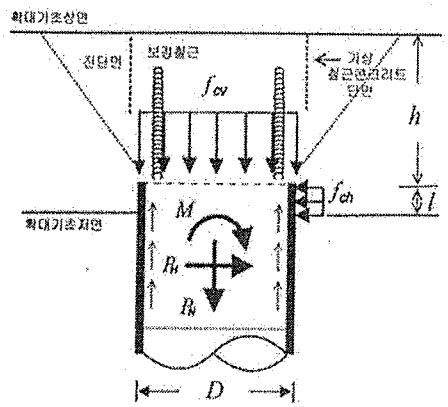
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 4 x (400.0^2 + 400.0×270.0 + 270.0^2) / (3 x (400.0^2 + 270.0^2))

= 1.952 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	0.485	0.013	1.170	O.K
	HINGE	0.000	0.000	1.170	O.K
COMBO 2	FIX	4.296	0.119	1.170	O.K
	HINGE	7.482	0.207	1.170	O.K
COMBO 3	FIX	3.936	0.109	1.170	O.K
	HINGE	6.907	0.191	1.170	O.K
COMBO 4	FIX	4.708	0.131	1.560	O.K
	HINGE	5.383	0.149	1.560	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 519624.4 / (π/4 x 400 ²)
= 4.135 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 486927.8 / (π/4 x 400 ²)
= 3.875 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 519624.4 / {π x (400 + 900) x 900 }
= 0.141 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 486927.8 / {π x (400 + 900) x 900 }
= 0.132 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 28395.039 / (400 x 100)
= 0.710 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 26425.000 / (400 x 100)
= 0.661 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

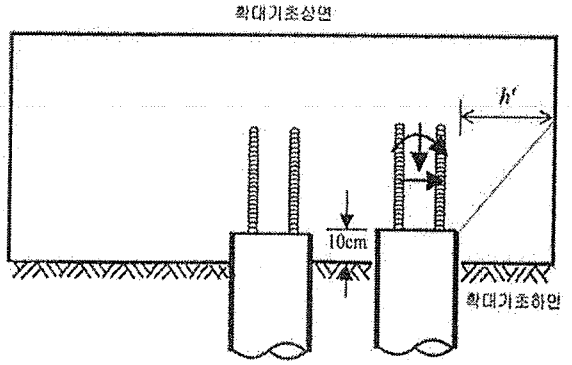
τh = 28395.039 / {450 x (200 + 400 + 900)}

= 0.042 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 26425.000 / {450 x (200 + 400 + 900)}

= 0.039 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 400/2 = 868.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (㎟)
A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.650 x (0.85 x 27.0 x 125663.7)
= 1874588.336 N ≥ PNmax = 675511.691 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)
bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.750 x (⅓ x √27.0 x 3927.0 x 850)
= 4336114.105 N ≥ PNmax = 675511.691 N ∴ O.K

14. 말뚝 교축방향 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
PHC 말뚝	400.000	65.000	0.000	12.000
강관 말뚝	400.000	12.000	2.000	5.400
SPC복합말뚝				17.400

※ 강관말뚝 길이 및 연결부 위치는 발생응력이 PHC말뚝 응력 이내에 지점으로 산정하였음.

말뚝 관입공법 = 합성말뚝(강관파일+PHC말뚝)

말뚝의 탄성계수 Ep(PHC) = 40000 MPa Ep(강관파일) = 210000 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I(PHC) = 0.0010243 m^4 I(강관파일) = 0.0002755 m^4

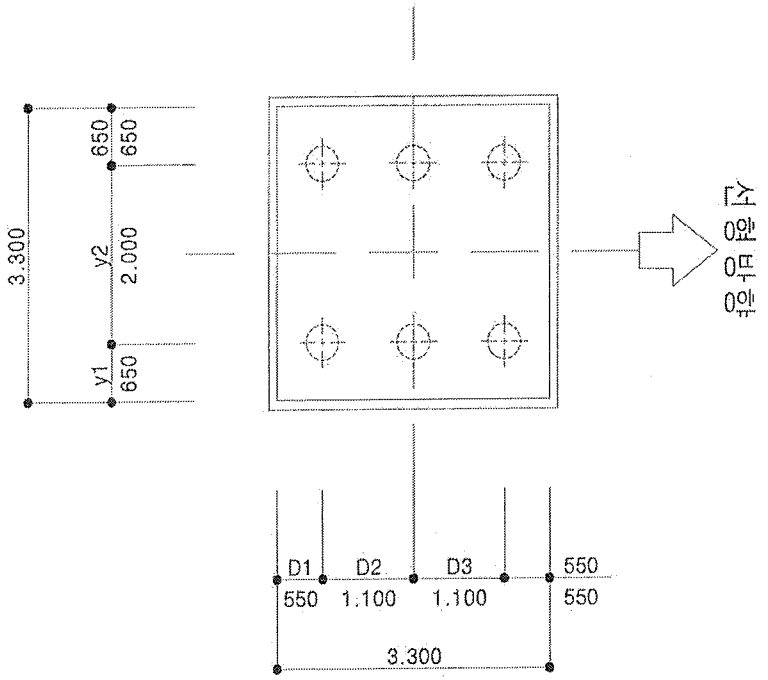
말뚝 머리의 평균 N치 N = 6

말뚝 선단의 평균 N치 N = 40 , N값은 40을 상한으로 한다.

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

말뚝의 타입 = A TYPE 말뚝의 유효프리스트레스(본체) fce1 = 4.0 MPa

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	2201.707	164.284	649.861	SVB16
	COMBO 2	1801.507	184.100	692.955	SVB14
	COMBO 3	1801.507	184.100	692.955	SVB14
	COMBO 4	1801.507	104.660	606.280	SVB22
계수하중	COMBO 1	3202.388	0.000	0.000	ULB01
	COMBO 2	2251.883	230.125	866.195	ULB14
	COMBO 3	1711.432	230.125	866.195	UEB14
	COMBO 4	1801.507	104.660	606.280	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

- PHC 말뚝

Ap = 0.0704 m² ;환산단면적

a = 0.011 x (L/D) + 0.36 = 0.690

Kv = a x Ap x Ep / L = 0.690 x 0.0704 x 40000 / 12.000

= 161920.000 kN/m; 말뚝의 축방향 스프링정수

- 강관 말뚝

Ap = 0.0121 m² ;환산단면적

a = 0.009 x (L/D) + 0.39 = 0.512

Kv = a x Ap x Ep / L = 0.512 x 0.0121 x 210000 / 5.400

= 241285.917 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

- 합성 말뚝

Kv = 96895.938 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 2400 kN/m²

$$\beta = \left[\frac{(\alpha E_o)^8 D^5}{0.3^2 2^{16}(EI)^8}\right]^{\frac{1}{29}}$$

β = 0.289 m-1 : 평상시(PHC파일)

= 0.263 m-1 : 평상시(강관파일)

= 0.350 m-1 : 지진시(PHC파일)

= 0.319 m-1 : 지진시(강관파일)

Kh = 2872.05051 1/m : 평상시(PHC파일)

= 2771.32856 1/m : 평상시(강관파일)

= 6171.10739 1/m : 지진시(PHC파일)

= 5954.68850 1/m : 지진시(강관파일)

βLe = 5.035 ≥ 3 : 평상시 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

= 6.096 ≥ 3 : 지진시 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1(강관파일)	4213.753	7478.205	$4EI\beta^3$	kN/m
K1(PHC)	3970.352	7046.238	$4EI\beta^3$	kN/m
K2(강관파일)	8008.667	11739.395	$2EI\beta^2$	kN/rad
K2(PHC)	6860.819	10056.839	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3(강관파일)	8008.667	11739.395	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3(PHC)	6860.819	10056.839	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4(강관파일)	30442.570	36857.347	$2EI\beta$	kN.m/rad
K4(PHC)	23711.167	28707.521	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	25282.5	44869.2
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-48052.0	-70436.4
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	581375.6	581375.6
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	651631.8	690120.4
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0097615	0.0037871	0.0017171	SVB16
	COMBO 2	0.0108192	0.0030987	0.0018612	SVB14
	COMBO 3	0.0108192	0.0030987	0.0018612	SVB14
	COMBO 4	0.0044198	0.0030987	0.0013296	SVB22
계수하중	COMBO 1	0.0000000	0.0055083	0.0000000	ULB01
	COMBO 2	0.0135240	0.0038734	0.0023265	ULB14
	COMBO 3	0.0135240	0.0029438	0.0023265	UEB14
	COMBO 4	0.0044198	0.0030987	0.0013296	ULB22

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 10.819 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0097615	0.0056759	0.0017171	549.969	27.381	-25.903
	2	0.0097615	0.0037871	0.0017171	366.951	27.381	-25.903
	3	0.0097615	0.0018983	0.0017171	183.933	27.381	-25.903
COMBO 2	1	0.0108192	0.0051461	0.0018612	498.632	30.683	-29.987
	2	0.0108192	0.0030987	0.0018612	300.251	30.683	-29.987
	3	0.0108192	0.0010513	0.0018612	101.871	30.683	-29.987
COMBO 3	1	0.0108192	0.0051461	0.0018612	498.632	30.683	-29.987
	2	0.0108192	0.0030987	0.0018612	300.251	30.683	-29.987
	3	0.0108192	0.0010513	0.0018612	101.871	30.683	-29.987
COMBO 4	1	0.0044198	0.0045613	0.0013296	441.969	17.443	-2.880
	2	0.0044198	0.0030987	0.0013296	300.251	17.443	-2.880
	3	0.0044198	0.0016361	0.0013296	158.533	17.443	-2.880

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0055083	0.0000000	533.731	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0055083	0.0000000	533.731	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0055083	0.0000000	533.731	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0135240	0.0064326	0.0023265	623.290	38.354	-37.483
	2	0.0135240	0.0038734	0.0023265	375.314	38.354	-37.483
	3	0.0135240	0.0013142	0.0023265	127.338	38.354	-37.483
COMBO 3	1	0.0135240	0.0055030	0.0023265	533.214	38.354	-37.483
	2	0.0135240	0.0029438	0.0023265	285.239	38.354	-37.483
	3	0.0135240	0.0003846	0.0023265	37.263	38.354	-37.483
COMBO 4	1	0.0044198	0.0045613	0.0013296	441.969	17.443	-2.880
	2	0.0044198	0.0030987	0.0013296	300.251	17.443	-2.880
	3	0.0044198	0.0016361	0.0013296	158.533	17.443	-2.880

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.100	0	549.969	27.381	-25.903	2
	2	0.000	0	366.951	27.381	-25.903	2
	3	-1.100	0	183.933	27.381	-25.903	2
	계			2201.707	164.284	649.861	6
COMBO 2	1	1.100	0	498.632	30.683	-29.987	2
	2	0.000	0	300.251	30.683	-29.987	2
	3	-1.100	0	101.871	30.683	-29.987	2
	계			1801.507	184.100	692.955	6
COMBO 3	1	1.100	0	498.632	30.683	-29.987	2
	2	0.000	0	300.251	30.683	-29.987	2
	3	-1.100	0	101.871	30.683	-29.987	2
	계			1801.507	184.100	692.955	6
COMBO 4	1	1.100	0	441.969	17.443	-2.880	2
	2	0.000	0	300.251	17.443	-2.880	2
	3	-1.100	0	158.533	17.443	-2.880	2
	계			1801.507	104.660	606.280	6

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.100	0	533.731	0.000	0.000	2
	2	0.000	0	533.731	0.000	0.000	2
	3	-1.100	0	533.731	0.000	0.000	2
	계			3202.388	0.000	0.000	6
COMBO 2	1	1.100	0	623.290	38.354	-37.483	2
	2	0.000	0	375.314	38.354	-37.483	2
	3	-1.100	0	127.338	38.354	-37.483	2
	계			2251.884	230.125	866.195	6
COMBO 3	1	1.100	0	533.214	38.354	-37.483	2
	2	0.000	0	285.239	38.354	-37.483	2
	3	-1.100	0	37.263	38.354	-37.483	2
	계			1711.432	230.125	866.195	6
COMBO 4	1	1.100	0	441.969	17.443	-2.880	2
	2	0.000	0	300.251	17.443	-2.880	2
	3	-1.100	0	158.533	17.443	-2.880	2
	계			1801.507	104.660	606.280	6

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB16

V = 549.969 kN　　H = 27.381 kN　　Mt = -25.903 kN.m　ho = Mt/H = -0.946

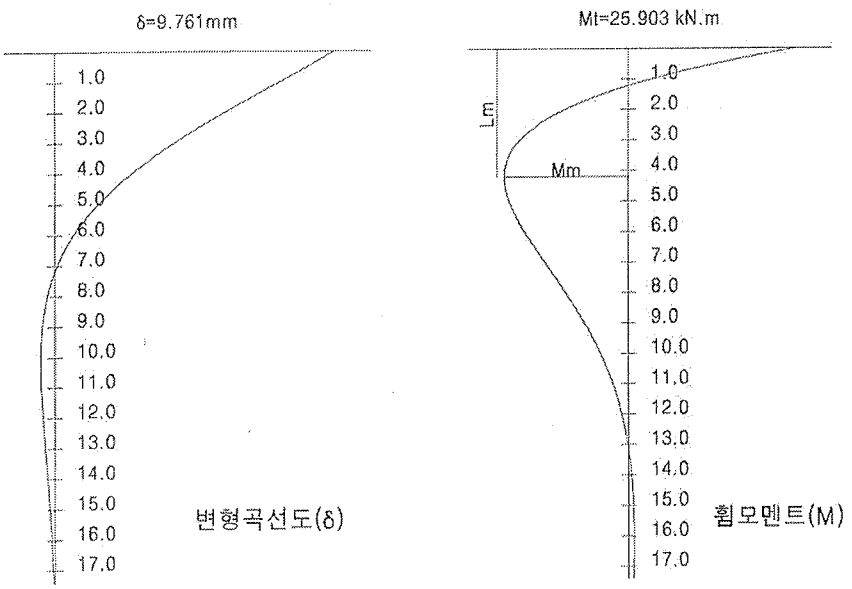
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	25.903	-27.381	9.761	
1.160	0.898	-16.202	7.578	
2.320	-12.808	-7.906	5.352	
3.480	-18.494	-2.315	3.408	
4.640	-19.044	1.040	1.884	
5.400	-17.736	2.295	1.125	
5.800	-16.728	2.720	0.798	
6.960	-13.174	3.258	0.098	
8.120	-9.435	3.104	-0.295	
9.280	-6.109	2.594	-0.468	
10.440	-3.464	1.961	-0.498	
11.600	-1.552	1.348	-0.446	
12.760	-0.300	0.830	-0.356	
13.920	0.421	0.434	-0.259	
15.080	0.755	0.160	-0.170	
16.240	0.833	-0.011	-0.099	
17.400	0.761	-0.102	-0.046	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 4.202 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -19.281 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 25.903 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 27.381 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB14

V = 498.632 kN　　H = 30.683 kN　　Mt = -29.987 kN.m　　ho = Mt/H = -0.977

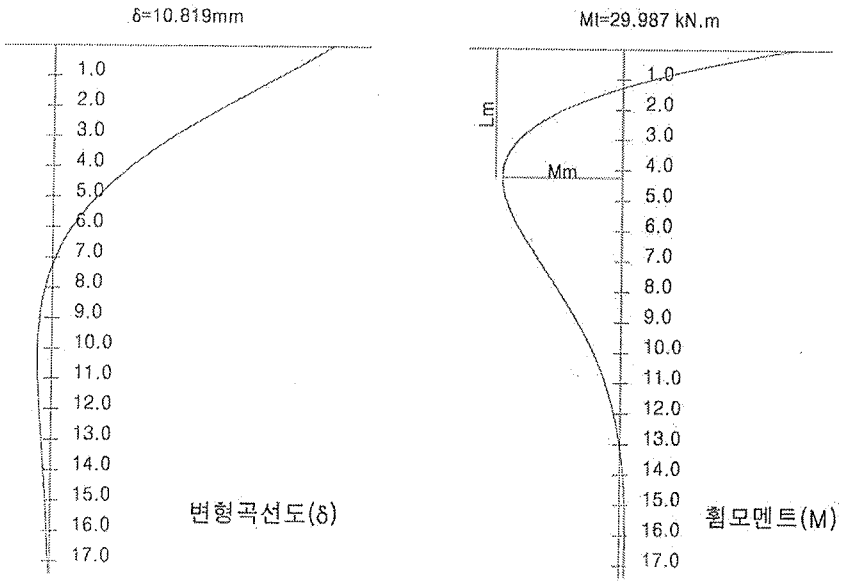
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	29.987	-30.683	10.819	
1.160	1.892	-18.268	8.434	
2.320	-13.627	-9.017	5.981	
3.480	-20.186	-2.754	3.828	
4.640	-20.978	1.026	2.133	
5.400	-19.612	2.451	1.285	
5.800	-18.528	2.938	0.919	
6.960	-14.654	3.573	0.134	
8.120	-10.539	3.428	-0.311	
9.280	-6.856	2.878	-0.510	
10.440	-3.915	2.185	-0.548	
11.600	-1.780	1.508	-0.494	
12.760	-0.376	0.934	-0.396	
13.920	0.438	0.493	-0.289	
15.080	0.820	0.186	-0.191	
16.240	0.915	-0.006	-0.112	
17.400	0.841	-0.109	-0.053	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 4.252 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -21.184 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 29.987 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 30.683 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : SVB14

V = 498.632 kN　　H = 30.683 kN　　Mt = -29.987 kN.m　ho = Mt/H = -0.977

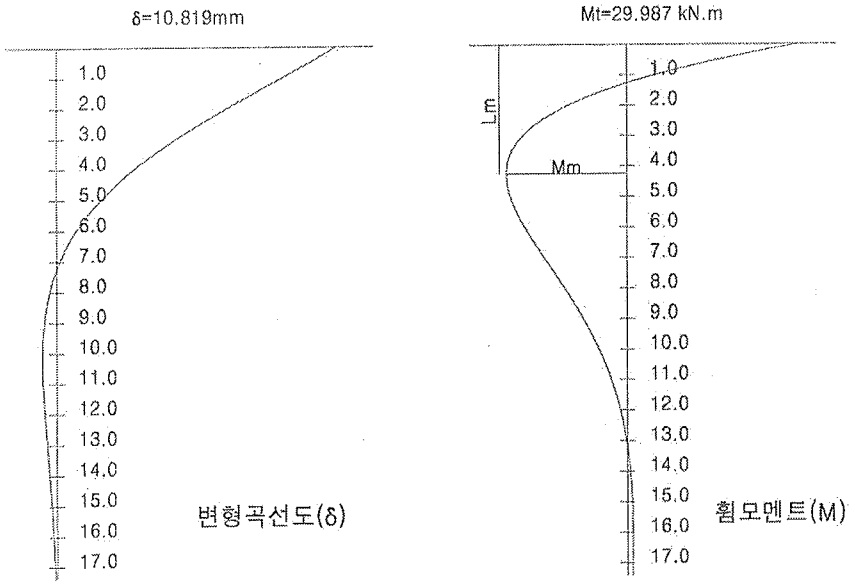
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	29.987	-30.683	10.819	
1.160	1.892	-18.268	8.434	
2.320	-13.627	-9.017	5.981	
3.480	-20.186	-2.754	3.828	
4.640	-20.978	1.026	2.133	
5.400	-19.612	2.451	1.285	
5.800	-18.528	2.938	0.919	
6.960	-14.654	3.573	0.134	
8.120	-10.539	3.428	-0.311	
9.280	-6.856	2.878	-0.510	
10.440	-3.915	2.185	-0.548	
11.600	-1.780	1.508	-0.494	
12.760	-0.376	0.934	-0.396	
13.920	0.438	0.493	-0.289	
15.080	0.820	0.186	-0.191	
16.240	0.915	-0.006	-0.112	
17.400	0.841	-0.109	-0.053	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 4.252 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -21.184 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 29.987 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 30.683 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SVB22

V = 441.969 kN　　H = 17.443 kN　　Mt = -2.880 kN.m　　ho = Mt/H = -0.165

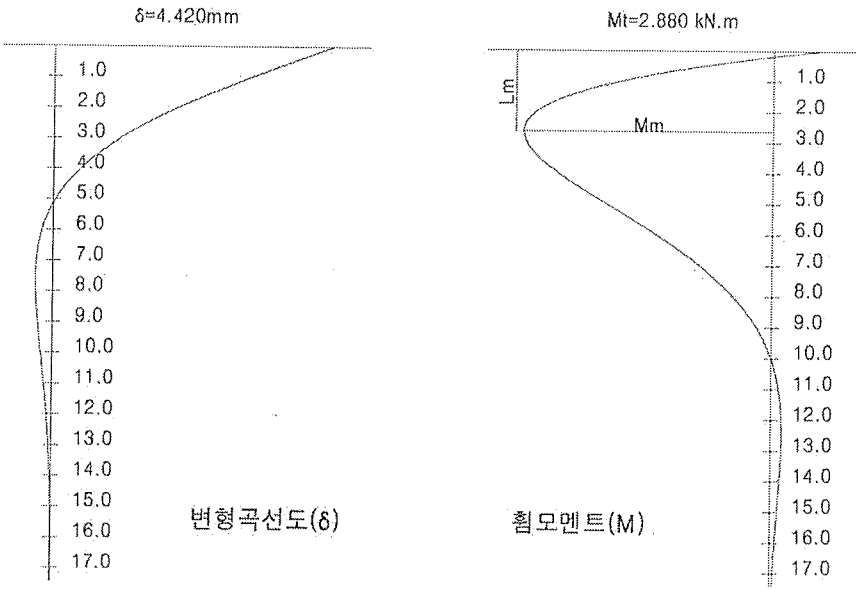
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	2.880	-17.443	4.420	
1.160	-11.093	-7.346	2.910	
2.320	-15.674	-1.137	1.639	
3.480	-14.904	2.043	0.723	
4.640	-11.724	3.176	0.149	
5.400	-9.265	3.228	-0.074	
5.800	-7.993	3.118	-0.153	
6.960	-4.703	2.502	-0.269	
8.120	-2.244	1.736	-0.273	
9.280	-0.646	1.042	-0.224	
10.440	0.239	0.514	-0.158	
11.600	0.617	0.165	-0.097	
12.760	0.681	-0.033	-0.049	
13.920	0.583	-0.121	-0.017	
15.080	0.426	-0.140	0.001	
16.240	0.271	-0.123	0.010	
17.400	0.146	-0.092	0.012	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.640 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -15.850 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 15.850 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 17.443 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULB14

V = 623.290 kN　　H = 38.354 kN　　Mt = -37.483 kN.m　ho = Mt/H = -0.977

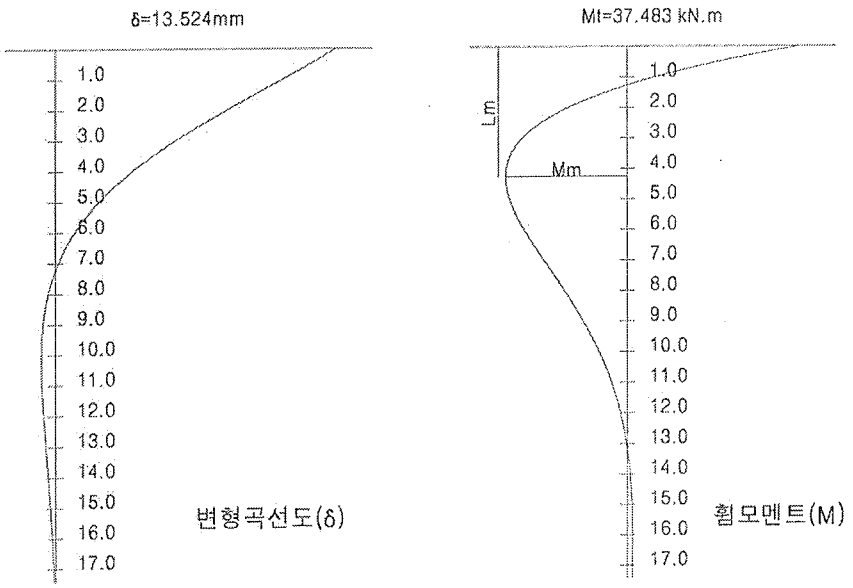
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	37.483	-38.354	13.524	
1.160	2.365	-22.835	10.543	
2.320	-17.034	-11.271	7.477	
3.480	-25.233	-3.443	4.785	
4.640	-26.223	1.282	2.666	
5.400	-24.515	3.064	1.607	
5.800	-23.161	3.672	1.149	
6.960	-18.318	4.467	0.167	
8.120	-13.173	4.285	-0.389	
9.280	-8.570	3.598	-0.638	
10.440	-4.894	2.731	-0.685	
11.600	-2.225	1.885	-0.617	
12.760	-0.470	1.167	-0.495	
13.920	0.548	0.617	-0.361	
15.080	1.025	0.233	-0.239	
16.240	1.144	-0.007	-0.139	
17.400	1.052	-0.137	-0.066	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 4.252 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -26.480 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 37.483 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 38.354 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB14

V = 533.214 kN　　H = 38.354 kN　　Mt = -37.483 kN.m　ho = Mt/H = -0.977

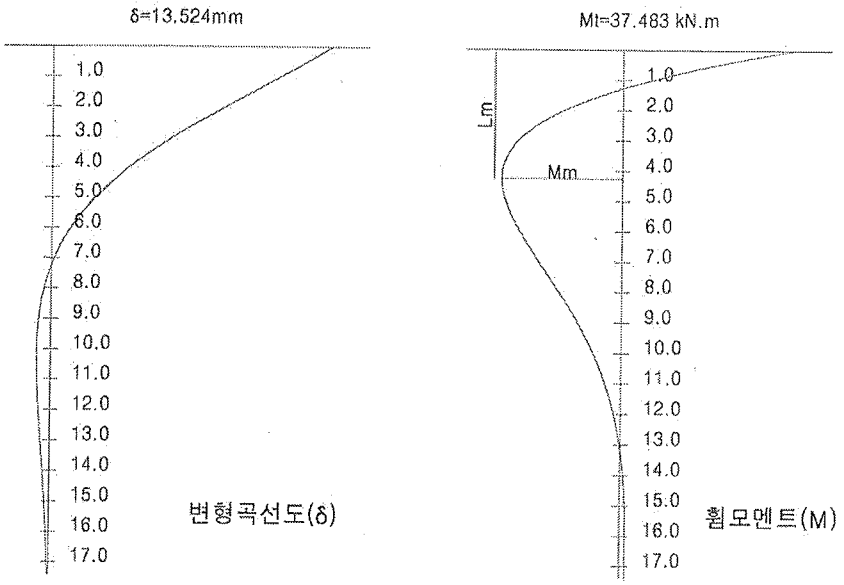
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	37.483	-38.354	13.524	
1.160	2.365	-22.835	10.543	
2.320	-17.034	-11.271	7.477	
3.480	-25.233	-3.443	4.785	
4.640	-26.223	1.282	2.666	
5.400	-24.515	3.064	1.607	
5.800	-23.161	3.672	1.149	
6.960	-18.318	4.467	0.167	
8.120	-13.173	4.285	-0.389	
9.280	-8.570	3.598	-0.638	
10.440	-4.894	2.731	-0.685	
11.600	-2.225	1.885	-0.617	
12.760	-0.470	1.167	-0.495	
13.920	0.548	0.617	-0.361	
15.080	1.025	0.233	-0.239	
16.240	1.144	-0.007	-0.139	
17.400	1.052	-0.137	-0.066	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 4.252 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -26.480 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 37.483 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 38.354 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 4 : ULB22

V = 441.969 kN　　H = 17.443 kN　　Mt = -2.880 kN.m　　ho = Mt/H = -0.165

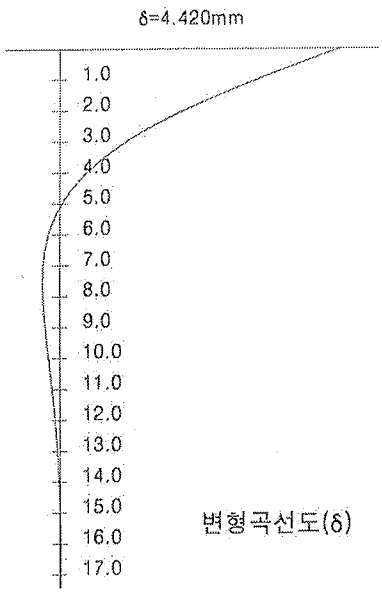
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

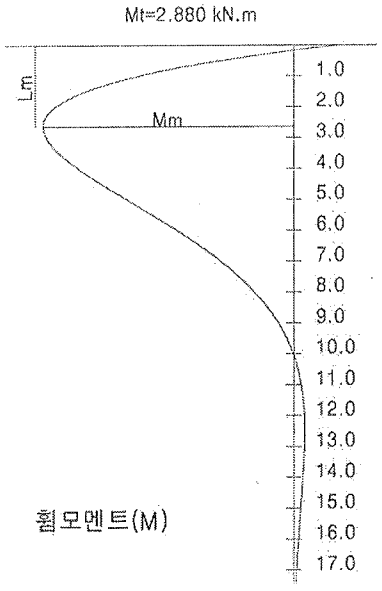
깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	2.880	-17.443	4.420	
1.160	-11.093	-7.346	2.910	
2.320	-15.674	-1.137	1.639	
3.480	-14.904	2.043	0.723	
4.640	-11.724	3.176	0.149	
5.400	-9.265	3.228	-0.074	
5.800	-7.993	3.118	-0.153	
6.960	-4.703	2.502	-0.269	
8.120	-2.244	1.736	-0.273	
9.280	-0.646	1.042	-0.224	
10.440	0.239	0.514	-0.158	
11.600	0.617	0.165	-0.097	
12.760	0.681	-0.033	-0.049	
13.920	0.583	-0.121	-0.017	
15.080	0.426	-0.140	0.001	
16.240	0.271	-0.123	0.010	
17.400	0.146	-0.092	0.012	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.640 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -15.850 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 15.850 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 17.443 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1(강관파일)	2106.877	3739.103	$2EI\beta^3$	kN/m
K1(PHC)	1985.176	3523.119	$2EI\beta^3$	kN/m
K2(강관파일)	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K2(PHC)	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3(강관파일)	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3(PHC)	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4(강관파일)	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad
K4(PHC)	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	12641.3	22434.6
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	581375.6	581375.6
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	468976.3	468976.3
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0129959	0.0037871	0.0013857	SVB16
	COMBO 2	0.0145634	0.0030987	0.0014776	SVB14
	COMBO 3	0.0145634	0.0030987	0.0014776	SVB14
	COMBO 4	0.0046651	0.0030987	0.0012928	SVB22
계수하중	COMBO 1	0.0000000	0.0055083	0.0000000	ULB01
	COMBO 2	0.0182043	0.0038734	0.0018470	ULB14
	COMBO 3	0.0182043	0.0029438	0.0018470	UEB14
	COMBO 4	0.0046651	0.0030987	0.0012928	ULB22

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 14.563 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0129959	0.0053113	0.0013857	514.647	27.381	0.000
	2	0.0129959	0.0037871	0.0013857	366.951	27.381	0.000
	3	0.0129959	0.0022628	0.0013857	219.256	27.381	0.000
COMBO 2	1	0.0145634	0.0047240	0.0014776	457.741	30.683	0.000
	2	0.0145634	0.0030987	0.0014776	300.251	30.683	0.000
	3	0.0145634	0.0014733	0.0014776	142.761	30.683	0.000
COMBO 3	1	0.0145634	0.0047240	0.0014776	457.741	30.683	0.000
	2	0.0145634	0.0030987	0.0014776	300.251	30.683	0.000
	3	0.0145634	0.0014733	0.0014776	142.761	30.683	0.000
COMBO 4	1	0.0046651	0.0045207	0.0012928	438.042	17.443	0.000
	2	0.0046651	0.0030987	0.0012928	300.251	17.443	0.000
	3	0.0046651	0.0016766	0.0012928	162.460	17.443	0.000

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0055083	0.0000000	533.731	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0055083	0.0000000	533.731	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0055083	0.0000000	533.731	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0182043	0.0059051	0.0018470	572.176	38.354	0.000
	2	0.0182043	0.0038734	0.0018470	375.314	38.354	0.000
	3	0.0182043	0.0018417	0.0018470	178.452	38.354	0.000
COMBO 3	1	0.0182043	0.0049755	0.0018470	482.101	38.354	0.000
	2	0.0182043	0.0029438	0.0018470	285.239	38.354	0.000
	3	0.0182043	0.0009121	0.0018470	88.376	38.354	0.000
COMBO 4	1	0.0046651	0.0045207	0.0012928	438.042	17.443	0.000
	2	0.0046651	0.0030987	0.0012928	300.251	17.443	0.000
	3	0.0046651	0.0016766	0.0012928	162.460	17.443	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.100	0	514.647	27.381	0.000	2
	2	0.000	0	366.951	27.381	0.000	2
	3	-1.100	0	219.256	27.381	0.000	2
	계			2201.707	164.284	0.000	6
COMBO 2	1	1.100	0	457.741	30.683	0.000	2
	2	0.000	0	300.251	30.683	0.000	2
	3	-1.100	0	142.761	30.683	0.000	2
	계			1801.507	184.100	0.000	6
COMBO 3	1	1.100	0	457.741	30.683	0.000	2
	2	0.000	0	300.251	30.683	0.000	2
	3	-1.100	0	142.761	30.683	0.000	2
	계			1801.507	184.100	0.000	6
COMBO 4	1	1.100	0	438.042	17.443	0.000	2
	2	0.000	0	300.251	17.443	0.000	2
	3	-1.100	0	162.460	17.443	0.000	2
	계			1801.507	104.660	0.000	6

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.100	0	533.731	0.000	0.000	2
	2	0.000	0	533.731	0.000	0.000	2
	3	-1.100	0	533.731	0.000	0.000	2
	계			3202.388	0.000	0.000	6
COMBO 2	1	1.100	0	572.176	38.354	0.000	2
	2	0.000	0	375.314	38.354	0.000	2
	3	-1.100	0	178.452	38.354	0.000	2
	계			2251.884	230.125	0.000	6
COMBO 3	1	1.100	0	482.101	38.354	0.000	2
	2	0.000	0	285.239	38.354	0.000	2
	3	-1.100	0	88.376	38.354	0.000	2
	계			1711.432	230.125	0.000	6
COMBO 4	1	1.100	0	438.042	17.443	0.000	2
	2	0.000	0	300.251	17.443	0.000	2
	3	-1.100	0	162.460	17.443	0.000	2
	계			1801.507	104.660	0.000	6

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB16

V = 514.647 kN　　H = 27.381 kN　　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

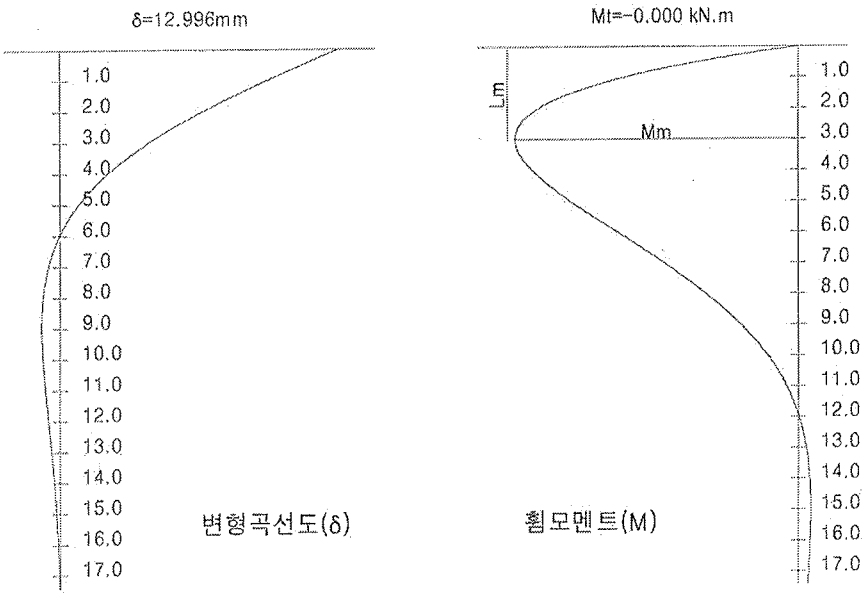
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-27.381	12.996	
1.160	-23.047	-13.184	9.135	
2.320	-32.401	-3.663	5.785	
3.480	-33.035	2.011	3.170	
4.640	-28.844	4.817	1.315	
5.400	-24.859	5.550	0.470	
5.800	-22.608	5.680	0.127	
6.960	-16.118	5.369	-0.536	
8.120	-10.380	4.463	-0.822	
9.280	-5.838	3.358	-0.865	
10.440	-2.570	2.297	-0.769	
11.600	-0.442	1.406	-0.612	
12.760	0.775	0.728	-0.442	
13.920	1.329	0.260	-0.290	
15.080	1.448	-0.029	-0.167	
16.240	1.314	-0.183	-0.077	
17.400	1.060	-0.241	-0.018	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.985 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -33.555 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 33.555 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 27.381 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB14

V = 457.741 kN　　H = 30.683 kN　　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

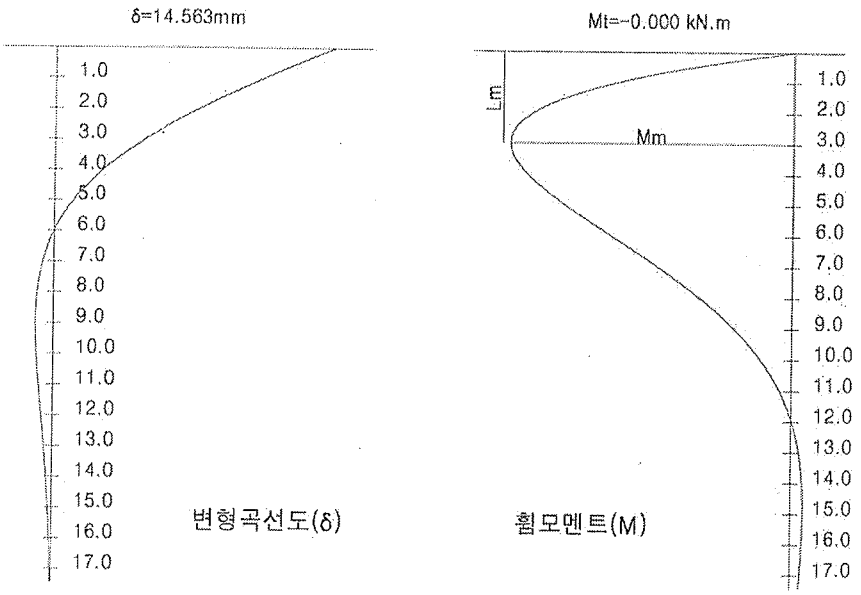
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-30.683	14.563	
1.160	-25.827	-14.775	10.237	
2.320	-36.310	-4.105	6.482	
3.480	-37.019	2.254	3.553	
4.640	-32.323	5.398	1.474	
5.400	-27.858	6.220	0.526	
5.800	-25.335	6.365	0.142	
6.960	-18.062	6.017	-0.600	
8.120	-11.632	5.001	-0.921	
9.280	-6.542	3.763	-0.969	
10.440	-2.880	2.574	-0.862	
11.600	-0.495	1.575	-0.686	
12.760	0.868	0.816	-0.496	
13.920	1.489	0.292	-0.324	
15.080	1.622	-0.033	-0.187	
16.240	1.472	-0.205	-0.087	
17.400	1.188	-0.270	-0.020	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.985 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -37.602 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 37.602 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 30.683 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 3 : SVB14

V = 457.741 kN　　H = 30.683 kN　　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

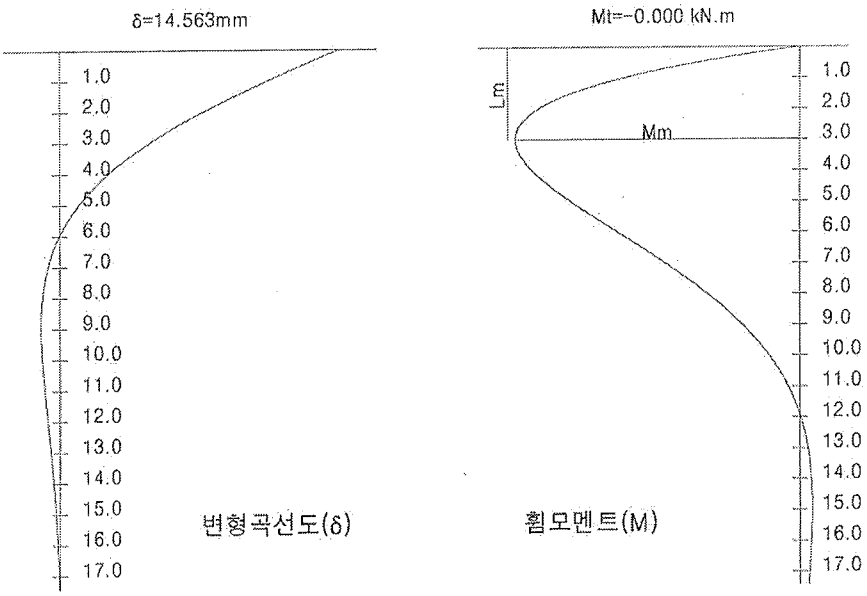
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-30.683	14.563	
1.160	-25.827	-14.775	10.237	
2.320	-36.310	-4.105	6.482	
3.480	-37.019	2.254	3.553	
4.640	-32.323	5.398	1.474	
5.400	-27.858	6.220	0.526	
5.800	-25.335	6.365	0.142	
6.960	-18.062	6.017	-0.600	
8.120	-11.632	5.001	-0.921	
9.280	-6.542	3.763	-0.969	
10.440	-2.880	2.574	-0.862	
11.600	-0.495	1.575	-0.686	
12.760	0.868	0.816	-0.496	
13.920	1.489	0.292	-0.324	
15.080	1.622	-0.033	-0.187	
16.240	1.472	-0.205	-0.087	
17.400	1.188	-0.270	-0.020	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.985 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -37.602 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 37.602 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 30.683 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SVB22

V = 438.042 kN　　H = 17.443 kN　　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

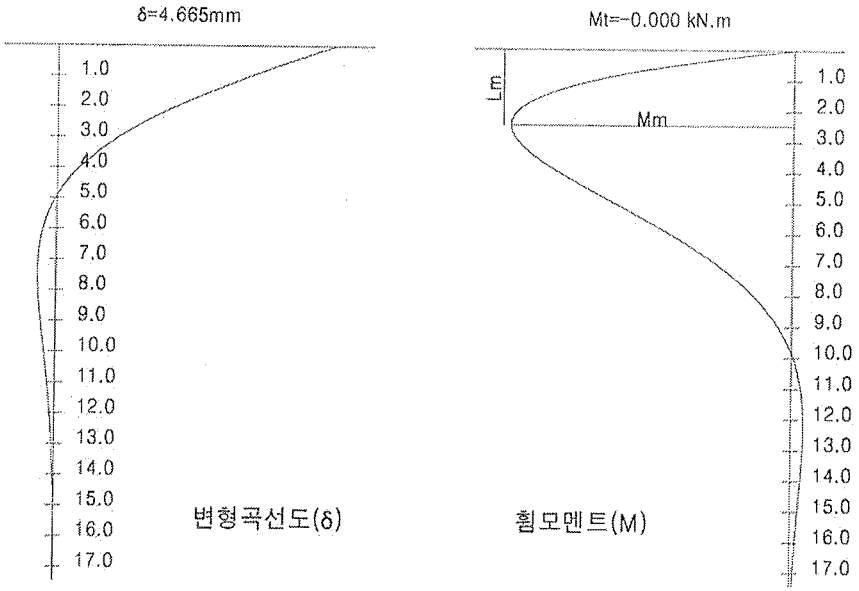
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-17.443	4.665	
1.160	-13.668	-6.888	3.006	
2.320	-17.617	-0.547	1.647	
3.480	-16.179	2.585	0.687	
4.640	-12.439	3.593	0.099	
5.400	-9.698	3.553	-0.124	
5.800	-8.306	3.396	-0.201	
6.960	-4.765	2.662	-0.306	
8.120	-2.174	1.809	-0.298	
9.280	-0.527	1.060	-0.239	
10.440	0.360	0.502	-0.165	
11.600	0.715	0.141	-0.099	
12.760	0.750	-0.058	-0.048	
13.920	0.625	-0.142	-0.015	
15.080	0.447	-0.155	0.003	
16.240	0.278	-0.133	0.012	
17.400	0.145	-0.097	0.013	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.466 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -17.656 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 17.656 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 17.443 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULB14

V = 572.176 kN　　H = 38.354 kN　　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

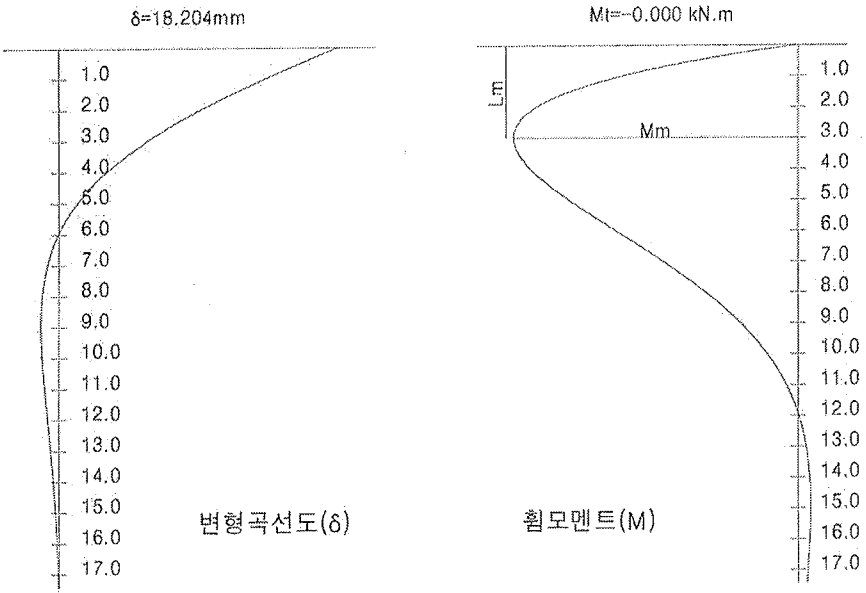
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-38.354	18.204	
1.160	-32.283	-18.468	12.797	
2.320	-45.387	-5.131	8.103	
3.480	-46.274	2.817	4.441	
4.640	-40.404	6.748	1.842	
5.400	-34.822	7.775	0.658	
5.800	-31.669	7.956	0.178	
6.960	-22.577	7.521	-0.751	
8.120	-14.540	6.252	-1.152	
9.280	-8.178	4.704	-1.212	
10.440	-3.600	3.218	-1.078	
11.600	-0.619	1.969	-0.857	
12.760	1.085	1.020	-0.620	
13.920	1.862	0.365	-0.406	
15.080	2.028	-0.041	-0.234	
16.240	1.840	-0.256	-0.108	
17.400	1.485	-0.338	-0.025	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.985 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -47.003 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 47.003 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 38.354 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB14

V = 482.101 kN　　H = 38.354 kN　　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

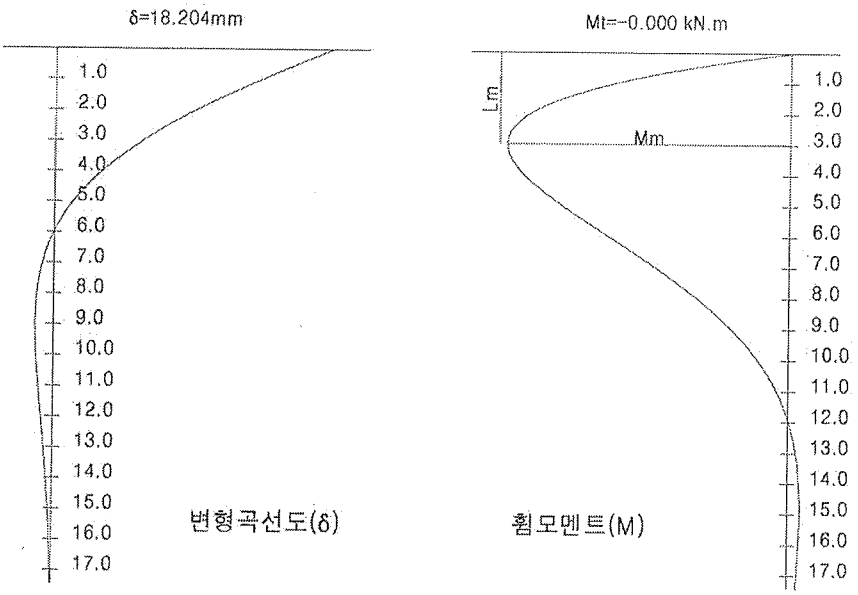
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-38.354	18.204	
1.160	-32.283	-18.468	12.797	
2.320	-45.387	-5.131	8.103	
3.480	-46.274	2.817	4.441	
4.640	-40.404	6.748	1.842	
5.400	-34.822	7.775	0.658	
5.800	-31.669	7.956	0.178	
6.960	-22.577	7.521	-0.751	
8.120	-14.540	6.252	-1.152	
9.280	-8.178	4.704	-1.212	
10.440	-3.600	3.218	-1.078	
11.600	-0.619	1.969	-0.857	
12.760	1.085	1.020	-0.620	
13.920	1.862	0.365	-0.406	
15.080	2.028	-0.041	-0.234	
16.240	1.840	-0.256	-0.108	
17.400	1.485	-0.338	-0.025	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.985 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -47.003 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 47.003 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 38.354 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 4 : ULB22

V = 438.042 kN　　H = 17.443 kN　　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

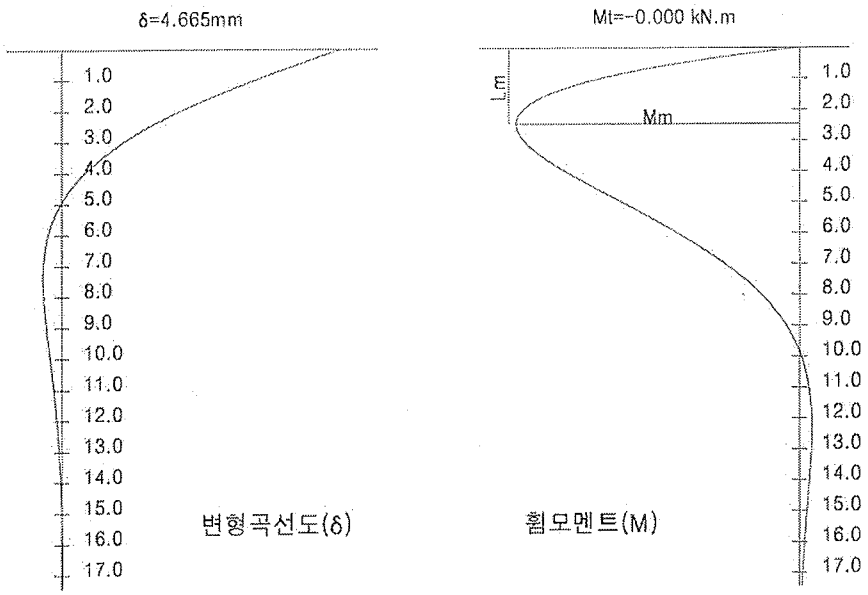
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-17.443	4.665	
1.160	-13.668	-6.888	3.006	
2.320	-17.617	-0.547	1.647	
3.480	-16.179	2.585	0.687	
4.640	-12.439	3.593	0.099	
5.400	-9.698	3.553	-0.124	
5.800	-8.306	3.396	-0.201	
6.960	-4.765	2.662	-0.306	
8.120	-2.174	1.809	-0.298	
9.280	-0.527	1.060	-0.239	
10.440	0.360	0.502	-0.165	
11.600	0.715	0.141	-0.099	
12.760	0.750	-0.058	-0.048	
13.920	0.625	-0.142	-0.015	
15.080	0.447	-0.155	0.003	
16.240	0.278	-0.133	0.012	
17.400	0.145	-0.097	0.013	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.466 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -17.656 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 17.656 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 17.443 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝, 군말뚝의 영향 고려(말뚝간격 3D

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 885.920 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Ra2 = 1328.870 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.400 = 1.257 m²

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L
1.257	6.000	사질토	1.394	6.000	10.508
1.257	8.000	사질토	2.400	8.000	24.127
1.257	20.000	사질토	1.700	20.000	42.726
1.257	20.000	사질토	0.800	20.000	20.106
1.257	50.000	사질토	10.100	50.000	634.602
1.257	50.000	사질토	1.006	50.000	63.230
계	-	-	-	-	787.365

사질토 : f = 1.0 x N (≤ 50.0)

점성토 : f = 5.0 x N (≤ 150.0)

N ≤ 2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 14.5634 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 4.6651 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 262.455 kN (평상시)

Pa2 = 393.682 kN (지진시)

- 말뚝의 극한 인발력 (Pu = UΣli · fi)

말뚝의 극한 인발력은 말뚝의 주면 마찰력과 같다. Pu = 787.365 kN

- 허용인발력 [Pa = 1/n · Pu + W] ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의

안전율 평상시 : n = 3

지진시 : n = 2

허용인발력 평상시 : Pa = 1 / 3 x 787.365 + 0.000 = 262.455 kN

지진시 : Pa = 1 / 2 x 787.365 + 0.000 = 393.682 kN

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	549.969	183.933	885.920	262.455	O.K
	HINGE	514.647	219.256	885.920	262.455	O.K
COMBO 2	FIX	498.632	101.871	885.920	262.455	O.K
	HINGE	457.741	142.761	885.920	262.455	O.K
COMBO 3	FIX	498.632	101.871	885.920	262.455	O.K
	HINGE	457.741	142.761	885.920	262.455	O.K
COMBO 4	FIX	441.969	158.533	1328.870	393.682	O.K
	HINGE	438.042	162.460	1328.870	393.682	O.K

② 강관말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

이음적용할 PHC PILE 본당 기준길이 : 15.00 m / 본

PHC PILE 길이 : 12.00 m

이음개소수 : 0 개소 (용접 이음)

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 17.40/0.400 = 43.500 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

강관말뚝과 결합구 일체형 PHC말뚝의 이음에 따른 허용응력의 감소율 2.50% 적용

따라서 허용응력의 총 감소율은 2.50% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

fca = 136.500 MPa fta = 136.500 MPa (평상시)

= 204.750 MPa 204.750 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M x y/Io

= V/0.012 ± M x 0.400/2 / 0.00028

구 분		Vmax(kN)	Vmin(kN)	M(kN.m)	fc(MPa)	fca(MPa)	ft(MPa)	fta(MPa)	비 고
COMBO1	FIX	549.969	183.933	25.903	64.14	136.500	3.64	136.500	O.K
	HINGE	514.647	219.256	33.555	66.79	136.500	6.28	136.500	O.K
COMBO2	FIX	498.632	101.871	29.987	62.88	136.500	13.37	136.500	O.K
	HINGE	457.741	142.761	37.602	65.03	136.500	15.53	136.500	O.K
COMBO3	FIX	498.632	101.871	29.987	62.88	136.500	13.37	136.500	O.K
	HINGE	457.741	142.761	37.602	65.03	136.500	15.53	136.500	O.K
COMBO4	FIX	441.969	158.533	15.850	47.94	204.750	1.56	204.750	O.K
	HINGE	438.042	162.460	17.656	48.93	204.750	0.58	204.750	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 78.000 MPa (평상시)

= 117.000 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (396.0^2 + 396.0 \times 376.0 + 376.0^2) / (3 \times (396.0^2 + 376.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	0.000	0.000	78.000	O.K
	HINGE	0.000	0.000	78.000	O.K
COMBO 2	FIX	38.354	6.321	78.000	O.K
	HINGE	38.354	6.321	78.000	O.K
COMBO 3	FIX	38.354	6.321	78.000	O.K
	HINGE	38.354	6.321	78.000	O.K
COMBO 4	FIX	17.443	2.875	117.000	O.K
	HINGE	17.443	2.875	117.000	O.K

③ PHC말뚝의 응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 19.500 MPa (평상시)

= 25.993 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -2.925 MPa (지진시)

f = V/Ap $\pm$ M x y/Io + fpe

= V/0.070 $\pm$ M x 0.400/2 / 0.00102 + 4.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc(MPa)	fca(MPa)	ft(MPa)	fta(MPa)	비 고
COMBO 1	FIX	549.969	17.736	15.275	19.50	3.150	0.00	O.K
	HINGE	514.647	24.859	16.164	19.50	2.261	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	498.632	19.612	14.912	19.50	1.618	0.00	O.K
	HINGE	457.741	27.858	15.941	19.50	0.589	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	498.632	19.612	14.912	19.50	1.618	0.00	O.K
	HINGE	457.741	27.858	15.941	19.50	0.589	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	441.969	9.265	12.087	25.99	4.443	-2.93	O.K
	HINGE	438.042	9.698	12.116	25.99	4.414	-2.93	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 1.170 MPa (평상시)

= 1.560 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

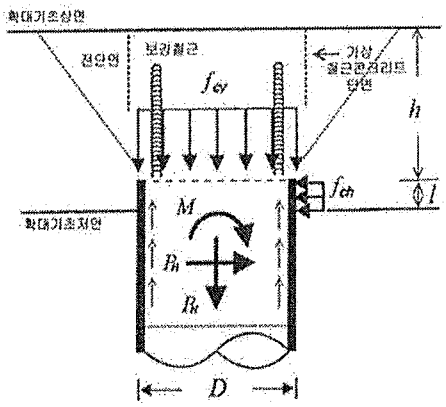
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (400.0^2 + 400.0 \times 270.0 + 270.0^2) / (3 \times (400.0^2 + 270.0^2))$

= 1.952 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	0.000	0.000	1.170	O.K
	HINGE	0.000	0.000	1.170	O.K
COMBO 2	FIX	3.064	0.085	1.170	O.K
	HINGE	7.775	0.216	1.170	O.K
COMBO 3	FIX	3.064	0.085	1.170	O.K
	HINGE	7.775	0.216	1.170	O.K
COMBO 4	FIX	3.228	0.089	1.560	O.K
	HINGE	3.553	0.099	1.560	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 549969.4 / (π/4 x 400 ²)
= 4.377 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 441969.0 / (π/4 x 400 ²)
= 3.517 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 549969.4 / {π x (400 + 900) x 900 }
= 0.150 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 441969.0 / {π x (400 + 900) x 900 }
= 0.120 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 30683.387 / (400 x 100)
= 0.767 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 17443.333 / (400 x 100)
= 0.436 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{Hmax}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

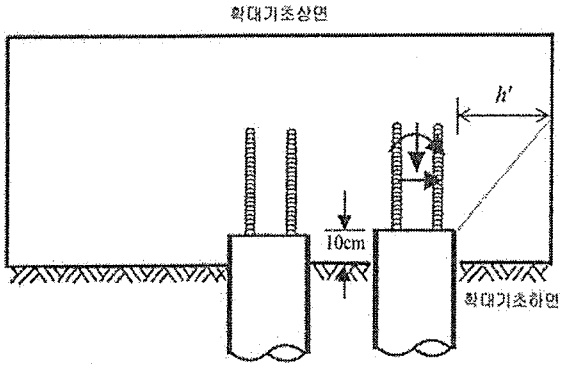
τh = 30683.387 / {350 x (200 + 400 + 700)}

= 0.067 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 17443.333 / {350 x (200 + 400 + 700)}

= 0.038 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 m

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 400/2 = 868.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (㎟)
A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도
ϕVn = 0.650 x (0.85 x 27.0 x 125663.7)
= 1874588.336 N ≥ PNmax = 623289.711 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)
bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도
ϕVn = 0.750 x (⅓ x √27.0 x 3927.0 x 850)
= 4336114.105 N ≥ PNmax = 623289.711 N ∴ O.K

교각2

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약
   * 말뚝 안정성검토 및 응력검토
   * 기둥의 단면 설계
   * 단면 설계
   * 사용성 검토

3. 설 계 조 건
   3.1 일반사항
   3.2 하중
   3.3 지반조건
   3.4 사용재료 강도
   3.5 설계방법
   3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구 조 해 석
   6.1 해석모델링
   6.2 절점좌표
   6.3 단면제원
   6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계
   7.1 하중별 부재력 집계
   7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
   7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

8. 두 부 보 설 계
   8.1 내민보의 설계 : 좌측
   8.2 내민보의 설계 : 우측
   8.3 교량받침 위치 검토

9. 기 둥 설 계
9.1 교축직각 방향
9.2 교축 방향
9.3 합성 부재력
9.4 기둥의 전단설계

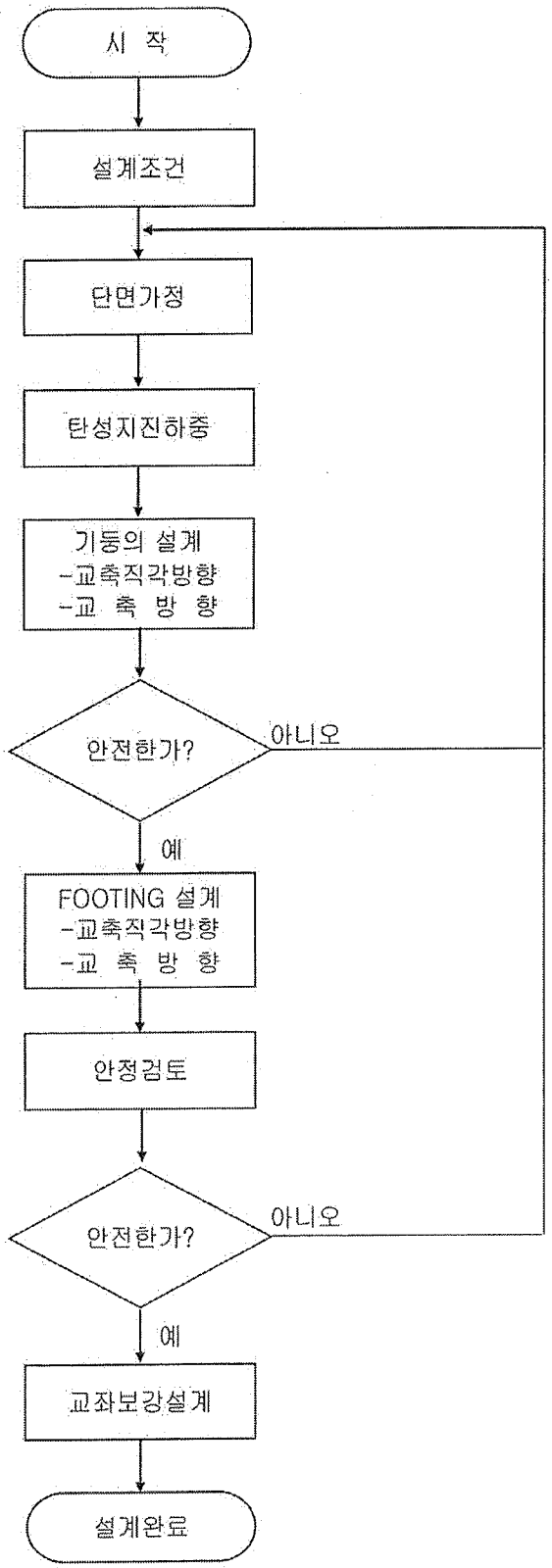
10. 기 초 설 계
10.1 교축직각 방향
10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토
12.1 받침 연단거리 검토
12.2 최소 받침지지 길이 검토
12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
12.4 교량받침 보강 철근 검토
12.5 교량받침 하면 보강
12.6 교량받침 콘크리트 보강
13. 말뚝 교축직각방향 검토

14. 말뚝 교축방향 검토

1. 설계흐름도


시 작
설계조건
단면가정
탄성지진하중
기둥의 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안전한가?
아니오
예
FOOTING 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안정검토
안전한가?
아니오
예
교좌보강설계
설계완료

2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	968.410	254.252	O.K
		허용인발력(kN/EA)	388.137	-	O.K
		휨 응력(MPa)	136.500	17.729	O.K
		전단응력(MPa)	78.000	0.577	O.K
		수평변위(mm)	15.000	1.183	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1452.620	591.382	O.K
		허용인발력(kN/EA)	582.205	-191.045	O.K
		휨 응력(MPa)	204.750	64.804	O.K
		전단응력(MPa)	117.000	5.596	O.K
		수평변위(mm)	15.000	7.596	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	968.410	381.931	O.K
		허용인발력(kN/EA)	388.137	-	O.K
		휨 응력(MPa)	136.500	36.351	O.K
		전단응력(MPa)	78.000	2.479	O.K
		수평변위(mm)	15.000	5.191	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1452.620	404.865	O.K
		허용인발력(kN/EA)	582.205	-4.528	O.K
		휨 응력(MPa)	204.750	40.125	O.K
		전단응력(MPa)	117.000	2.903	O.K
		수평변위(mm)	15.000	3.956	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.012	2848.476	45034.176	15.810	O.K
	모멘트최대	0.012	1988.046	45034.176	22.652	O.K
	탄성설계	0.012	1529.267	5420.231	3.544	O.K
	편심최대	0.012	1376.340	44354.007	32.226	O.K
교축직각방향	축력최대	0.012	2848.476	45034.176	15.810	O.K
	모멘트최대	0.012	1988.046	26415.883	13.287	O.K
	탄성설계	0.012	1529.267	24158.230	15.797	O.K
	편심최대	0.012	1376.340	20934.619	15.210	O.K
합성부재력	축력최대	0.012	2848.476	45034.176	15.810	O.K
	모멘트최대	0.012	1988.046	23757.192	11.950	O.K
	편심최대	0.012	1376.340	18417.957	13.382	O.K

▣ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm²)	Use.As (mm²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두부보	좌측내민보	2000.0	100.0	7695.000	8351.200	-	-	3.669	O.K
	우측내민보	2000.0	100.0	7695.000	8351.200	-	-	3.314	O.K
	좌측내민보수평	1500.0	100.0	274.208	1942.500	130.411	919.040	7.047	O.K
	우측내민보수평	1500.0	100.0	274.287	1942.500	130.449	919.040	7.045	O.K
	교량받침1	1687.5	100.0	26.997	8351.200	14.570	4369.797	299.914	O.K
	교량받침2	1687.5	100.0	26.997	8351.200	14.570	4369.797	299.914	O.K
기초	교축방향	1000.0	150.0	2573.019	7093.800	920.215	2492.038	2.708	O.K
	교직-지점부	1000.0	150.0	39.837	6587.100	14.389	2318.717	161.147	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	17.974	180.000	115.385	3504.990	O.K
	우측내민보	23.797	180.000	115.385	2647.353	O.K
	좌측내민보수평	49.502	180.000	222.222	1272.670	O.K
	우측내민보수평	49.517	180.000	222.222	1272.300	O.K
	교량받침1	4.238	180.000	115.385	14864.993	O.K
	교량받침2	6.049	180.000	115.385	10415.533	O.K
기초	교축방향	65.040	300.000	235.714	867.047	O.K
	교직-지점부	2.092	300.000	253.846	30109.694	O.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1)구 조 형 식 : T형 교각
2)상 부 형 식 : 강관 아치교
3)교 량 등 급 : 1 등교
4)기 초 형 식 : 말뚝기초

3.2 하 중

1)철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25 kN/m³ [도로교 설계기준 P6]
2)기초지반의 단위중량 : γs2 = 20 kN/m³ 교설계요령 제2권 P366]
3)교량받침 마찰계수 : fs = 0.15

3.3 지 반 조 건

1)기초지반의 N치 : N = 6
2)기초지반의 내부마찰각 : φ2 = 24.49 ° ; 15 + √15N
3)기초지반의 점착력 : C = 0 kN/m²
4)기초지반의 마찰계수 : μ = 0.293 ; TAN(⅔ · Φ2) : 흙과 콘크리트
5)지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도 계수 x 지진구역계수
- 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 P478]
- 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.11

3.4 사 용 재 료 강 도

1)콘크리트 설계기준 강도 : fck = 두부보: 27 MPa
기둥: 27 MPa
기초: 27 MPa
- 탄성계수 : Ec = 두부보: 28693 MPa
기둥: 28693 MPa
기초: 28693 MPa
크리트 설계기준 3.4.3]
2)철근의 항복 강도(SD400) : fy = 두부보: 400 MPa
기둥: 500 MPa
기초: 500 MPa
- 탄성계수 : Es = 2E+05 MPa [도로교 설계기준 P40]

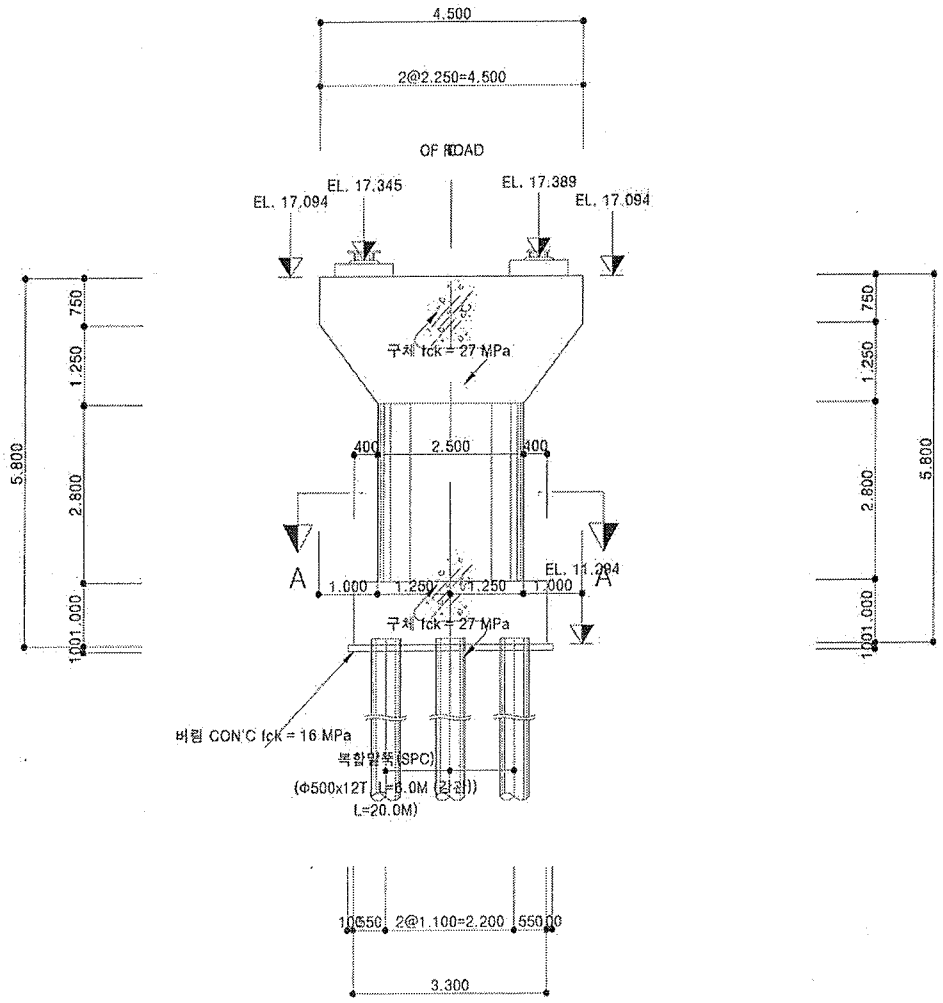
3.5 설 계 방 법

1)안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
2)단 면 설 계 : 극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1)도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
2)콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
3)도로설계 편람 : 국토해양부 (2000)
4)도로 설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정


4,500
2@2,250=4,500
OF ROAD
EL. 17,345
EL. 17,389
EL. 17,094
EL. 17,094
구체 fck = 27 MPa
400
2,500
400
A
A
1,000
1,250
1,250
1,000
EL. 14,294
구체 fck = 27 MPa
버림 CON'C fck = 16 MPa
복합말뚝 (SPC)
(Φ500x12T, L=5.0M (강관))
L=20.0M)
750
1,250
2,800
1,000
5,800
550
2@1,100=2,200
550
3,300

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	470.020	180.290	180.290	22.740
2	493.110	219.910	22.740	219.910
계	963.130	400.200	203.030	242.650

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 4.500 / 1.700 = 2.647 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (4.500 / 1.700)] x 1.700 = 5.9 kN/m < 6.0 이므로

= 6 kN/m

P1 = 6.000 x (51.300 + 0.950) / 2 x sin90.0

= 156.8 kN

작용위치 h = 1.700/2 + 0.400 + 0.375 = 1.625 m

작용모멘 My = Ph x h = 156.750 x 1.625 = 254.7 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 2.000 x 1.500 = 9 kN

W'column = 1.500 x 1.100 = 1.65 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 23.252 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 3.000 x 1.400 + 1.500 x 1.100 = 5.85 kN/m

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의 풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

Ph = 1.500 x (51.300 + 0.950)/2 x sin90.0 = 39.19 kN

작용위치 h = 3.585 + 1.500 + 0.375 = 5.46 m

작용모멘 My = Ph x h = 39.188 x 5.460 = 214 kN.m

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 ΔT = 10℃ 적용

2) 교축방향 (G-LO)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

: 일반적으로 고정단에서도 교량받침의 마찰력보다는 지진시의 상부구조에 의 수평력이 크기 때문에 지진시의 수평력을 고려한다.

5.5 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m	전단력	모멘트	변위(m
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	343.780	0.000	0.00393	163.320	0.000	0.00057
	하중경우 2	기둥 1	343.780	0.000	0.00393	163.320	0.000	0.00057
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	384.670	2197.340	0.00000	199.560	1116.800	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	384.670	2197.340	0.00000	199.560	1116.800	0.00000

5.6 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
SVB01	1.00	1.00									
SVB02	1.00		1.00								
SVB03	1.00			1.00							
SVB04	1.00				1.00						
SVB05	1.00	1.00			0.50						
SVB06	1.00		1.00		0.50						
SVB07	1.00			1.00	0.50						
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00			
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00			
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00			
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00			
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00			
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00			
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00			
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00			
SVB16	1.00	1.00			0.50		1.00	1.00			
SVB17	1.00	1.00			0.50		-1.00	1.00			
SVB18	1.00		1.00		0.50		1.00	1.00			
SVB19	1.00		1.00		0.50		-1.00	1.00			
SVB20	1.00			1.00	0.50		1.00	1.00			
SVB21	1.00			1.00	0.50		-1.00	1.00			
SVB22	1.00								1.00		

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하,크리프,건조수축(GS),제작 또는 시공시 치수착오,습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단

Q = 부력 또는 양압력,수압,파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SV0 는 교직방향을 나타냄
SVB 와 SV0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.7 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
ULB01	1.30	2.15									
ULB02	1.30		2.15								
ULB03	1.30			2.15							
ULB04	1.30				1.30						
ULB05	1.30	1.30			0.65						
ULB06	1.30		1.30		0.65						
ULB07	1.30			1.30	0.65						
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30			
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30			
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30			
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30			
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30			
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30			
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30			
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30			
ULB16	1.25	1.25			0.63		1.25	1.30			
ULB17	1.25	1.25			0.63		-1.25	1.30			
ULB18	1.25		1.25		0.63		1.25	1.30			
ULB19	1.25		1.25		0.63		-1.25	1.30			
ULB20	1.25			1.25	0.63		1.25	1.30			
ULB21	1.25			1.25	0.63		-1.25	1.30			
ULB22	1.00								1.00		
ULB23	1.30	1.30									
ULB24	1.30		1.30								
ULB25	1.30			1.30							
ULB26	1.20				1.20						

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

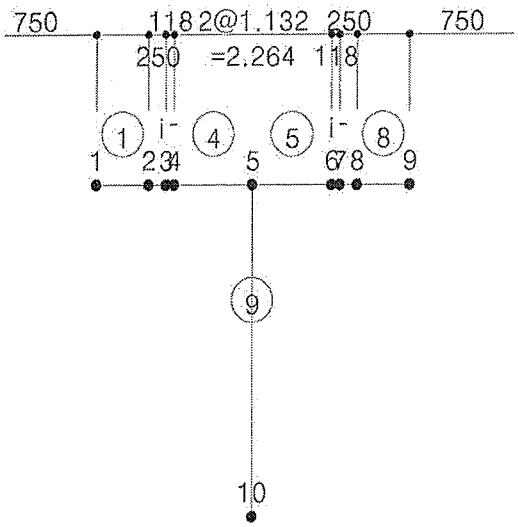
5.8 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
UEB01	1.00	2.15									
UEB02	1.00		2.15								
UEB03	1.00			2.15							
UEB04	1.00				1.30						
UEB05	1.00	1.30			0.65						
UEB06	1.00		1.30		0.65						
UEB07	1.00			1.30	0.65						
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30			
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30			
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30			
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30			
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30			
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30			
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30			
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30			
UEB16	0.95	1.25			0.63		1.25	1.30			
UEB17	0.95	1.25			0.63		-1.25	1.30			
UEB18	0.95		1.25		0.63		1.25	1.30			
UEB19	0.95		1.25		0.63		-1.25	1.30			
UEB20	0.95			1.25	0.63		1.25	1.30			
UEB21	0.95			1.25	0.63		-1.25	1.30			
UEB22	1.00								1.00		
UEB23	1.00	1.30									
UEB24	1.00		1.30								
UEB25	1.00			1.30							
UEB26	0.90				1.20						

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	4.425	6	3.382	4.425
2	0.750	4.425	7	3.500	4.425
3	1.000	4.425	8	3.750	4.425
4	1.118	4.425	9	4.500	4.425
5	2.250	4.425	10	2.250	0.000

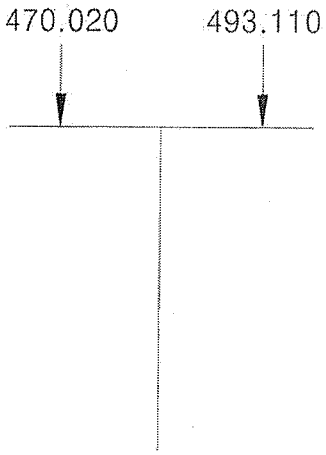
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	1.500	0.750	1.125	0.210938	0.052734	1, 9
②	1.500	1.688	2.532	0.474750	0.601212	2, 8
③	1.500	2.000	3.000	0.562500	1.000000	3~7
④	2.500	1.100	2.490	0.227193	1.099663	기둥상단
⑤	2.500	1.100	2.490	0.227193	1.099663	기둥하단

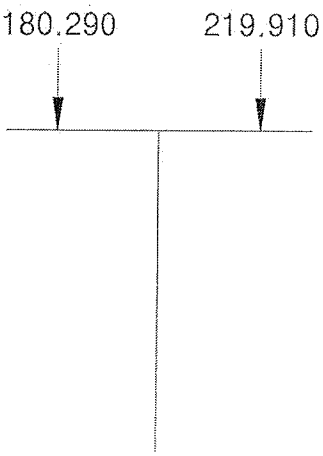
6.4 하중재하도

1) 연직하중

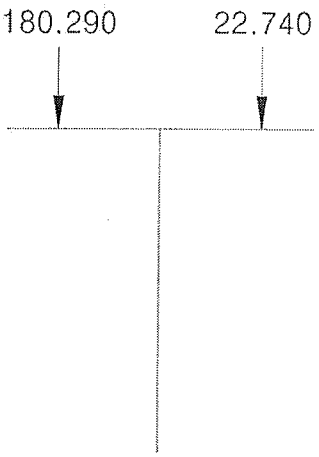
① 고정하중 (D)



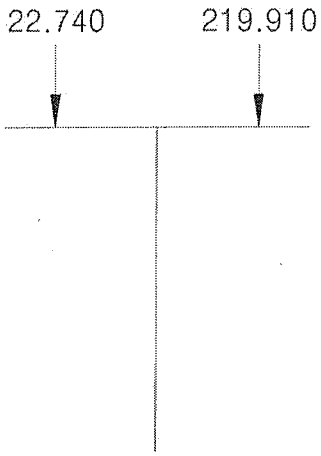
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



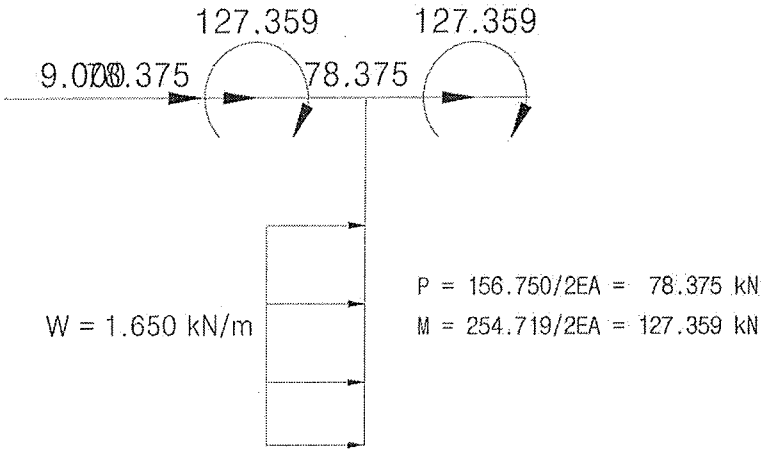
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



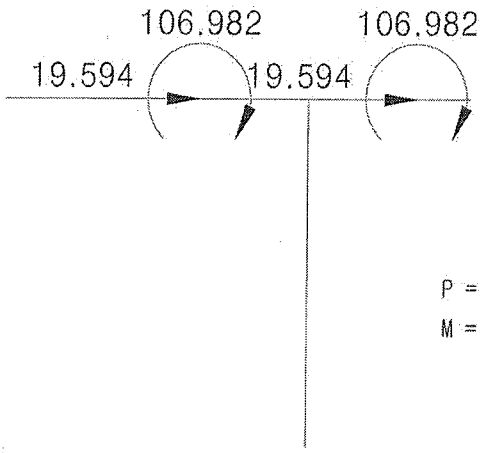
2) 수평하중

① 교축직각 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)

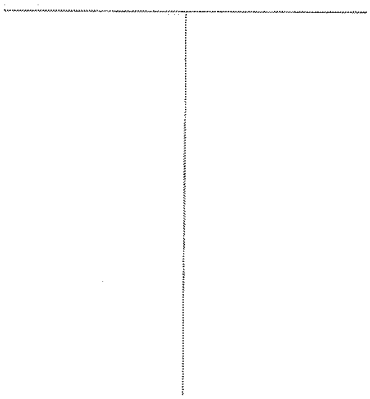


㉰ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



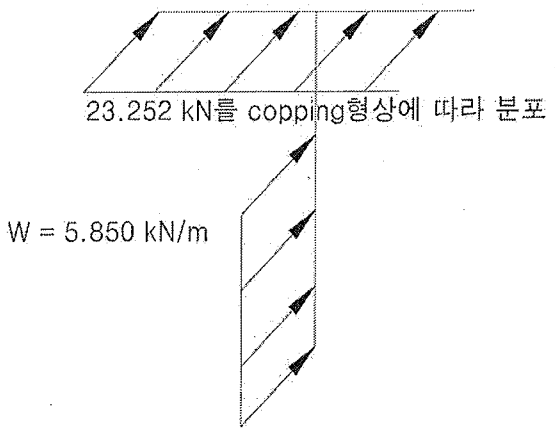
P = 39.188/2EA = 19.594 kN
M = 213.964/2EA = 106.982 kN

㉱ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃



② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-1354.943	34.635	0.000	-1529.267	34.635	0.000	
L1	-400.200	59.430	0.000	-400.200	59.430	0.000	
L2	-203.030	-236.325	0.000	-203.030	-236.325	0.000	
L3	-242.650	295.755	0.000	-242.650	295.755	0.000	
W-TR	0.000	524.062	-165.750	0.000	994.630	-170.370	
WL	0.000	277.644	-39.188	0.000	387.369	-39.188	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	163.320	0.000	1116.800	199.560	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-1354.943	0.000	0.000	-1529.267	0.000	0.000	
L1	-400.200	0.000	0.000	-400.200	0.000	0.000	
L2	-203.030	0.000	0.000	-203.030	0.000	0.000	
L3	-242.650	0.000	0.000	-242.650	0.000	0.000	
W-LO	0.000	-37.784	23.252	0.000	-125.822	39.632	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	343.780	0.000	2197.340	384.670	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-201.454	530.442	-209.951	-553.532	
L1	-66.347	180.290	-80.927	-219.910	
L2	-66.347	180.290	-8.368	-22.740	
L3	-8.368	22.740	-80.927	-219.910	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	127.359	0.000	-127.359	0.000	
WL	106.982	0.000	-106.982	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-11.208	504.304	-11.208	-527.394
L1	0.000	180.290	0.000	-219.910
L2	0.000	180.290	0.000	-22.740
L3	0.000	22.740	0.000	-219.910
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	127.359	0.000	-127.359	0.000
WL	106.982	0.000	-106.982	0.000
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1)교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-1755.143	94.065	0.000	-1929.467	94.065	0.000	
SV002	-1557.973	-201.690	0.000	-1732.297	-201.690	0.000	
SV003	-1597.593	330.390	0.000	-1771.917	330.390	0.000	
SV004	-1354.943	558.697	-165.750	-1529.267	1029.265	-170.370	
SV005	-1755.143	356.096	-82.875	-1929.467	591.380	-85.185	
SV006	-1557.973	60.341	-82.875	-1732.297	295.625	-85.185	
SV007	-1597.593	592.421	-82.875	-1771.917	827.705	-85.185	
SV008	-1755.143	94.065	0.000	-1929.467	94.065	0.000	
SV009	-1755.143	94.065	0.000	-1929.467	94.065	0.000	
SV010	-1557.973	-201.690	0.000	-1732.297	-201.690	0.000	
SV011	-1557.973	-201.690	0.000	-1732.297	-201.690	0.000	
SV012	-1597.593	330.390	0.000	-1771.917	330.390	0.000	
SV013	-1597.593	330.390	0.000	-1771.917	330.390	0.000	
SV014	-1354.943	558.697	-165.750	-1529.267	1029.265	-170.370	
SV015	-1354.943	558.697	-165.750	-1529.267	1029.265	-170.370	
SV016	-1755.143	356.096	-82.875	-1929.467	591.380	-85.185	
SV017	-1755.143	356.096	-82.875	-1929.467	591.380	-85.185	
SV018	-1557.973	60.341	-82.875	-1732.297	295.625	-85.185	
SV019	-1557.973	60.341	-82.875	-1732.297	295.625	-85.185	
SV020	-1597.593	592.421	-82.875	-1771.917	827.705	-85.185	
SV021	-1597.593	592.421	-82.875	-1771.917	827.705	-85.185	
SV022	-1354.943	34.635	163.320	-1529.267	1151.435	199.560	

2) 교축방향 (교축방향

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-1755.143	0.000	0.000	-1929.467	0.000	0.000	
SVB02	-1557.973	0.000	0.000	-1732.297	0.000	0.000	
SVB03	-1597.593	0.000	0.000	-1771.917	0.000	0.000	
SVB04	-1354.943	-37.784	23.252	-1529.267	-125.822	39.632	
SVB05	-1755.143	-18.892	11.626	-1929.467	-62.911	19.816	
SVB06	-1557.973	-18.892	11.626	-1732.297	-62.911	19.816	
SVB07	-1597.593	-18.892	11.626	-1771.917	-62.911	19.816	
SVB08	-1755.143	0.000	0.000	-1929.467	0.000	0.000	
SVB09	-1755.143	0.000	0.000	-1929.467	0.000	0.000	
SVB10	-1557.973	0.000	0.000	-1732.297	0.000	0.000	
SVB11	-1557.973	0.000	0.000	-1732.297	0.000	0.000	
SVB12	-1597.593	0.000	0.000	-1771.917	0.000	0.000	
SVB13	-1597.593	0.000	0.000	-1771.917	0.000	0.000	
SVB14	-1354.943	-37.784	23.252	-1529.267	-125.822	39.632	
SVB15	-1354.943	-37.784	23.252	-1529.267	-125.822	39.632	
SVB16	-1755.143	-18.892	11.626	-1929.467	-62.911	19.816	
SVB17	-1755.143	-18.892	11.626	-1929.467	-62.911	19.816	
SVB18	-1557.973	-18.892	11.626	-1732.297	-62.911	19.816	
SVB19	-1557.973	-18.892	11.626	-1732.297	-62.911	19.816	
SVB20	-1597.593	-18.892	11.626	-1771.917	-62.911	19.816	
SVB21	-1597.593	-18.892	11.626	-1771.917	-62.911	19.816	
SVB22	-1354.943	0.000	343.780	-1529.267	2197.340	384.670	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-267.801	710.732	-290.878	-773.442	
SV002	-267.801	710.732	-218.319	-576.272	
SV003	-209.822	553.182	-290.878	-773.442	
SV004	-74.095	530.442	-337.310	-553.532	
SV005	-204.121	710.732	-354.557	-773.442	
SV006	-204.121	710.732	-281.999	-576.272	
SV007	-146.143	553.182	-354.557	-773.442	
SV008	-267.801	710.732	-290.878	-773.442	
SV009	-267.801	710.732	-290.878	-773.442	
SV010	-267.801	710.732	-218.319	-576.272	
SV011	-267.801	710.732	-218.319	-576.272	
SV012	-209.822	553.182	-290.878	-773.442	
SV013	-209.822	553.182	-290.878	-773.442	
SV014	-74.095	530.442	-337.310	-553.532	
SV015	-74.095	530.442	-337.310	-553.532	
SV016	-204.121	710.732	-354.557	-773.442	
SV017	-204.121	710.732	-354.557	-773.442	
SV018	-204.121	710.732	-281.999	-576.272	
SV019	-204.121	710.732	-281.999	-576.272	
SV020	-146.143	553.182	-354.557	-773.442	
SV021	-146.143	553.182	-354.557	-773.442	
SV022	-201.454	530.442	-209.951	-553.532	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-11.208	684.594	-11.208	-747.304
SV002	-11.208	684.594	-11.208	-550.134
SV003	-11.208	527.044	-11.208	-747.304
SV004	116.151	504.304	-138.567	-527.394
SV005	52.472	684.594	-74.887	-747.304
SV006	52.472	684.594	-74.887	-550.134
SV007	52.472	527.044	-74.887	-747.304
SV008	-11.208	684.594	-11.208	-747.304
SV009	-11.208	684.594	-11.208	-747.304
SV010	-11.208	684.594	-11.208	-550.134
SV011	-11.208	684.594	-11.208	-550.134
SV012	-11.208	527.044	-11.208	-747.304
SV013	-11.208	527.044	-11.208	-747.304
SV014	116.151	504.304	-138.567	-527.394
SV015	116.151	504.304	-138.567	-527.394
SV016	52.472	684.594	-74.887	-747.304
SV017	52.472	684.594	-74.887	-747.304
SV018	52.472	684.594	-74.887	-550.134
SV019	52.472	684.594	-74.887	-550.134
SV020	52.472	527.044	-74.887	-747.304
SV021	52.472	527.044	-74.887	-747.304
SV022	-11.208	504.304	-11.208	-527.394

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-2621.856	172.800	0.000	-2848.476	172.800	0.000	
UL002	-2197.941	-463.073	0.000	-2424.561	-463.073	0.000	
UL003	-2283.124	680.899	0.000	-2509.744	680.899	0.000	
UL004	-1761.426	726.306	-215.475	-1988.046	1338.045	-221.481	
UL005	-2281.686	462.925	-107.738	-2508.306	768.794	-110.741	
UL006	-2025.365	78.443	-107.738	-2251.985	384.313	-110.741	
UL007	-2076.871	770.147	-107.738	-2303.491	1076.017	-110.741	
UL008	-2281.686	122.284	0.000	-2508.306	122.284	0.000	
UL009	-2281.686	122.284	0.000	-2508.306	122.284	0.000	
UL010	-2025.365	-262.197	0.000	-2251.985	-262.197	0.000	
UL011	-2025.365	-262.197	0.000	-2251.985	-262.197	0.000	
UL012	-2076.871	429.507	0.000	-2303.491	429.507	0.000	
UL013	-2076.871	429.507	0.000	-2303.491	429.507	0.000	
UL014	-1693.679	698.371	-207.188	-1911.583	1286.582	-212.963	
UL015	-1693.679	698.371	-207.188	-1911.583	1286.582	-212.963	
UL016	-2193.929	445.120	-103.594	-2411.833	739.225	-106.481	
UL017	-2193.929	445.120	-103.594	-2411.833	739.225	-106.481	
UL018	-1947.467	75.426	-103.594	-2165.371	369.531	-106.481	
UL019	-1947.467	75.426	-103.594	-2165.371	369.531	-106.481	
UL020	-1996.992	740.526	-103.594	-2214.896	1034.631	-106.481	
UL021	-1996.992	740.526	-103.594	-2214.896	1034.631	-106.481	
UL022	-1354.943	34.635	163.320	-1529.267	1151.435	199.560	
UL023	-2281.686	122.284	0.000	-2508.306	122.284	0.000	
UL024	-2025.365	-262.197	0.000	-2251.985	-262.197	0.000	
UL025	-2076.871	429.507	0.000	-2303.491	429.507	0.000	
UL026	-1625.932	670.436	-198.900	-1835.120	1235.118	-204.444	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-2215.373	162.410	0.000	-2389.697	162.410	0.000	
UE002	-1791.458	-473.464	0.000	-1965.781	-473.464	0.000	
UE003	-1876.641	670.508	0.000	-2050.964	670.508	0.000	
UE004	-1354.943	715.915	-215.475	-1529.267	1327.655	-221.481	
UE005	-1875.203	452.534	-107.738	-2049.527	758.404	-110.741	
UE006	-1618.882	68.053	-107.738	-1793.206	373.922	-110.741	
UE007	-1670.388	759.757	-107.738	-1844.712	1065.626	-110.741	
UE008	-1875.203	111.894	0.000	-2049.527	111.894	0.000	
UE009	-1875.203	111.894	0.000	-2049.527	111.894	0.000	
UE010	-1618.882	-272.587	0.000	-1793.206	-272.587	0.000	
UE011	-1618.882	-272.587	0.000	-1793.206	-272.587	0.000	
UE012	-1670.388	419.116	0.000	-1844.712	419.116	0.000	
UE013	-1670.388	419.116	0.000	-1844.712	419.116	0.000	
UE014	-1287.196	687.980	-207.188	-1452.803	1276.191	-212.963	
UE015	-1287.196	687.980	-207.188	-1452.803	1276.191	-212.963	
UE016	-1787.446	434.729	-103.594	-1953.053	728.835	-106.481	
UE017	-1787.446	434.729	-103.594	-1953.053	728.835	-106.481	
UE018	-1540.984	65.036	-103.594	-1706.591	359.141	-106.481	
UE019	-1540.984	65.036	-103.594	-1706.591	359.141	-106.481	
UE020	-1590.509	730.136	-103.594	-1756.116	1024.241	-106.481	
UE021	-1590.509	730.136	-103.594	-1756.116	1024.241	-106.481	
UE022	-1354.943	34.635	163.320	-1529.267	406.902	199.560	
UE023	-1875.203	111.894	0.000	-2049.527	111.894	0.000	
UE024	-1618.882	-272.587	0.000	-1793.206	-272.587	0.000	
UE025	-1670.388	419.116	0.000	-1844.712	419.116	0.000	
UE026	-1219.449	660.046	-198.900	-1376.340	1224.728	-204.444	

3) 교축방향 (교축방향

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-2621.856	0.000	0.000	-2848.476	0.000	0.000	
ULB02	-2197.941	0.000	0.000	-2424.561	0.000	0.000	
ULB03	-2283.124	0.000	0.000	-2509.744	0.000	0.000	
ULB04	-1761.426	-49.119	30.228	-1988.046	-163.569	51.522	
ULB05	-2281.686	-24.559	15.114	-2508.306	-81.784	25.761	
ULB06	-2025.365	-24.559	15.114	-2251.985	-81.784	25.761	
ULB07	-2076.871	-24.559	15.114	-2303.491	-81.784	25.761	
ULB08	-2281.686	0.000	0.000	-2508.306	0.000	0.000	
ULB09	-2281.686	0.000	0.000	-2508.306	0.000	0.000	
ULB10	-2025.365	0.000	0.000	-2251.985	0.000	0.000	
ULB11	-2025.365	0.000	0.000	-2251.985	0.000	0.000	
ULB12	-2076.871	0.000	0.000	-2303.491	0.000	0.000	
ULB13	-2076.871	0.000	0.000	-2303.491	0.000	0.000	
ULB14	-1693.679	-47.230	29.065	-1911.583	-157.278	49.540	
ULB15	-1693.679	-47.230	29.065	-1911.583	-157.278	49.540	
ULB16	-2193.929	-23.615	14.533	-2411.833	-78.639	24.770	
ULB17	-2193.929	-23.615	14.533	-2411.833	-78.639	24.770	
ULB18	-1947.467	-23.615	14.533	-2165.371	-78.639	24.770	
ULB19	-1947.467	-23.615	14.533	-2165.371	-78.639	24.770	
ULB20	-1996.992	-23.615	14.533	-2214.896	-78.639	24.770	
ULB21	-1996.992	-23.615	14.533	-2214.896	-78.639	24.770	
ULB22	-1354.943	0.000	343.780	-1529.267	2197.340	384.670	
ULB23	-2281.686	0.000	0.000	-2508.306	0.000	0.000	
ULB24	-2025.365	0.000	0.000	-2251.985	0.000	0.000	
ULB25	-2076.871	0.000	0.000	-2303.491	0.000	0.000	
ULB26	-1625.932	-45.340	27.903	-1835.120	-150.987	47.559	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-2215.373	0.000	0.000	-2389.697	0.000	0.000	
UEB02	-1791.458	0.000	0.000	-1965.781	0.000	0.000	
UEB03	-1876.641	0.000	0.000	-2050.964	0.000	0.000	
UEB04	-1354.943	-49.119	30.228	-1529.267	-163.569	51.522	
UEB05	-1875.203	-24.559	15.114	-2049.527	-81.784	25.761	
UEB06	-1618.882	-24.559	15.114	-1793.206	-81.784	25.761	
UEB07	-1670.388	-24.559	15.114	-1844.712	-81.784	25.761	
UEB08	-1875.203	0.000	0.000	-2049.527	0.000	0.000	
UEB09	-1875.203	0.000	0.000	-2049.527	0.000	0.000	
UEB10	-1618.882	0.000	0.000	-1793.206	0.000	0.000	
UEB11	-1618.882	0.000	0.000	-1793.206	0.000	0.000	
UEB12	-1670.388	0.000	0.000	-1844.712	0.000	0.000	
UEB13	-1670.388	0.000	0.000	-1844.712	0.000	0.000	
UEB14	-1287.196	-47.230	29.065	-1452.803	-157.278	49.540	
UEB15	-1287.196	-47.230	29.065	-1452.803	-157.278	49.540	
UEB16	-1787.446	-23.615	14.533	-1953.053	-78.639	24.770	
UEB17	-1787.446	-23.615	14.533	-1953.053	-78.639	24.770	
UEB18	-1540.984	-23.615	14.533	-1706.591	-78.639	24.770	
UEB19	-1540.984	-23.615	14.533	-1706.591	-78.639	24.770	
UEB20	-1590.509	-23.615	14.533	-1756.116	-78.639	24.770	
UEB21	-1590.509	-23.615	14.533	-1756.116	-78.639	24.770	
UEB22	-1354.943	0.000	343.780	-1529.267	732.447	384.670	
UEB23	-1875.203	0.000	0.000	-2049.527	0.000	0.000	
UEB24	-1618.882	0.000	0.000	-1793.206	0.000	0.000	
UEB25	-1670.388	0.000	0.000	-1844.712	0.000	0.000	
UEB26	-1219.449	-45.340	27.903	-1376.340	-150.987	47.559	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-404.536	1077.198	-446.929	-1192.398	
UL002	-404.536	1077.198	-290.928	-768.482	
UL003	-279.882	738.465	-446.929	-1192.398	
UL004	-96.323	689.574	-438.503	-719.591	
UL005	-265.357	923.951	-460.925	-1005.474	
UL006	-265.357	923.951	-366.598	-749.153	
UL007	-189.986	719.136	-460.925	-1005.474	
UL008	-348.141	923.951	-378.141	-1005.474	
UL009	-348.141	923.951	-378.141	-1005.474	
UL010	-348.141	923.951	-283.815	-749.153	
UL011	-348.141	923.951	-283.815	-749.153	
UL012	-272.769	719.136	-378.141	-1005.474	
UL013	-272.769	719.136	-378.141	-1005.474	
UL014	-92.619	663.052	-421.638	-691.915	
UL015	-92.619	663.052	-421.638	-691.915	
UL016	-255.151	888.415	-443.197	-966.802	
UL017	-255.151	888.415	-443.197	-966.802	
UL018	-255.151	888.415	-352.499	-720.340	
UL019	-255.151	888.415	-352.499	-720.340	
UL020	-182.678	691.477	-443.197	-966.802	
UL021	-182.678	691.477	-443.197	-966.802	
UL022	-201.454	530.442	-209.951	-553.532	
UL023	-348.141	923.951	-378.141	-1005.474	
UL024	-348.141	923.951	-283.815	-749.153	
UL025	-272.769	719.136	-378.141	-1005.474	
UL026	-88.914	636.530	-404.772	-664.238	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-14.570	1043.219	-14.570	-1158.419
UL002	-14.570	1043.219	-14.570	-734.504
UL003	-14.570	704.487	-14.570	-1158.419
UL004	150.997	655.596	-180.137	-685.613
UL005	68.213	889.973	-97.354	-971.496
UL006	68.213	889.973	-97.354	-715.175
UL007	68.213	685.158	-97.354	-971.496
UL008	-14.570	889.973	-14.570	-971.496
UL009	-14.570	889.973	-14.570	-971.496
UL010	-14.570	889.973	-14.570	-715.175
UL011	-14.570	889.973	-14.570	-715.175
UL012	-14.570	685.158	-14.570	-971.496
UL013	-14.570	685.158	-14.570	-971.496
UL014	145.189	630.380	-173.209	-659.243
UL015	145.189	630.380	-173.209	-659.243
UL016	65.590	855.743	-93.609	-934.130
UL017	65.590	855.743	-93.609	-934.130
UL018	65.590	855.743	-93.609	-687.668
UL019	65.590	855.743	-93.609	-687.668
UL020	65.590	658.805	-93.609	-934.130
UL021	65.590	658.805	-93.609	-934.130
UL022	-11.208	504.304	-11.208	-527.394
UL023	-14.570	889.973	-14.570	-971.496
UL024	-14.570	889.973	-14.570	-715.175
UL025	-14.570	685.158	-14.570	-971.496
UL026	139.381	605.165	-166.280	-632.873

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 4)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다 [도로교 설계기준 5.4.4.1]

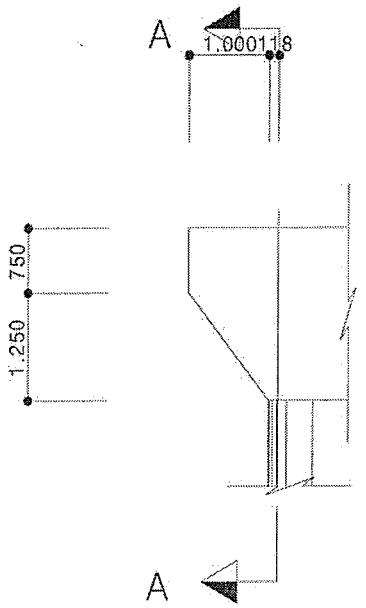
① 기둥의 단면적

$A = 2.500 \times 1.100 - ((4-\pi) \times 0.5^2 = 2.490\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = 2.490 / 1.100 = 2.264\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.118m(= 1.250 - 2.264/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 1077.198 kN - "ULO-01"

Mu = 404.536 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 404.536 / 1077.198 = 0.376 m

d = 2.000 - 0.100 = 1.900 m

a/d = 0.376 / 1.900 = 0.198 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3)브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.80, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	내단깊이(mm	Vu(kN)
1500.0	2000.0	1900.0	100.0	1678.1	1077.2

a = 375.544 mm, d = 1900.000 mm

a / d (= 0.198) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 1678.070 mm ≥ 0.5 x 1900.000 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 1077.198 kN

Nuc = 0.20 x 1077.198 = 215.440 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 404.536 + 215.440 x (2.000 - 1.900)

= 426.079 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 1500.000 x 1900.000 = 15390.000 kN

≤ 5.6 x 1500.000 x 1900.000 = 15960.000 kN

ΦVn_max = 0.80 x 15390.000 = 12312.000 kN ≥ Vu (=1077.198 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 : 일체로 친 보통 콘크i

= 1077198.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 2404.460 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 404.536 + 215.440 x (2.000 - 1.900) = 426.079 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으:

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 702.391 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 1077.198 = 215.440 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 673.249 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 2276.222 ㎟

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 1500.000 x 1900.000

= 7695.000 ㎟

Use As = 8351.200 ㎟ (철근도심 100.00 ㎜)

1단 : H29- 7.0EA + H29- 6.0EA , d1 = 100.00 ㎜

Use As ≥ 2276.222 ㎟ , 7695.000 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (2276.222 - 673.249)

= 801.487 ㎟

사용철근량 (1단) : H13 - 4.0 EA = 506.800 ㎟

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 1900.00 = 1266.67 ㎜구간에 5.0 단 설치

▶ 사용철근량(5.0단) : H13 - 20.00 EA = 2534.000 ㎟ ≥ 801.487 ㎟ ∴ O.K

4)외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0 < 2d(=3.800) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 0.188 m (< d = 1.900 m) L 위험단면 위치

- Vu = 1059.421 kN - "ULO-02

부재번호 : 2 (I단 : 절점2, J단 : 절점3) 부재길이(L) : 0.250 m

Vui = 1043.219 kN (I단), Vuj = 1065.693 kN (J단)

검토위치(Lc) = 0.930 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 1043.219 + (1065.693 - 1043.219)/0.250 x (0.930 - 0.750)

= 1059.421 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
1500.00	751.09	1900.00	1059.42	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 1500.00 x 1900.00

= 9872.690 kN ≥ Vu(= 1059.421 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1500.00 x 1900.00 = 1974.538 kN

≥ Vu (= 1059.421 kN) , 전단보강 불필요.

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 0.750 x 1.118 x 1.500 x 25.000 x 0.154 = 4.842 kN

w2 = 1.250 x (1.118-0.118) / 2 x 1.500 x 25.00 = 3.609 kN

w3 = 1.250 x (1.118-1.000) x 1.500 x 25.000 x = 0.852 kN

Vc = 4.842 + 3.609 + 0.852 = 9.304 kN

Mc = 4.842 x 0.559 + 3.609 x 0.451 + 0.852 x 0 = 4.386 kN.m

Vu = 342.460 + 9.304(Vc)

= 351.764 kN

Mu = 342.460 x 0.368 + 4.386(Mc)

= 130.411 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2000.00	1500.00	1400.00	100.00	130.41	351.76

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1942.500 x 400.00 = 777000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2000.000 = 45900.000 x a

T = C 이므로, a = 16.928 mm, c = 16.928 / β1 = 16.928 / 0.85 = 19.915 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1400.00 - 19.915) / 19.915 = 0.207

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 274.208 \text{ m}$$

* 사용철근량 = 1942.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 7.084]

1단 : H13 - 8.0 EA, H29 - 1.0 EA (= 1656.0 mm²)

2단 : H19 - 1.0 EA (= 286.5 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.0

ρuse = As / bd = 0.00069

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 16.928 mm

ΦMn = 0.85 x 1942.500 x 400 x (1400.00 - a/2) = 919.040 kN.m

≥ Mu (= 130.411 kN.m) ∴ O.K [안전률 7.047]

* 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 2000.00 x 1400.00 = 1818.653 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 351.764 kN) , 전단보강 불필요.

6)사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 267.801 x 1000000 / [8351.200 x (1900.000 - 347.8

= 17.974 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x8351.200/1500.0 + 7x8351.200/1500.0 x √[(1 + 2x1500.0x1900.0/(7x835

= 347.827 mm

사용철근량 = 8351.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 13.0 EA (= 8351.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 17.97) - 2.5 x 85.50 = 416

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 17.97) = 3504.99 mm

Sa는 작은 값인 3504.99 mm 를 적용

S = 1500.00 / 13.0 EA = 115.38 ≤ Sa (= 3504.99 mm) ∴ O.K

7)수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 130.411 x 1000000 / [1942.500 x (1400.000 - 131.3

= 49.502 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1942.500/2000.0 + 7x1942.500/2000.0 x √[(1 + 2x2000.0x1400.0/(7x194

= 131.341 mm

사용철근량 = 1942.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H13 - 8.0 EA, H29 - 1.0 EA (= 1656.0 mm²)

2단 : H19 - 1.0 EA (= 286.5 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 49.50) - 2.5 x 85.50 = 137

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 49.50) = 1272.67 mm

Sa는 작은 값인 1272.67 mm 를 적용

S = 2000.00 / 9.0 EA = 222.22 ≤ Sa (= 1272.67 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 6)

1)내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다 [도로교 설계기준 5.4.4.1]

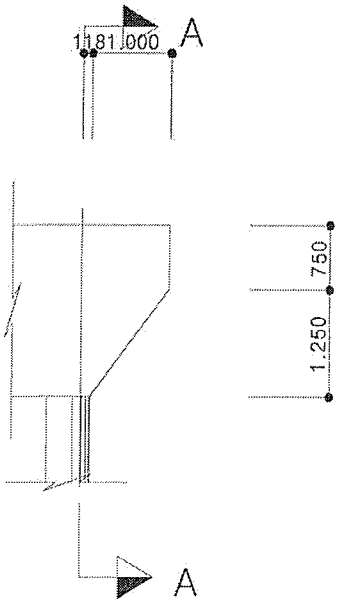
① 기둥의 단면적

$A = 2.500 \times 1.100 - ((4-\pi) \times 0.5^2) = 2.490\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = 2.490 / 1.100 = 2.264\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.118m(= 1.250 - 2.264/2)에 위치한다.



2)브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 1192.398 kN - "ULO-01, ULO-05"

Mu = 460.925 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 460.925 / 1192.398 = 0.387 m

d = 2.000 - 0.100 = 1.900 m

a/d = 0.387 / 1.900 = 0.203 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.80, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	단깊이(mm	Vu(kN)
1500.0	2000.0	1900.0	100.0	1664.3	1192.4

a = 386.553 mm, d = 1900.000 mm

a / d (= 0.203) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 1664.309 mm ≥ 0.5 x 1900.000 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 1192.398 kN

Nuc = 0.20 x 1192.398 = 238.480 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 460.925 + 238.480 x (2.000 - 1.900)

= 484.773 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 1500.000 x 1900.000 = 15390.000 kN

≤ 5.6 x 1500.000 x 1900.000 = 15960.000 kN

ΦVn_max = 0.80 x 15390.000 = 12312.000 kN ≥ Vu (=1192.398 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 : 일체로 친 보통 콘크

= 1192398.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 2661.603 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 460.925 + 238.480 x (2.000 - 1.900) = 484.773 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 799.399 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 1192.398 = 238.480 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 745.249 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 2519.651 ㎟

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 1500.000 x 1900.000

= 7695.000 ㎟

Use As = 8351.200 ㎟ (철근도심 100.00 ㎜)

1단 : H29- 7.0EA + H29- 6.0EA , d1 = 100.00 ㎜

Use As ≥ 2519.651 ㎟ , 7695.000 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (2519.651 - 745.249)

= 887.201 ㎟

사용철근량 (1단) : H13 - 4.0 EA = 506.800 ㎟

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 1900.00 = 1266.67 ㎜구간에 5.0 단 설치

▶ 사용철근량(5.0단) : H13 - 20.00 EA = 2534.000 ㎟ ≥ 887.201 ㎟ ∴ O.K

4)외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0 < 2d(=3.800) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 0.193 m (< d = 1.900 m) L 위험단면 위치

- Vu = 1174.126 kN - "ULO-03

부재번호 : 7 (I단 : 절점7, J단 : 절점8) 부재길이(L) : 0.250 m

Vui = -1180.893 kN (I단), Vuj = -1158.419 kN (J단)

검토위치(Lc) = 3.575 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -1180.893 + (-1158.419 - -1180.893)/0.250 x (3.575 - 3.500)

= -1174.126 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(㎜)	Ln(㎜)	d(㎜)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
1500.00	773.11	1900.00	1174.13	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 1500.00 x 1900.00

= 9872.690 kN ≥ Vu(= 1174.126 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1500.00 x 1900.00 = 1974.538 kN

≥ Vu (= 1174.126 kN) , 전단보강 불필요.

5)수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 0.750 x 1.118 x 1.500 x 25.000 x 0.154 = 4.842 kN

w2 = 1.250 x (1.118-0.118) / 2 x 1.500 x 25.00 = 3.609 kN

w3 = 1.250 x (1.118-1.000) x 1.500 x 25.000 x = 0.852 kN

Vc = 4.842 + 3.609 + 0.852 = 9.304 kN

Mc = 4.842 x 0.559 + 3.609 x 0.451 + 0.852 x 0 = 4.386 kN.m

Vu = 342.563 + 9.304(Vc)

= 351.867 kN

Mu = 342.563 x 0.368 + 4.386(Mc)

= 130.449 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2000.00	1500.00	1400.00	100.00	130.45	351.87

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1942.500 x 400.00 = 777000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2000.000 = 45900.000 x a

T = C 이므로, a = 16.928 mm, c = 16.928 / β1 = 16.928 / 0.85 = 19.915 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1400.00 - 19.915) / 19.915 = 0.207

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 274.287 \text{ mm}$$

* 사용철근량 = 1942.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 7.082]

1단 : H13 - 8.0 EA, H29 - 1.0 EA (= 1656.0 mm²)

2단 : H19 - 1.0 EA (= 286.5 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.0

ρuse = As / bd = 0.00069

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 16.928 mm

ΦMn = 0.85 x 1942.500 x 400 x (1400.00 - a/2) = 919.040 kN.m

≥ Mu (= 130.449 kN.m) ∴ O.K [안전률 7.045]

* 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 2000.00 x 1400.00 = 1818.653 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 351.867 kN) , 전단보강 불필요.

6)사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 354.557 x 1000000 / [8351.200 x (1900.000 - 347.8

= 23.797 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x8351.200/1500.0 + 7x8351.200/1500.0 x √[(1 + 2x1500.0x1900.0/(7x835

= 347.827 mm

사용철근량 = 8351.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 13.0 EA (= 8351.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 23.80) - 2.5 x 85.50 = 309

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 23.80) = 2647.35 mm

Sa는 작은 값인 2647.35 mm 를 적용

S = 1500.00 / 13.0 EA = 115.38 ≤ Sa (= 2647.35 mm) ∴ O.K

7)수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 130.449 x 1000000 / [1942.500 x (1400.000 - 131.3

= 49.517 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1942.500/2000.0 + 7x1942.500/2000.0 x √[(1 + 2x2000.0x1400.0/(7x194

= 131.341 mm

사용철근량 = 1942.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H13 - 8.0 EA, H29 - 1.0 EA (= 1656.0 mm²)

2단 : H19 - 1.0 EA (= 286.5 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 49.52) - 2.5 x 85.50 = 137(

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 49.52) = 1272.30 mm

Sa는 작은 값인 1272.30 mm 를 적용

S = 2000.00 / 9.0 EA = 222.22 ≤ Sa (= 1272.30 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1)받침위치1(교량받침1) : UL0-01(절점 2)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1500.00	1687.50	1587.50	100.00	14.57	1043.22

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8351.200 x 400.00 = 3340480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1500.000 = 34425.000 x a

T = C 이므로, a = 97.036 mm, c = 97.036 / β1 = 97.036 / 0.85 = 114.161 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1587.50 - 114.161) / 114.161 = 0.0

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 26.997 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8351.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 309.339]

1단 : H29 - 13.0 EA (= 8351.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.0

ρuse = As / bd = 0.00351

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 97.036 mm

ΦMn = 0.85 x 8351.200 x 400 x (1587.50 - a/2) = 4369.797 kN.m

≥ Mu (= 14.570 kN.m) ∴ O.K [안전률 299.914]

* 전단에 대한 검토 (d = 1587.50 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1500.00 x 1587.50 = 1546.667 kN

ΦVc/2 < Vu (= 1043.219 kN) , 최소 전단철근 보강.

Av_req1 = 0.0625 x √27.0 x 1500.0 x 250.0 / 400.0 = 304.462 mm²

Av_req2 = 0.35 x 1500.0 x 250.0 / 400.0 = 328.125 mm²

Av_req = 328.125 mm² (Av_req1,Av_req2중 큰 값을 사용)

Av_use = H13 - 4.0 EA = 506.800 mm² ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 52.472 x 1000000 / [8351.200 x (1587.500 - 314.9

= 4.238 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x8351.200/1500.0 + 7x8351.200/1500.0 x √[(1 + 2x1500.0x1587.5/(7x835

= 314.943 mm

사용철근량 = 8351.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 13.0 EA (= 8351.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 4.24) - 2.5 x 85.50 = 1836

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 4.24) = 14864.99 mm

Sa는 작은 값인 14864.99 mm 를 적용

S = 1500.00 / 13.0 EA = 115.38 ≤ Sa (= 14864.99 mm) ∴ O.K

2)받침위치2(교량받침2) : ULO-01(절점 8)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1500.00	1687.50	1587.50	100.00	14.57	1158.42

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8351.200 x 400.00 = 3340480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1500.000 = 34425.000 x a

T = C 이므로, a = 97.036 mm, c = 97.036 / β1 = 97.036 / 0.85 = 114.161 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1587.50 - 114.161) / 114.161 = 0.0

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 26.997 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8351.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 309.339]

1단 : H29 - 13.0 EA (= 8351.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.0

ρuse = As / bd = 0.00351

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 97.036 mm

ΦMn = 0.85 x 8351.200 x 400 x (1587.50 - a/2) = 4369.797 kN.m

≥ Mu (= 14.570 kN.m) ∴ O.K [안전률 299.914]

* 전단에 대한 검토 (d = 1587.50 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1500.00 x 1587.50 = 1546.667 kN

ΦVc/2 < Vu (= 1158.419 kN) , 최소 전단철근 보강.

Av_req1 = 0.0625 x √27.0 x 1500.0 x 250.0 / 400.0 = 304.462 mm²

Av_req2 = 0.35 x 1500.0 x 250.0 / 400.0 = 328.125 mm²

Av_req = 328.125 mm² (Av_req1,Av_req2중 큰 값을 사용)

Av_use = H13 - 4.0 EA = 506.800 mm² ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 74.887 x 1000000 / [8351.200 x (1587.500 - 314.9

= 6.049 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x8351.200/1500.0 + 7x8351.200/1500.0 x √[(1 + 2x1500.0x1587.5/(7x835

= 314.943 mm

사용철근량 = 8351.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 13.0 EA (= 8351.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 6.05) - 2.5 x 85.50 = 1280

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 6.05) = 10415.53 mm

Sa는 작은 값인 10415.53 mm 를 적용

S = 1500.00 / 13.0 EA = 115.38 ≤ Sa (= 10415.53 mm) ∴ O.K

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1)기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-1988.047	-2848.476	172.800	172.800	0.000	0.00005	축력최대
UL004	-1988.047	-1988.046	726.306	1338.045	-221.481	0.00029	모멘트최대
UL022	-1529.267	-1529.267	34.635	1151.435	199.560	0.00058	탄성설계
UL022	-1529.267	-1529.267	34.635	406.902	199.560	0.00058	소성설계
UE026	-1376.340	-1376.340	660.046	1224.728	-204.444	0.00026	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.000)로 나눈 값을 적용한다

2)기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	45034.176	2848.476	172.800	15.810	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	26415.883	1988.046	1338.045	13.287	O.K
탄성설계	0.010	0.012	0.080	O.K	24158.230	1529.267	1151.435	15.797	O.K
편심최대	0.010	0.012	0.080	O.K	20934.619	1376.340	1224.728	15.210	O.K

3)기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65, θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	2400.000	2848.476	172.800	60.664

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 2848.476 x 0.00005 / (0.000 x 4.425)

= 0.000 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.425 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 2.800 / 0.665

= 4.214 ≤ 22.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=172.800 , M2=172.800)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 1.000) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 2.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 mm² , Ast = 30835.20 mm² , Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1309.091 mm, ab = k1 x cb = 1112.727 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1094218.859 = 25112.323 kN, ∑Csi = 4712.161 kN, ∑Tsi = 43

Pb = 25112.323 + 4712.161 - 4316.098 = 25508.386 kN

Mb = Cc x 1198.590 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23915.331 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 937.548 mm, e = Mu/Pu = 60.664 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2863.861 mm, a = k1 x c = 2434.282 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2467393.510 = 56626.681 kN

∑Csi = 9365.783 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 56626.681 + 9365.783 - 0.000 = 65992.464 kN

Mn = Cc x 1228.568 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4003.123 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=60.660) | = 0.0037 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 2863.861 mm, a = k1 x c = 2434.282 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-2863.86) / 2863.86 = -0.00049

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN < Pn = 65992.464

ΦPn = 0.78 x 57490.437 = 45034.176 kN ≥ Pu = 2848.476 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.061 = 2731.954 kN.m ≥ Mu = 172.800 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 9, UL004)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65, θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	2400.000	1988.046	1338.045	673.045

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 1988.046 x 0.00029 / (-221.481 x 4.425)

= 0.001 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.425 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 2.800 / 0.665

= 4.214 ≤ 27.486 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=726.306 , M2=1338.045)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.543) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 2.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 mm² , Ast = 30835.20 mm² , . Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1309.091 mm, ab = k1 x cb = 1112.727 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1094218.859 = 25112.323 kN, ∑Csi = 4712.161 kN, ∑Tsi = 43

Pb = 25112.323 + 4712.161 - 4316.098 = 25508.386 kN

Mb = Cc x 1198.590 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23915.331 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 937.548 mm, e = Mu/Pu = 673.045 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1562.988 mm, a = k1 x c = 1328.540 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1331629.031 = 30560.886 kN

∑Csi = 5472.525 kN, ∑Tsi = 2311.008 kN

Pn = 30560.886 + 5472.525 - 2311.008 = 33722.404 kN

Mn = Cc x 1197.248 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 22696.686 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=673.045)| = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1562.988 mm, a = k1 x c = 1328.540 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1562.99) / 1562.99 = 0.00161

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN ≥ Pn = 33722.404

ΦPn = 0.78 x 33722.404 = 26415.883 kN ≥ Pu = 1988.046 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.673 = 17779.086 kN.m ≥ Mu = 1338.045 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 9, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65, θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	2400.000	1529.267	1151.435	752.933

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 1529.267 x 0.00058 / (199.560 x 4.425)

= 0.001 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.425 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 2.800 / 0.665

= 4.214 ≤ 33.639 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=34.635 , M2=1151.435)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.030) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 2.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 mm² , Ast = 30835.20 mm² , Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1309.091 mm, ab = k1 x cb = 1112.727 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1094218.859 = 25112.323 kN, ∑Csi = 4712.161 kN, ∑Tsi = 43

Pb = 25112.323 + 4712.161 - 4316.098 = 25508.386 kN

Mb = Cc x 1198.590 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23915.331 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 937.548 mm, e = Mu/Pu = 752.933 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1471.001 mm, a = k1 x c = 1250.351 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1245614.603 = 28586.855 kN

∑Csi = 5173.386 kN, ∑Tsi = 2919.947 kN

Pn = 28586.855 + 5173.386 - 2919.947 = 30840.294 kN

Mn = Cc x 1197.674 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23220.554 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=752.929)| = 0.0035 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1471.001 mm, a = k1 x c = 1250.351 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1471.00) / 1471.00 = 0.00189

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN ≥ Pn = 30840.294

ΦPn = 0.78 x 30840.294 = 24158.230 kN ≥ Pu = 1529.267 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.753 = 18189.520 kN.m ≥ Mu = 1151.435 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 9, UE026)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65, θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	2400.000	1376.340	1224.728	889.844

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 1376.340 x 0.00026 / (-204.444 x 4.425)

= 0.000 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.425 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 2.800 / 0.665

= 4.214 ≤ 27.533 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=660.046 , M2=1224.728)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.539) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 2.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 mm² , Ast = 30835.20 mm² , Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1309.091 mm, ab = k1 x cb = 1112.727 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1094218.859 = 25112.323 kN, ∑Csi = 4712.161 kN, ∑Tsi = 43

Pb = 25112.323 + 4712.161 - 4316.098 = 25508.386 kN

Mb = Cc x 1198.590 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23915.331 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 937.548 mm, e = Mu/Pu = 889.844 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1345.264 mm, a = k1 x c = 1143.475 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1128043.307 = 25888.594 kN

∑Csi = 4798.113 kN, ∑Tsi = 3961.661 kN

Pn = 25888.594 + 4798.113 - 3961.661 = 26725.045 kN

Mn = Cc x 1198.364 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23781.245 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=889.849) | = 0.0045 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1345.264 mm, a = k1 x c = 1143.475 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1345.26) / 1345.26 = 0.00235

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

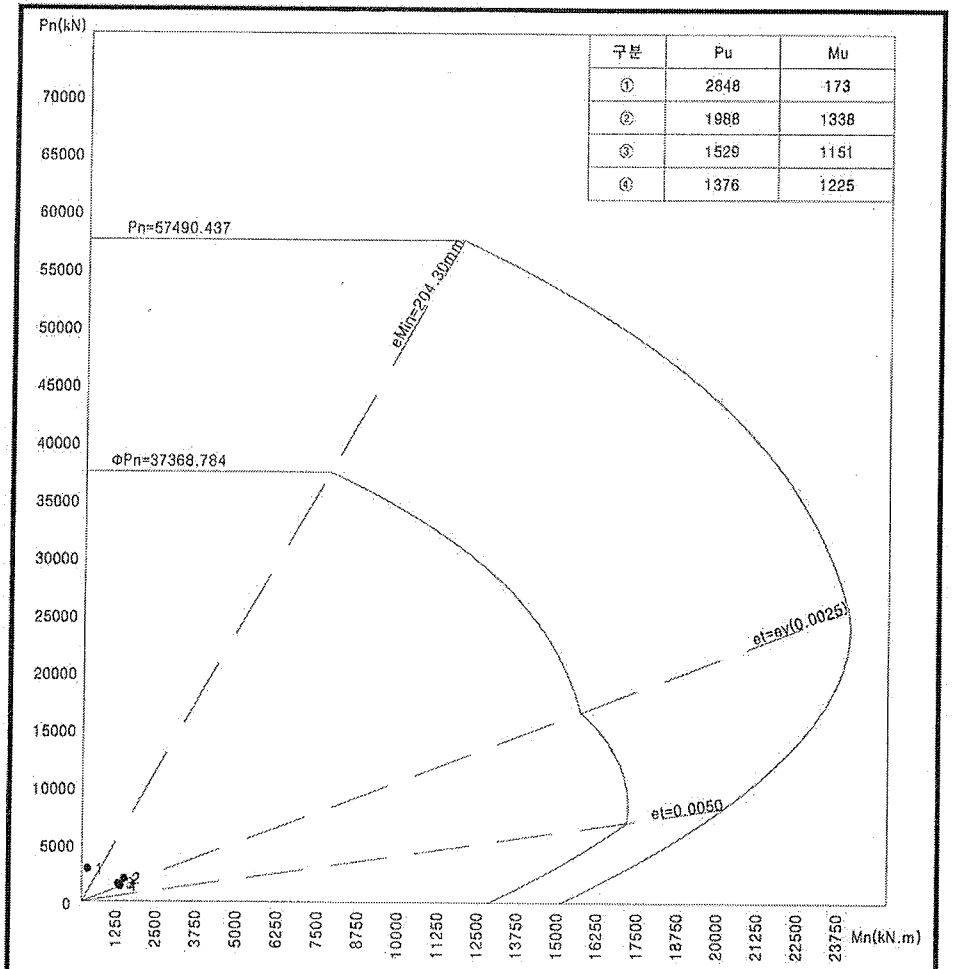
㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN ≥ Pn = 26725.045

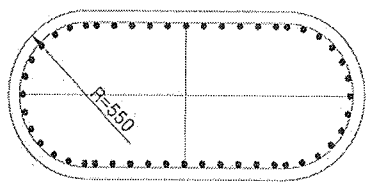
ΦPn = 0.78 x 26725.045 = 20934.619 kN ≥ Pu = 1376.340 kN ∴ O.K

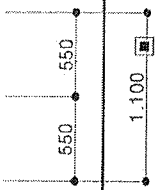
ΦMn = ΦPn x 0.890 = 18628.547 kN.m ≥ Mu = 1224.728 kN.m ∴ O.K

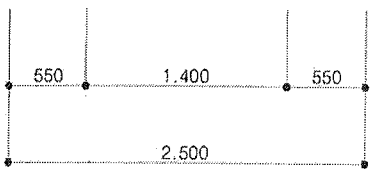
4)PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	2848	173
②	1988	1338
③	1529	1151
④	1376	1225







■ 단면제원

B = 1400.000 mm
R = 550.000 mm
D = 2400.000 mm
Ag = 2490331.778 mm²

■ 사용 철근

Ast = 30835.200 mm²
Puse = 0.01238
1단 : H29-48Ea

9.2 교축방향

1)기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-1988.047	-2848.476	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
ULB04	-1988.047	-1988.046	-49.119	-163.569	51.522	0.00014	모멘트최대
ULB22	-1529.267	-1529.267	0.000	2197.340	384.670	0.00393	탄성설계
ULB22	-1529.267	-1529.267	0.000	732.447	384.670	0.00393	소성설계
UEB26	-1376.340	-1376.340	-45.340	-150.987	47.559	0.00013	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.000)로 나눈 값을 적용한다

2)기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	45034.176	2848.476	0.000	15.810	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	45034.176	1988.046	163.569	22.652	O.K
탄성설계	0.010	0.012	0.080	O.K	5420.231	1529.267	2197.340	3.544	O.K
편심최대	0.010	0.012	0.080	O.K	44354.007	1376.340	150.987	32.226	O.K

3)기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	1000.000	2848.476	0.000	0.000

㉯ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 mm² , Ast = 30835.20 mm² , Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 545.455 mm, ab = k1 x cb = 463.636 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1029662.834 = 23630.762 kN, ∑Csi = 5818.248 kN, ∑Tsi = 6311.5

Pb = 23630.762 + 5818.248 - 6311.515 = 23137.495 kN

Mb = Cc x 536.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12213.397 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 527.862 mm, e = Mu/Pu = 0.000 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 5992.187 mm, a = k1 x c = 5093.359 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2490435.900 = 57155.504 kN

∑Csi = 14708.843 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 57155.504 + 14708.843 - 0.000 = 71864.347 kN

Mn = Cc x 2546.680 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 0.490 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=0.007) | = 0.0068 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 100.00 = 1000.000 mm

c = 5992.187 mm, a = k1 x c = 5093.359 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1000.00-5992.19) / 5992.19 = -0.00250

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN < Pn = 71864.347 kN

ΦPn = 0.78 x 57490.437 = 45034.176 kN ≥ Pu = 2848.476 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.000 = 0.000 kN.m ≥ Mu = 0.000 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 9, ULB04)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	1000.000	1988.046	163.569	82.276

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 1988.046 x 0.00014 / (51.522 x 4.425)

= 0.001 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.425 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 2.800 / 0.302

= 9.270 ≤ 30.396 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=-49.119 , M2=-163.569)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.300) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 2.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 mm² , Ast = 30835.20 mm² , Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 545.455 mm, ab = k1 x cb = 463.636 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1029662.834 = 23630.762 kN, ∑Csi = 5818.248 kN, ∑Tsi = 6311.5

Pb = 23630.762 + 5818.248 - 6311.515 = 23137.495 kN

Mb = Cc x 536.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12213.397 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 527.862 mm, e = Mu/Pu = 82.276 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1137.657 mm, a = k1 x c = 967.009 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2238882.706 = 51382.358 kN

∑Csi = 8605.362 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 51382.358 + 8605.362 - 0.000 = 59987.720 kN

Mn = Cc x 537.456 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4935.753 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=82.279)| = 0.0032 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 100.00 = 1000.000 mm

c = 1137.657 mm, a = k1 x c = 967.009 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1000.00-1137.66) / 1137.66 = -0.00036

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN < Pn = 59987.720 kN

ΦPn = 0.78 x 57490.437 = 45034.176 kN ≥ Pu = 1988.046 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.082 = 3705.240 kN.m ≥ Mu = 163.569 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 9, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	1000.000	1529.267	2197.340	1436.858

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 1529.267 \times 0.00393 / (384.670 \times 4.425)$

$= 0.004 \leq 0.05$: 횡구속 구조물

여기서, $\sum Pu$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.425 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 34 - 12 (M1/M2)$

$= 1.000 \times 2.800 / 0.302$

$= 9.270 \leq 34.000$ ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=0.000 , M2=2197.340)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$M1/M2 (= 0.000) \geq -0.5$

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 2.800 m)

㉰ 철근비 검토

$Ag = 2490331.78\ mm^2$, $Ast = 30835.20\ mm^2$, Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA ($As=30835.200\ mm^2$), d1 = 100.000 mm

$\rho min (= 0.0100) \leq \rho use (= 0.0124) \leq \rho max (= 0.0800)$ ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 545.455 mm, ab = k1 x cb = 463.636 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1029662.834 = 23630.762 kN, ∑Csi = 5818.248 kN, ∑Tsi = 6311.5

Pb = 23630.762 + 5818.248 - 6311.515 = 23137.495 kN

Mb = Cc x 536.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12213.397 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 527.862 mm, e = Mu/Pu = 1436.858 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 279.614 mm, a = k1 x c = 237.672 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 483831.194 = 11103.926 kN

∑Csi = 3852.286 kN, ∑Tsi = 8579.470 kN

Pn = 11103.926 + 3852.286 - 8579.470 = 6376.742 kN

Mn = Cc x 543.209 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9162.494 kN.m

- 편심오차 : $|e - Mn/Pn(=1436.861)| = 0.0031 \leq 0.010$ ∴ 허용오차 만족

㈜ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 100.00 = 1000.000 mm

c = 279.614 mm, a = k1 x c = 237.672 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1000.00-279.61) / 279.61 = 0.00773

εt ≥ 0.00625 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㈜ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN ≥ Pn = 6376.742 kN

ΦPn = 0.85 x 6376.742 = 5420.231 kN ≥ Pu = 1529.267 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.437 = 7788.103 kN.m ≥ Mu = 2197.340 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 9, UEB26)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	1000.000	1376.340	150.987	109.702

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 1376.340 x 0.00013 / (47.559 x 4.425)

= 0.001 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.425 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 2.800 / 0.302

= 9.270 ≤ 30.396 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=-45.340 , M2=-150.987)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.300) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 2.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 mm² , Ast = 30835.20 mm² , Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K .

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 545.455 mm, ab = k1 x cb = 463.636 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1029662.834 = 23630.762 kN, ∑Csi = 5818.248 kN, ∑Tsi = 6311.5

Pb = 23630.762 + 5818.248 - 6311.515 = 23137.495 kN

Mb = Cc x 536.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12213.397 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 527.862 mm, e = Mu/Pu = 109.702 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1070.099 mm, a = k1 x c = 909.584 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2113828.932 = 48512.374 kN

∑Csi = 8109.763 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 48512.374 + 8109.763 - 0.000 = 56622.137 kN

Mn = Cc x 534.891 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6211.122 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=109.694) | = 0.0073 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉰ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 100.00 = 1000.000 mm

c = 1070.099 mm, a = k1 x c = 909.584 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1000.00-1070.10) / 1070.10 = -0.00020

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

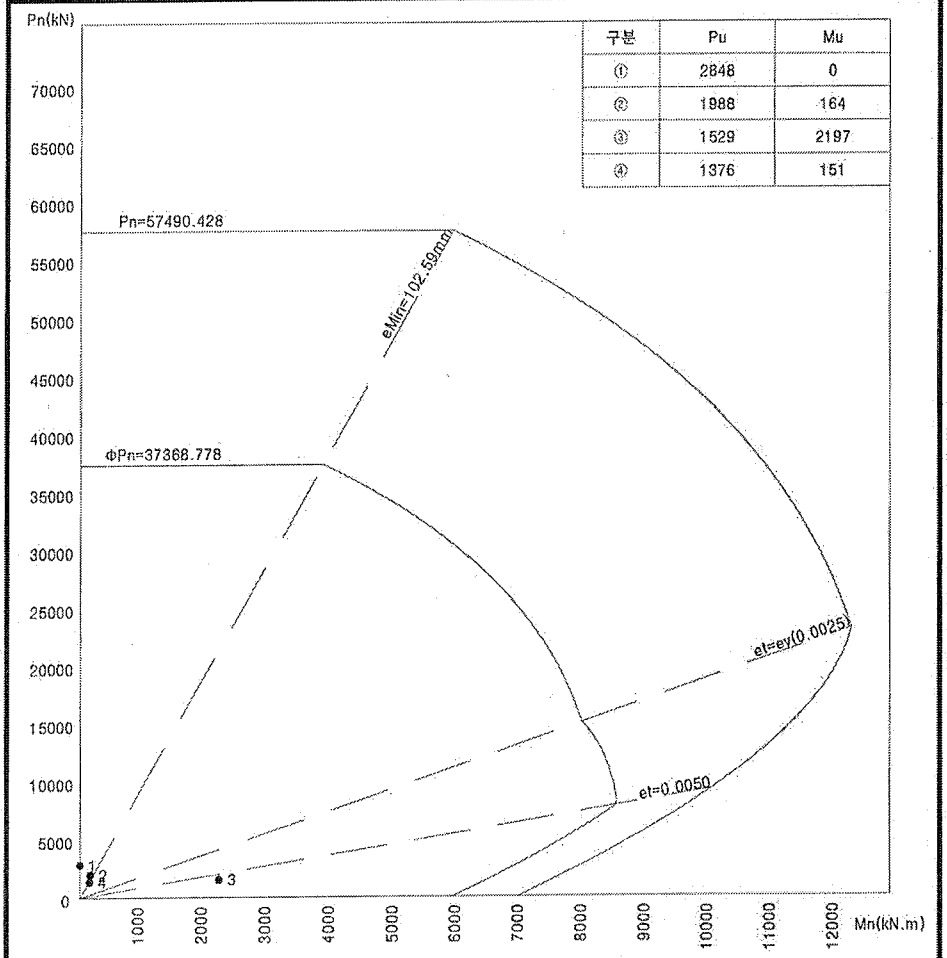
㉱ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN ≥ Pn = 56622.137 kN

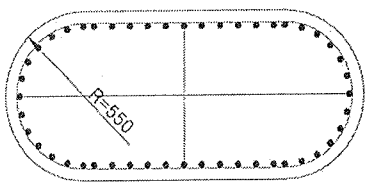
ΦPn = 0.78 x 56622.137 = 44354.007 kN ≥ Pu = 1376.340 kN ∴ O.K

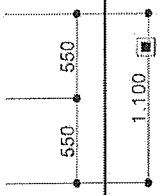
ΦMn = ΦPn x 0.110 = 4865.703 kN.m ≥ Mu = 150.987 kN.m ∴ O.K

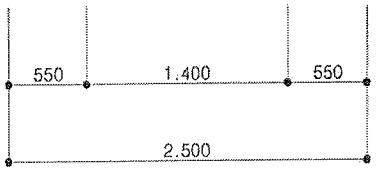
4)PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	2848	0
②	1988	164
③	1529	2197
④	1376	151







■ 단면제원

B = 1400.000 mm
R = 550.000 mm
D = 1000.000 mm
Ag = 2490331.778 mm²

■ 사용 철근

Ast = 30835.200 mm²
Puse = 0.01238
1단 : H29-48Ea

9.3 합성부재력 검토

1)기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-2848.476	0.000	172.800	172.800	축력최대
UL04	-1988.046	-163.569	1338.045	1348.006	모멘트최대
UE26	-1376.340	-150.987	1224.728	1234.000	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx,My는 확대 모멘트 값을 사용한다. $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

2)기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	45034.176	2848.476	172.800	15.810	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	23757.192	1988.046	1348.006	11.950	O.K
편심최대	0.010	0.012	0.080	O.K	18417.957	1376.340	1234.000	13.382	O.K

3)기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65, Θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	2400.000	2848.476	172.800	60.664

㉯ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 mm² , Ast = 30835.20 mm² , Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1309.091 mm, ab = k1 x cb = 1112.727 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1094218.859 = 25112.323 kN, ∑Csi = 4712.161 kN, ∑Tsi = 4316.0

Pb = 25112.323 + 4712.161 - 4316.098 = 25508.386 kN

Mb = Cc x 1198.590 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23915.331 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 937.548 mm, e = Mu/Pu = 60.664 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2863.861 mm, a = k1 x c = 2434.282 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2467393.510 = 56626.681 kN

∑Csi = 9365.783 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 56626.681 + 9365.783 - 0.000 = 65992.464 kN

Mn = Cc x 1228.568 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4003.123 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=60.660) | = 0.0037 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 2863.861 mm, a = k1 x c = 2434.282 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-2863.86) / 2863.86 = -0.00049

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN < Pn = 65992.464 kN

ΦPn = 0.78 x 57490.437 = 45034.176 kN ≥ Pu = 2848.476 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.061 = 2731.954 kN.m ≥ Mu = 172.800 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 9, UL004)

【 기둥 : 하부 , 2/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65, θ=-59.388도(중립축각도)

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	2204.885	1988.046	1348.006	678.056

㉯ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 mm² , Ast = 30835.20 mm² , Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1202.665 mm, ab = k1 x cb = 1022.265 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1078828.575 = 24759.116 kN, ∑Csi = 4563.536 kN, ∑Tsi = 4212.9

Pb = 24759.116 + 4563.536 - 4212.998 = 25109.654 kN

Mb = Cc x 1085.454 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21085.509 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 839.737 mm, e = Mu/Pu = 678.056 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1341.171 mm, a = k1 x c = 1139.995 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1229311.771 = 28212.705 kN

∑Csi = 5033.445 kN, ∑Tsi = 2917.820 kN

Pn = 28212.705 + 5033.445 - 2917.820 = 30328.330 kN

Mn = Cc x 1082.752 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20564.200 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=678.053) | = 0.0030 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2304.89 - 100.00 = 2204.885 mm

c = 1341.171 mm, a = k1 x c = 1139.995 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2204.89-1341.17) / 1341.17 = 0.00193

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN ≥ Pn = 30328.330 kN

ΦPn = 0.78 x 30328.330 = 23757.192 kN ≥ Pu = 1988.046 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.678 = 16108.696 kN.m ≥ Mu = 1348.006 kN.m ∴ O.K

③ 편심최대 : (부재 9, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=500MPa, k1=0.85, Φc=0.65, θ=-59.175도(중립축각도)

B(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1400.000	550	100.000	2202.232	1376.340	1234.000	896.581

㉯ 철근비 검토

Ag = 2490331.78 mm² , Ast = 30835.20 mm² , Puse = 0.01238

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0124) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1201.217 mm, ab = k1 x cb = 1021.035 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1078584.889 = 24753.523 kN, ∑Csi = 4546.500 kN, ∑Tsi = 4211.3

Pb = 24753.523 + 4546.500 - 4211.349 = 25088.674 kN

Mb = Cc x 1083.938 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21046.132 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 838.870 mm, e = Mu/Pu = 896.581 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1159.632 mm, a = k1 x c = 985.687 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1033304.031 = 23714.328 kN

∑Csi = 4409.092 kN, ∑Tsi = 4611.134 kN

Pn = 23714.328 + 4409.092 - 4611.134 = 23512.285 kN

Mn = Cc x 1084.915 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21080.426 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=896.571) | = 0.0100 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2302.23 - 100.00 = 2202.232 mm

c = 1159.632 mm, a = k1 x c = 985.687 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2202.23-1159.63) / 1159.63 = 0.00270

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.650) / (0.00625-0.00250) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

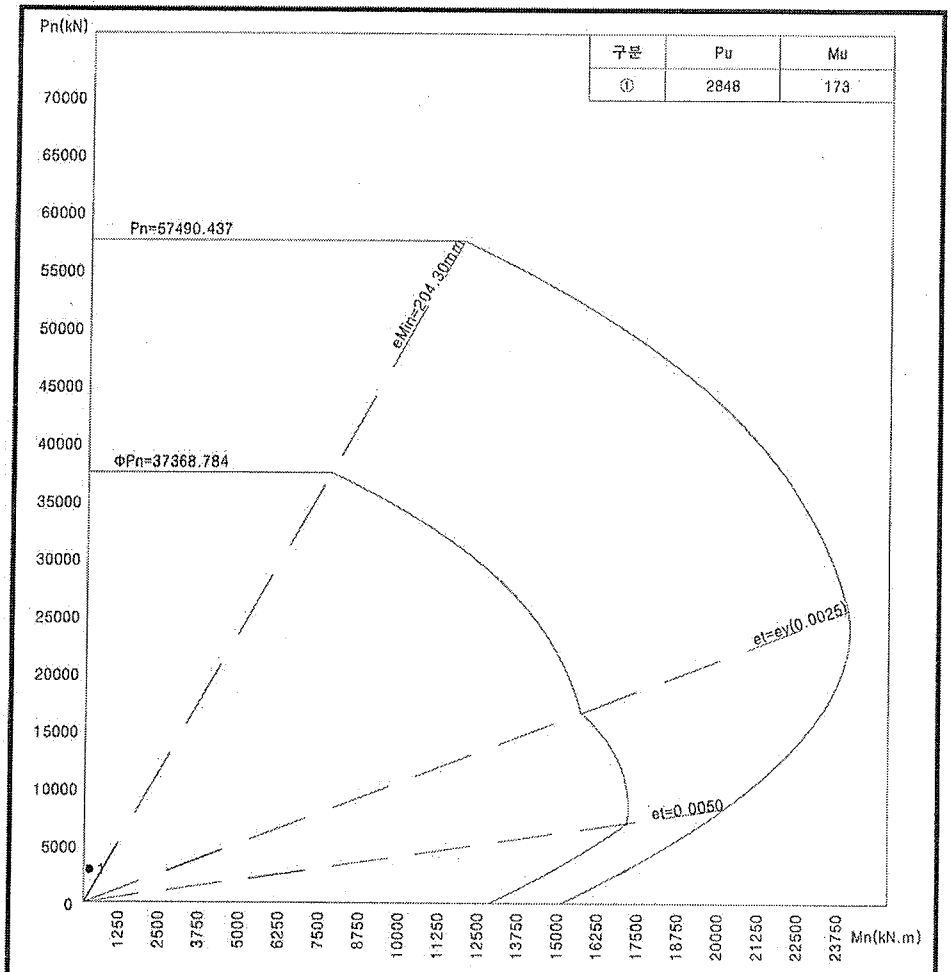
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 57490.437 kN ≥ Pn = 23512.285 kN

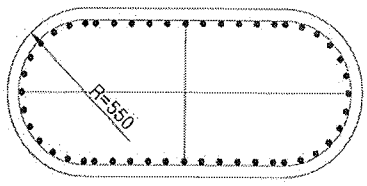
ΦPn = 0.78 x 23512.285 = 18417.957 kN ≥ Pu = 1376.340 kN ∴ O.K

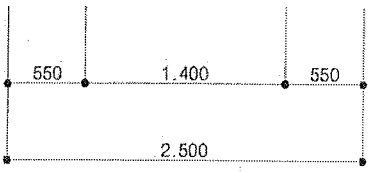
ΦMn = ΦPn x 0.897 = 16513.184 kN.m ≥ Mu = 1234.000 kN.m ∴ O.K

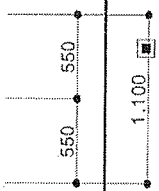
4)PM 상관도

① 측력최대









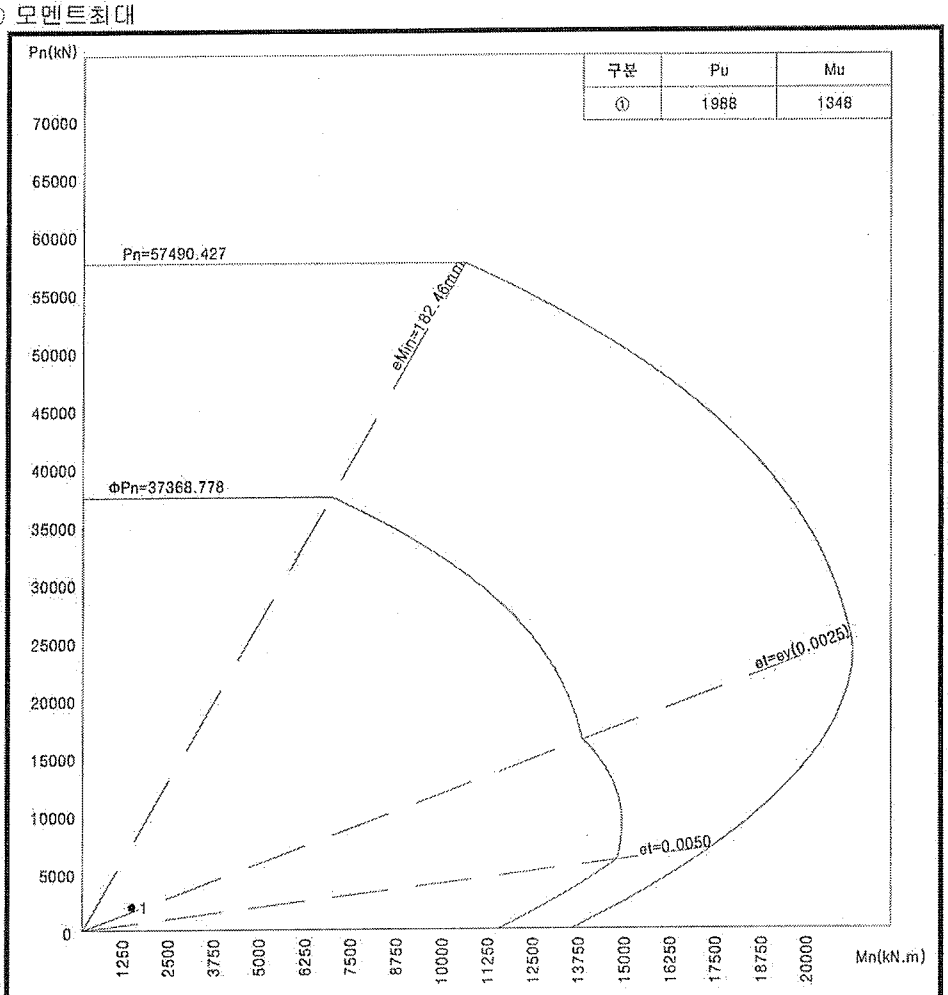
■ 단면제원

B = 1400.000 mm
R = 550.000 mm
D = 2400.000 mm
Ag = 2490331.778 mm²

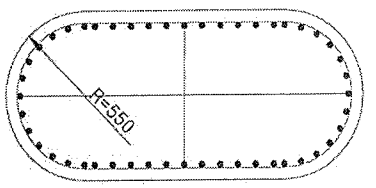
■ 사용 철근

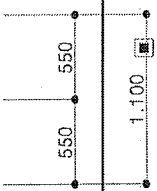
Ast = 30835.200 mm²
Puse = 0.01238
1단 : H29-48Ea

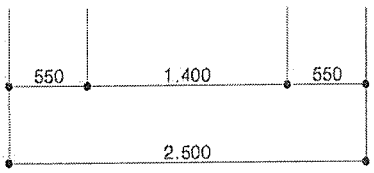
② 모멘트최대



구분	Pu	Mu
①	1988	1348







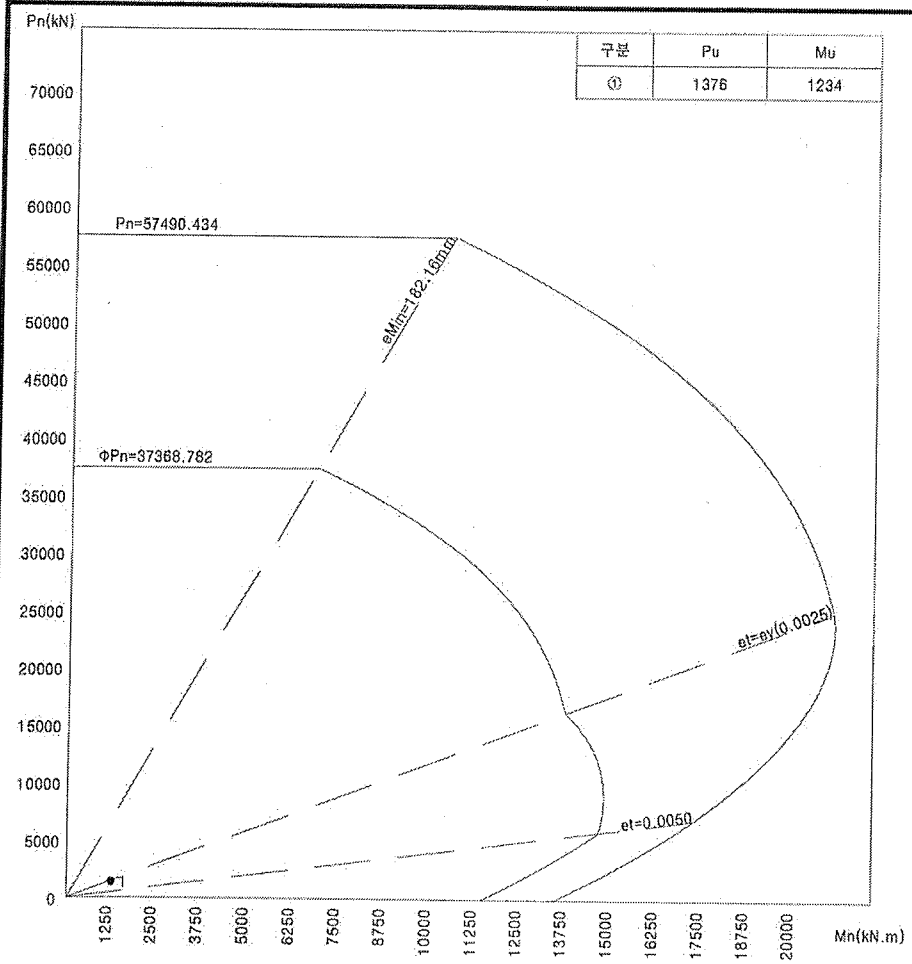
■ 단면제원

B = 1400.000 mm
R = 550.000 mm
D = 2204.885 mm
Ag = 2490331.778 mm²

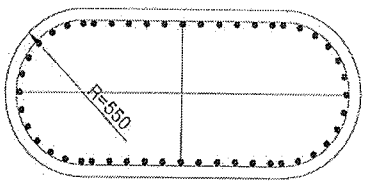
■ 사용 철근

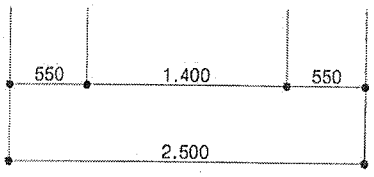
Ast = 30835.200 mm²
Puse = 0.01238
1단 : H29-48Ea

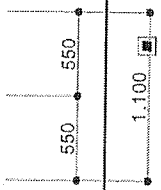
③ 편심최대



구분	Pu	Mu
①	1376	1234







■ 단면제원

B = 1400.000 mm
R = 550.000 mm
D = 2202.232 mm
Ag = 2490331.778 mm²

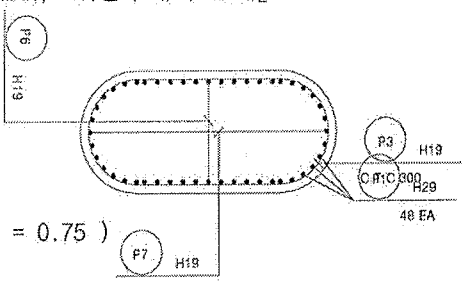
■ 사용 철근

Ast = 30835.200 mm²
Puse = 0.01238
1단 : H29-48Ea

9.4 기둥의 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	384.670 kN
교축직각방향	V =	199.560 kN
합성전단력	V =	433.353 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.75)

Vn = Vmax / Φ = 433.353 / 0.75 = 577.805 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 1100.000 mm d' = 100.000 mm

Zs = Σ(인장철근들의 면적 x 거리) / Σ(면적)

= 367.420 mm

d = h/2 + Zs

= 1100.000/2 + 367.420

= 917.420 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x √(fck) x b x d

= 1/6 x √(27.0) x 2500.000 x 917.420

= 1986.273 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 993.137 kN ≥ Vn ≤ Vc = 1986.273 ∴ 전단 철근 필요 없음

3) 심부구속 철근의 최소설치구간 [도로교설계기준 P474]

① 심부구속을 위한 횡방향 철근은 기둥의 상부와 하부에 설치하며 설치구간은 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6, 450mm 중 가장 큰 값 이상이어야

- 기둥의 최대단면치수 D = 2500.0 mm
- 기둥 순높이의 1/6 = 2800.0 / 6 = 466.7 mm

∴ 2500.0 mm -> 2.500 m

② 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의 0.5배까지 연장해. 설치해야 하나 그 길이가 380 mm 작아서는 안된다.

- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 1250.0 mm

∴ 1250.0 mm -> 1.250 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	ΣV(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	1929.467	85.185	591.380	2201.717	3632.833	676.565	축력최대
SV004	1529.267	170.370	1029.265	1801.517	2972.503	1199.635	모멘트최대
SV015	1529.267	170.370	1029.265	1801.517	2972.503	1199.635	편심최대
SV022	1529.267	199.560	1151.435	1801.517	2972.503	1350.995	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\Sigma V = P + W$, $W = 3.300 \times 3.300 \times 1.000 \times 25.000 = 272.250$ kN

$Mr = \Sigma V \times B/2$, $B = 3.300$ m

$My = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |My + Vx \times h|$, $h = 1.000$ mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

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

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서

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

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

= 121816.645 x 9 / (3.300 x 3.300) = 100674.913 kN/m³

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 121816.645 kN/m) , 『말뚝계산』

L : 확대기초의 길이 (= 3.300 m)

B : 확대기초의 폭 (= 3.300 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 9 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 28693400.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

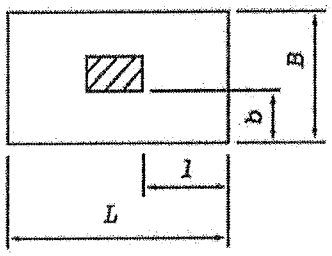
β = ⁴√{(3 x 100674.913) / (28693400.000 x 1.000³)} = 0.320 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.400,1.100) = 1.100

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 1.650

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 1.650



$\beta\lambda$ = 0.320 x 1.100 = 0.352 ≤ 1.0, ∴ O.K

2)기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	2848.476	0.000	172.800	3202.401	5283.962	172.800	축력최대
UL004	1988.046	221.481	1338.045	2341.971	3864.252	1559.526	모멘트최대
UE026	1376.340	204.444	1224.728	1621.365	2675.252	1429.172	편심최대
UL022	1529.267	199.560	1151.435	1801.517	2972.503	1350.995	지진시
SV005	1929.467	85.185	591.380	2201.717	3632.833	676.565	축력최대
SV004	1529.267	170.370	1029.265	1801.517	2972.503	1199.635	모멘트최대
SV015	1529.267	170.370	1029.265	1801.517	2972.503	1199.635	편심최대
SV022	1529.267	199.560	1151.435	1801.517	2972.503	1350.995	지진시

註)기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 3.300 x 3.300 x 1.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 3.300 m

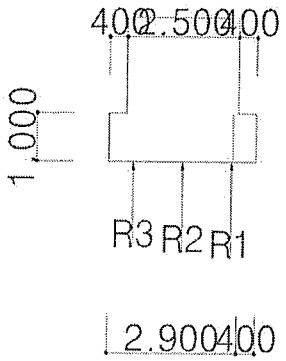
My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 1.000 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 3본

R2 = Ru2 x 3본

R3 = Ru3 x 3본

구 분	R1	R2	R3
SV005	1030.217	733.906	437.595
SV004	1139.3	600.506	61.711
SV015	1139.3	600.506	61.711
SV022	1161.523	600.506	39.488
UL001	1128.064	1067.467	1006.87
UL004	1481.09	780.657	80.224
UE026	1183.365	540.455	-102.455
UL022	1161.523	600.506	39.488

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 0.400 x 1.000 x 3.300 x 25.000 = 33.000 kN

Ma = 0.518 x 1.000 x 3.300 x 25.000 x 0.518 = 11.068 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1

Ma = 0

※전단력 계산시 R1의 반력은 콘크리트구조설계기준 12.3.2 (4)에 의해 43.60%의

→(2.750 + 0.500/2 -2.782) / 0.500 = 0.436

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV005	449.174	0.000	416.174	-11.068	
SV004	496.735	0.000	463.735	-11.068	
SV015	496.735	0.000	463.735	-11.068	
SV022	506.424	0.000	473.424	-11.068	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	491.836	0.000	448.936	-14.389	
UL004	645.755	0.000	602.855	-14.389	
UE026	515.947	0.000	486.247	-9.962	
UL022	506.424	0.000	473.424	-11.068	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1)단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 500 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3300.00	1000.00	850.00	150.00	14.39	598.96

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6587.100 x 500.00 = 3293550.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3300.000 = 75735.000 x a

T = C 이므로, a = 43.488 mm, c = 43.488 / β1 = 43.488 / 0.85 = 51.162 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (850.00 - 51.162) / 51.162 = 0.0468

εt ≥ 0.00625 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 39.837 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6587.1 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 165.351]

1단 : H25 - 13.0 EA (= 6587.1 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00280

0.25 √fck / fy = 0.00260 , ρmin = 0.00280 적용

ρmax = 0.688 x Pb = 0.688 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.0

ρuse = As / bd = 0.00235

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 43.488 mm

ΦMn = 0.85 x 6587.100 x 500 x (850.00 - a/2) = 2318.717 kN.m

≥ Mu (= 14.389 kN.m) ∴ O.K [안전률 161.147]

* 전단에 대한 검토 (d = 850.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 3300.00 x 850.00 = 1821.901 kN

≥ Vu (= 598.957 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 H25 - 14.0 EA

H22 - 14.0 EA = 12513.200 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1000.0 x 3300.0 = 4950.000 ㎟ < 12513.200 ㎟ ∴ O

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 H25 - 14.0 EA

H22 - 14.0 EA = 12513.200 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 3300.0 = 660 < 12513.200 ㎟

(12513.200 / 3.300) = 3791.879 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,은도 철근 단면적을 단위 m당

1800 ㎟ 보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 H25 - 14.0 EA = 5419.400 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 5419.400 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11.068 x 1000000 / [6587.100 x (850.000 - 140.78

= 2.092 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x6587.100/3300.0 + 7x6587.100/3300.0 x √[(1 + 2x3300.0x850.0/(7x6587.

= 140.781 ㎜

사용철근량 = 6587.1 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)

1단 : H25 - 13.0 EA (= 6587.1 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 25/2 = 137.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 2.09) - 2.5 x 137.50 = 372

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 2.09) = 30109.69 ㎜

Sa는 작은 값인 30109.69 ㎜ 를 적용

S = 3300.00 / 13.0 EA = 253.85 ≤ Sa (= 30109.69 ㎜) ∴ O.K

10.2 교축방향

1)기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB05	1929.467	19.816	-62.911	2201.717	3632.833	43.095	축력최대
SVB04	1529.267	39.632	-125.822	1801.517	2972.503	86.190	모멘트최대
SVB15	1529.267	39.632	-125.822	1801.517	2972.503	86.190	편심최대
SVB22	1529.267	384.670	2197.340	1801.517	2972.503	2582.010	지진시

註)기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 3.300 \times 3.300 \times 1.000 \times 25.000 = 272.250$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 3.300$ m

$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 1.000$ m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

2)기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	2848.476	0.000	0.000	3202.401	5283.962	0.000	축력최대
ULB04	1988.046	51.522	-163.569	2341.971	3864.252	112.047	모멘트최대
UEB26	1376.340	47.559	-150.987	1621.365	2675.252	103.428	편심최대
ULB22	1529.267	384.670	2197.340	1801.517	2972.503	2582.010	지진시
SVB05	1929.467	19.816	-62.911	2201.717	3632.833	43.095	축력최대
SVB04	1529.267	39.632	-125.822	1801.517	2972.503	86.190	모멘트최대
SVB15	1529.267	39.632	-125.822	1801.517	2972.503	86.190	편심최대
SVB22	1529.267	384.670	2197.340	1801.517	2972.503	2582.010	지진시

註)기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 3.300 x 3.300 x 1.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 3.300 m

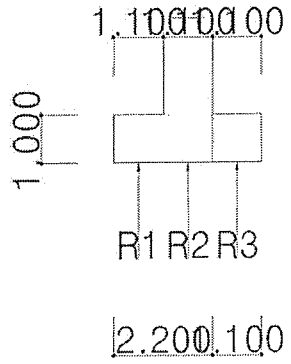
Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 1.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 3본

R2 = Ru2 x 3본

R3 = Ru3 x 3본

구 분	R1	R2	R3
SVB05	762.756	733.906	705.056
SVB04	658.206	600.506	542.806
SVB15	658.206	600.506	542.806
SVB22	1674.505	600.506	-473.494
ULB01	1067.467	1067.467	1067.467
ULB04	855.667	780.657	705.647
UEB26	609.695	540.455	471.215
ULB22	1674.505	600.506	-473.494

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.100 x 1.000 x 3.300 x 25.000 = 90.750 kN

Ma = 1.100 x 1.000 x 3.300 x 25.000 x 1.10C = 49.913 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3

Ma = R3 x -0.550

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB05	762.756	419.516	672.006	369.603	
SVB04	658.206	362.013	567.456	312.101	
SVB15	658.206	362.013	567.456	312.101	
SVB22	1674.505	920.978	1583.755	871.065	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	1067.467	587.107	949.492	522.221	
ULB04	855.667	470.617	737.692	405.731	
UEB26	609.695	335.332	528.020	290.411	
ULB22	1674.505	920.978	1583.755	871.065	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1)단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 500 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3300.00	1000.00	850.00	150.00	920.22	1673.12

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7093.800 x 500.00 = 3546900.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3300.000 = 75735.000 x a

T = C 이므로, a = 46.833 mm, c = 46.833 / β1 = 46.833 / 0.85 = 55.098 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (850.00 - 55.098) / 55.098 = 0.04328

εt ≥ 0.00625 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2573.019 \text{ n}$$

* 사용철근량 = 7093.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 2.757]

1단 : H25 - 14.0 EA (= 7093.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00280

0.25 √fck / fy = 0.00260 , ρmin = 0.00280 적용

ρmax = 0.688 x Pb = 0.688 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.0

ρuse = As / bd = 0.00253

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.833 mm

ΦMn = 0.85 x 7093.800 x 500 x (850.00 - a/2) = 2492.038 kN.m

≥ Mu (= 920.215 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.708]

* 전단에 대한 검토 (d = 850.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 3300.00 x 850.00 = 1821.901 kN

≥ Vu (= 1673.118 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 H25 - 13.0 EA

H22 - 13.0 EA = 11619.400 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1000.0 x 3300.0 = 4950.000 ㎟ < 11619.400 ㎟ ∴ O

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 H25 - 13.0 EA

H22 - 13.0 EA = 11619.400 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 3300.0 = 660 < 11619.400 ㎟

(11619.400 / 3.300) = 3521.030 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800 ㎟ 보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 H25 - 13.0 EA = 5032.300 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 5032.300 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 369.780 x 1000000 / [7093.800 x (850.000 - 145.59

= 65.040 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x7093.800/3300.0 + 7x7093.800/3300.0 x √[(1 + 2x3300.0x850.0/(7x7093.

= 145.598 mm

사용철근량 = 7093.8 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 14.0 EA (= 7093.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 25/2 = 137.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 65.04) - 2.5 x 137.50 = 867

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 65.04) = 968.64 mm

Sa는 작은 값인 867.05 mm 를 적용

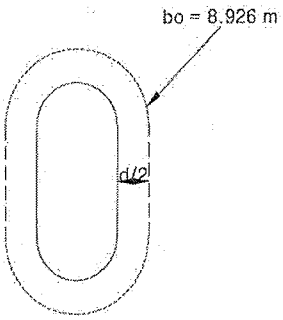
S = 3300.00 / 14.0 EA = 235.71 ≤ Sa (= 867.05 mm) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1)최대 연직하중(Vu) : -2848.48 kN

2)PUNCHING SHEAR 검토 : 기둥전면 d/2

3)위험단면 길이(bo) = 8.926 m



4)콘크리트가 부담하는 전단강도

※ βc = 2.273, αs = 40

① Vc1 = 1/6 x (1 + 2/βc) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + 2/2.27) x √(27) x 8.926 x 0.850
= 12352.91 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + (αs · d)/(2 · bo)) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 0.850)/(2 · 8.926)) x √(27) x 8.926 x 0.850
= 19084.77 kN

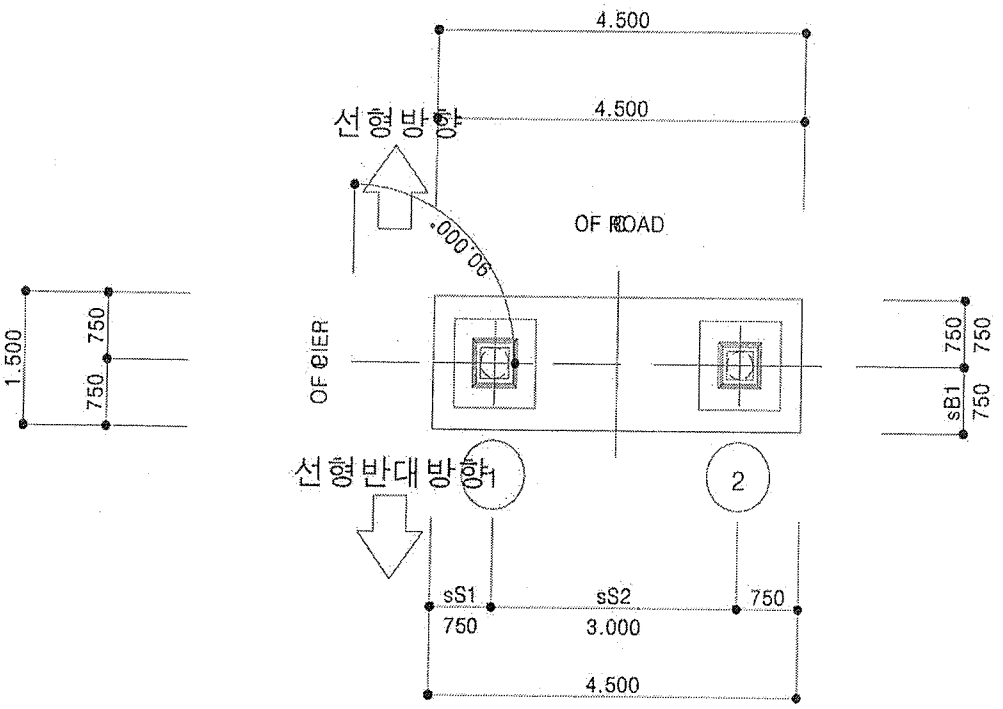
③ Vc3 = 1/3 x √(Fck) x bo x d
= 1/3 x √(27) x 8.926 x 0.850
= 13141.4 kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = 0.75 x 12352.913 = 9264.685 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.K

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 51.300 = 456.500 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	456.500	350.000	350.000	575.000	O.K
2	456.500	320.000	320.000	590.000	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

: 연속 지점부 이므로 생략한다.

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1000.000	841.360	O.K	520.000	342.460	O.K
SHOE 2	1000.000	904.070	O.K	520.000	342.563	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	841.360	257.489	0.000	1100.000	1100.000	
2	904.070	257.566	125.400	1070.000	1070.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	2326.385	3177.600	O.K	895.893	3177.600	O.K
2	2418.703	3177.600	O.K	1684.447	3177.600	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1430.493	7149.600	O.K	0.000	7149.600	O.K
2	1430.923	7149.600	O.K	696.667	7149.600	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 2

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 904.070 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

  Hx2 = 342.563 / 1.33 = 257.566 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 257.566 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 4.500 / 1.700 = 2.647 [1≤ B/D< 8]

  W1 = [4.0 - 0.2 x (4.500 / 1.700)] x 1.700 = 5.9 kN/m < 6.0 이므로

  Hy1 = 6.000 x 52.250 / 2 / 1EA / 1.25 = 125.400 kN

  Hy2 = 156.183 / 1.33 = 117.431 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 125.400 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 320.000 mm b1y = 320.000 mm

b2x = 750.000 mm b2y = 750.000 mm

bcx = 2 x b2x = 1500.000 mm < 5 x b1x = 1600.000 mm

bcy = 2 x b2y = 1500.000 mm < 5 x b1y = 1600.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 320.000/1500.000) x 904.070 x 10^3 /180.000

= 987.780 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 320.000/1500.000) x 904.070 x 10^3 /180.000

= 987.780 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 257.566 x 10^3 / 180.000

= 1430.923 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 125.400 x 10^3 / 180.000

= 696.667 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 320.000 + 750.000 = 1070.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 320.000 + 750.000 = 1070.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 987.780 + 696.667 = 1684.447 mm^2

Bxo = 1070.000 mm 범위내에서 H16 - 16 EA

As = 198.600 x 8 = 1588.800 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 987.780 + 1430.923 = 2418.703 mm^2

Byo = 1070.000 mm 범위내에서 H16 - 16 EA

As = 198.600 x 8 = 1588.800 mm^2 ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 2

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 125.400 x 10^3 / 180.000 = 696.667 mm^2

사용철근 : H16 - 18 EA + H16 - 18 EA

As = 198.600 x 18 + 198.600 x 18 = 7149.600 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 257.566 x 10^3 / 180.000 = 1430.923 mm^2

사용철근 : H16 - 18 EA + H16 - 18 EA

As = 198.600 x 18 + 198.600 x 18 = 7149.600 mm^2 ∴ O.K

13. 말뚝 교축직각방향 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
PHC 말뚝	400.000	65.000	0.000	15.000
강관 말뚝	400.000	12.000	2.000	5.900
SPC복합말뚝				20.900

※ 강관말뚝 길이 및 연결부 위치는 발생응력이 PHC말뚝 응력 이내에 지점으로 산정하

말뚝 관입공법 = 합성말뚝(강관파일+PHC말뚝)

말뚝의 탄성계수 Ep(PHC) = 40000 MPa Ep(강관파일) = 210000 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I(PHC) = 0.0010243 m^4 I(강관파일) = 0.0002755 m^4

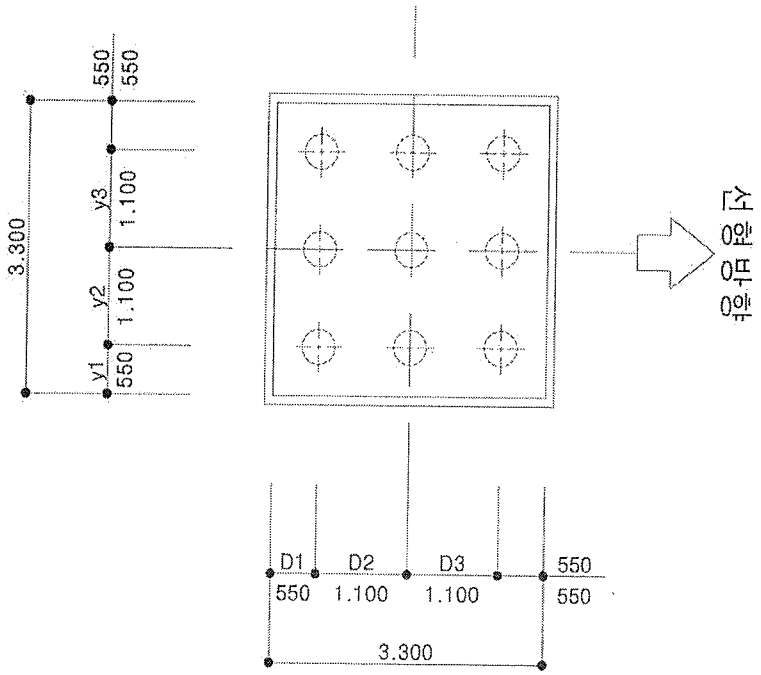
말뚝 머리의 평균 N치 N = 6

말뚝 선단의 평균 N치 N = 40

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

말뚝의 타입 = A TYPE 말뚝의 유효프리스트레스(본체) fce1 = 4.0 MPa

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	2201.717	85.185	676.565	SV005
	COMBO 2	1801.517	170.370	1199.635	SV004
	COMBO 3	1801.517	170.370	1199.635	SV015
	COMBO 4	1801.517	199.560	1350.995	SV022
계수하중	COMBO 1	3202.401	0.000	172.800	UL001
	COMBO 2	2341.971	221.481	1559.526	UL004
	COMBO 3	1621.365	204.444	1429.172	UE026
	COMBO 4	1801.517	199.560	1350.995	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

- PHC 말뚝

Ap = 0.0704 ㎡ ;환산단면적

a = 0.011 x (L/D) + 0.36 = 0.772

Kv = a x Ap x Ep / L = 0.772 x 0.0704 x 40000 / 15.000

= 145024.000 kN/m; 말뚝의 축방향 스프링정수

- 강관 말뚝

Ap = 0.0121 ㎡ ;환산단면적

a = 0.009 x (L/D) + 0.39 = 0.523

Kv = a x Ap x Ep / L = 0.523 x 0.0121 x 210000 / 5.900

= 225695.097 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

- 합성 말뚝

Kv = 88291.124 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 3600 kN/㎡

$$\beta = \left[\frac{(\alpha E_o)^8 D^5}{0.3^2 2^{16}(EI)^8}\right]^{\frac{1}{29}}$$

β = 0.324 m-1 : 평상시(PHC파일)

= 0.294 m-1 : 평상시(강관파일)

= 0.392 m-1 : 지진시(PHC파일)

= 0.356 m-1 : 지진시(강관파일)

Kh = 4492.61984 1/m : 평상시(PHC파일)

= 4335.06501 1/m : 평상시(강관파일)

= 9653.18657 1/m : 지진시(PHC파일)

= 9314.65221 1/m : 지진시(강관파일)

βLe = 6.763 ≥ 3 : 평상시 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

= 8.188 ≥ 3 : 지진시 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1(강관파일)	5893.860	10459.913	$4EI\beta^3$	kN/m
K1(PHC)	5553.410	9855.712	$4EI\beta^3$	kN/m
K2(강관파일)	10016:454	14682.484	$2EI\beta^2$	kN/rad
K2(PHC)	8580.839	12578.107	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3(강관파일)	10016.454	14682.484	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3(PHC)	8580.839	12578.107	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4(강관파일)	34045.382	41219.334	$2EI\beta$	kN.m/rad
K4(PHC)	26517.332	32104.993	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	53044.7	94139.2
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-90148.1	-132142.4
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	794620.1	794620.1
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right.$	947402.0	1011967.6
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0033635	0.0027708	0.0010342	SV005
	COMBO 2	0.0063984	0.0022671	0.0018751	SV004
	COMBO 3	0.0063984	0.0022671	0.0018751	SV015
	COMBO 4	0.0048901	0.0022671	0.0019736	SV022
계수하중	COMBO 1	0.0003698	0.0040301	0.0002176	UL001
	COMBO 2	0.0083180	0.0029473	0.0024376	UL004
	COMBO 3	0.0076559	0.0020404	0.0022370	UE026
	COMBO 4	0.0048901	0.0022671	0.0019736	UL022

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 6.398 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0033635	0.0039084	0.0010342	345.074	9.465	1.519
	2	0.0033635	0.0027708	0.0010342	244.635	9.465	1.519
	3	0.0033635	0.0016332	0.0010342	144.196	9.465	1.519
COMBO 2	1	0.0063984	0.0043297	0.0018751	382.276	18.930	-0.252
	2	0.0063984	0.0022671	0.0018751	200.169	18.930	-0.252
	3	0.0063984	0.0002046	0.0018751	18.062	18.930	-0.252
COMBO 3	1	0.0063984	0.0043297	0.0018751	382.276	18.930	-0.252
	2	0.0063984	0.0022671	0.0018751	200.169	18.930	-0.252
	3	0.0063984	0.0002046	0.0018751	18.062	18.930	-0.252
COMBO 4	1	0.0048901	0.0044381	0.0019736	391.842	22.173	9.550
	2	0.0048901	0.0022671	0.0019736	200.169	22.173	9.550
	3	0.0048901	0.0000962	0.0019736	8.495	22.173	9.550

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.000370	0.004269	0.000218	376.954	0.000	3.704
	2	0.000370	0.004030	0.000218	355.822	0.000	3.704
	3	0.000370	0.003791	0.000218	334.691	0.000	3.704
COMBO 2	1	0.008318	0.005629	0.002438	496.958	24.609	-0.328
	2	0.008318	0.002947	0.002438	260.219	24.609	-0.328
	3	0.008318	0.000266	0.002438	23.480	24.609	-0.328
COMBO 3	1	0.007656	0.004501	0.002237	397.410	22.716	-0.526
	2	0.007656	0.002040	0.002237	180.152	22.716	-0.526
	3	0.007656	-0.000420	0.002237	-37.106	22.716	-0.526
COMBO 4	1	0.004890	0.004438	0.001974	391.842	22.173	9.550
	2	0.004890	0.002267	0.001974	200.169	22.173	9.550
	3	0.004890	0.000096	0.001974	8.495	22.173	9.550

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.100	0	345.074	9.465	1.519	3
	2	0.000	0	244.635	9.465	1.519	3
	3	-1.100	0	144.196	9.465	1.519	3
	계			2201.717	85.185	676.565	9
COMBO 2	1	1.100	0	382.276	18.930	-0.252	3
	2	0.000	0	200.169	18.930	-0.252	3
	3	-1.100	0	18.062	18.930	-0.252	3
	계			1801.517	170.370	1199.635	9
COMBO 3	1	1.100	0	382.276	18.930	-0.252	3
	2	0.000	0	200.169	18.930	-0.252	3
	3	-1.100	0	18.062	18.930	-0.252	3
	계			1801.517	170.370	1199.635	9
COMBO 4	1	1.100	0	391.842	22.173	9.550	3
	2	0.000	0	200.169	22.173	9.550	3
	3	-1.100	0	8.495	22.173	9.550	3
	계			1801.517	199.560	1350.995	9

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.100	0	376.954	0.000	3.704	3
	2	0.000	0	355.822	0.000	3.704	3
	3	-1.100	0	334.691	0.000	3.704	3
	계			3202.401	0.000	172.800	9
COMBO 2	1	1.100	0	496.958	24.609	-0.328	3
	2	0.000	0	260.219	24.609	-0.328	3
	3	-1.100	0	23.480	24.609	-0.328	3
	계			2341.971	221.481	1559.526	9
COMBO 3	1	1.100	0	397.410	22.716	-0.526	3
	2	0.000	0	180.152	22.716	-0.526	3
	3	-1.100	0	-37.106	22.716	-0.526	3
	계			1621.365	204.444	1429.172	9
COMBO 4	1	1.100	0	391.842	22.173	9.550	3
	2	0.000	0	200.169	22.173	9.550	3
	3	-1.100	0	8.495	22.173	9.550	3
	계			1801.517	199.560	1350.995	9

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

V = 345.074 kN　　H = 9.465 kN　　Mt = 1.519 kN.m　　ho = Mt/H = 0.160 m

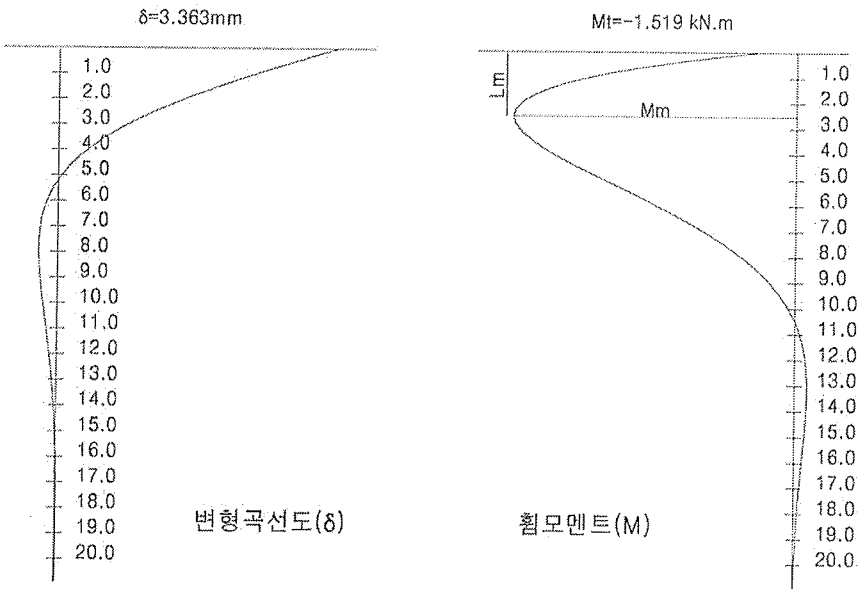
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-1.519	-9.465	3.363	
1.393	-9.836	-3.021	2.007	
2.787	-11.305	0.491	0.962	
4.180	-9.431	1.929	0.287	
5.573	-6.501	2.132	-0.074	
5.900	-5.813	2.075	-0.124	
6.967	-3.760	1.746	-0.217	
8.360	-1.714	1.186	-0.231	
9.753	-0.431	0.675	-0.186	
11.147	0.231	0.299	-0.125	
12.540	0.471	0.067	-0.070	
13.933	0.471	-0.050	-0.030	
15.327	0.367	-0.091	-0.006	
16.720	0.239	-0.088	0.006	
18.113	0.129	-0.068	0.010	
19.507	0.052	-0.043	0.010	
20.900	0.006	-0.023	0.007	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.516 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -11.374 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 11.374 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 9.465 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SV004

V = 382.276 kN　　H = 18.930 kN　Mt = -0.252 kN.m　ho = Mt/H = -0.013

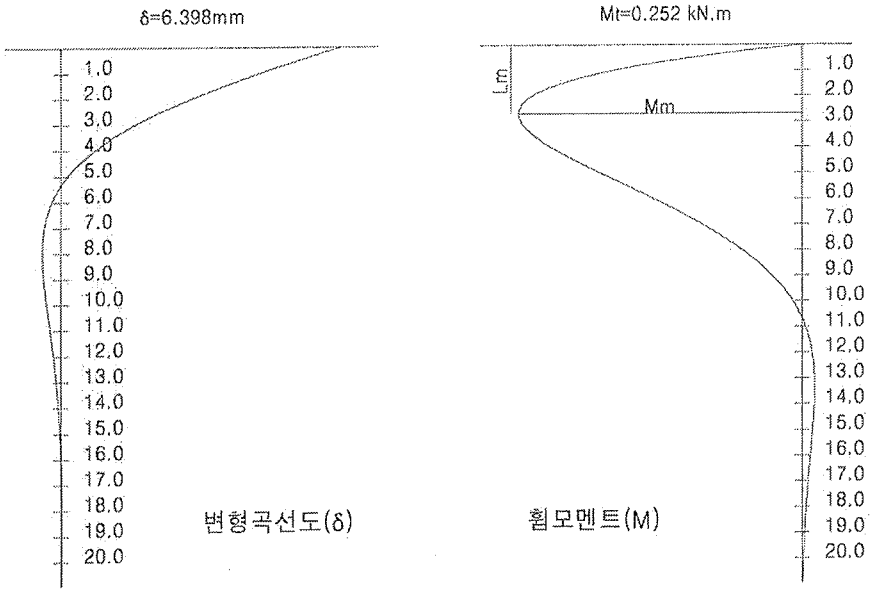
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.252	-18.930	6.398	
1.393	-16.799	-6.555	3.901	
2.787	-20.563	0.359	1.931	
4.180	-17.633	3.324	0.633	
5.573	-12.409	3.889	-0.081	
5.900	-11.150	3.813	-0.181	
6.967	-7.340	3.270	-0.377	
8.360	-3.470	2.268	-0.423	
9.753	-0.991	1.321	-0.349	
11.147	0.322	0.609	-0.239	
12.540	0.829	0.159	-0.137	
13.933	0.867	-0.074	-0.061	
15.327	0.690	-0.160	-0.014	
16.720	0.459	-0.163	0.009	
18.113	0.254	-0.127	0.018	
19.507	0.107	-0.083	0.018	
20.900	0.019	-0.045	0.014	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.683 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -20.581 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 20.581 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 18.930 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉢ COMBO 3 : SV015

V = 382.276 kN　　H = 18.930 kN　Mt = -0.252 kN.m　ho = Mt/H = -0.013

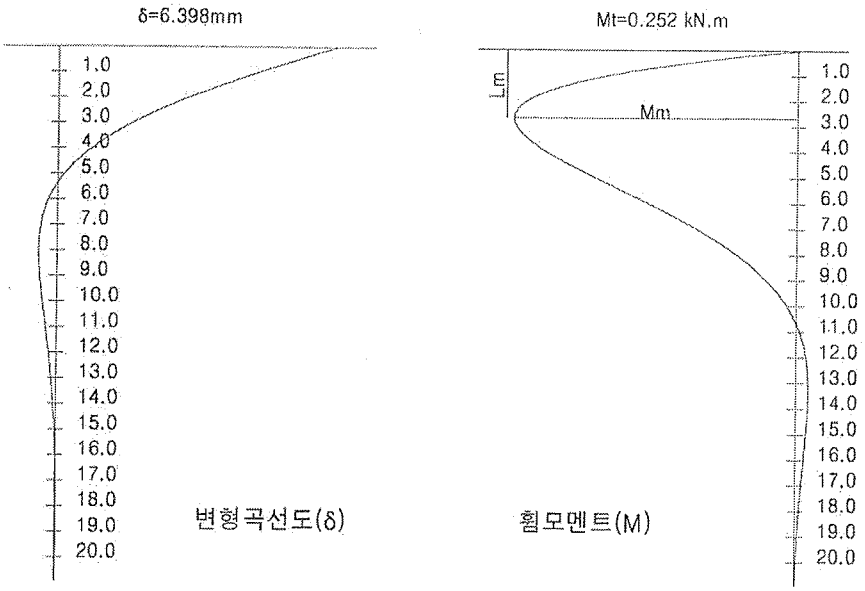
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.252	-18.930	6.398	
1.393	-16.799	-6.555	3.901	
2.787	-20.563	0.359	1.931	
4.180	-17.633	3.324	0.633	
5.573	-12.409	3.889	-0.081	
5.900	-11.150	3.813	-0.181	
6.967	-7.340	3.270	-0.377	
8.360	-3.470	2.268	-0.423	
9.753	-0.991	1.321	-0.349	
11.147	0.322	0.609	-0.239	
12.540	0.829	0.159	-0.137	
13.933	0.867	-0.074	-0.061	
15.327	0.690	-0.160	-0.014	
16.720	0.459	-0.163	0.009	
18.113	0.254	-0.127	0.018	
19.507	0.107	-0.083	0.018	
20.900	0.019	-0.045	0.014	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.683 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -20.581 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 20.581 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 18.930 kN

㉣ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

V = 391.842 kN　　H = 22.173 kN　Mt = 9.550 kN.m　ho = Mt/H = 0.431 m

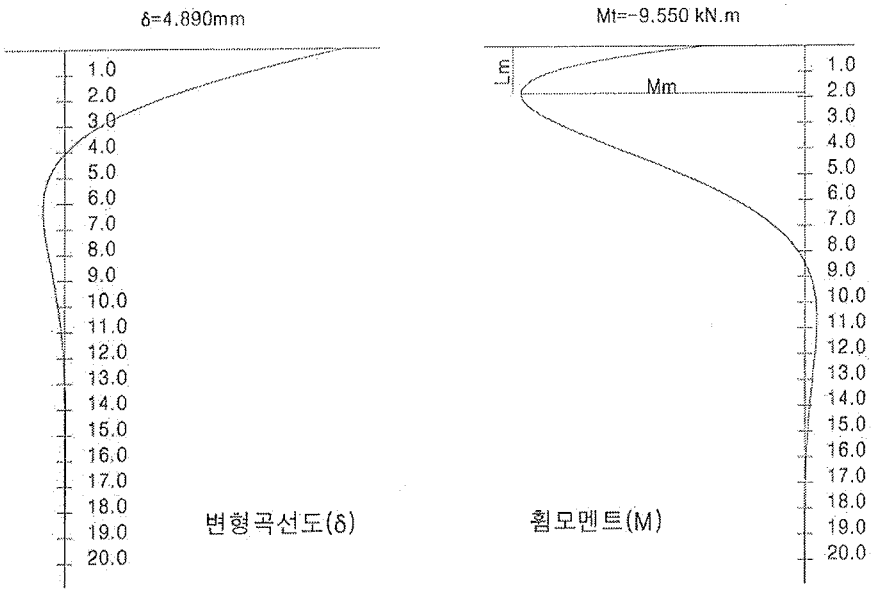
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-9.550	-22.173	4.890	
1.393	-25.926	-3.470	2.429	
2.787	-24.218	4.503	0.789	
4.180	-16.321	6.107	-0.056	
5.573	-8.498	4.869	-0.352	
5.900	-6.979	4.428	-0.371	
6.967	-3.050	2.950	-0.356	
8.360	-0.116	1.354	-0.251	
9.753	1.006	0.356	-0.137	
11.147	1.120	-0.120	-0.053	
12.540	0.826	-0.261	-0.006	
13.933	0.470	-0.235	0.013	
15.327	0.197	-0.155	0.016	
16.720	0.036	-0.079	0.013	
18.113	-0.034	-0.027	0.007	
19.507	-0.050	0.000	0.003	
20.900	-0.041	0.010	0.001	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 1.834 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -26.653 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 26.653 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 22.173 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULO04

V = 496.958 kN　　H = 24.609 kN　Mt = -0.328 kN.m　ho = Mt/H = -0.013

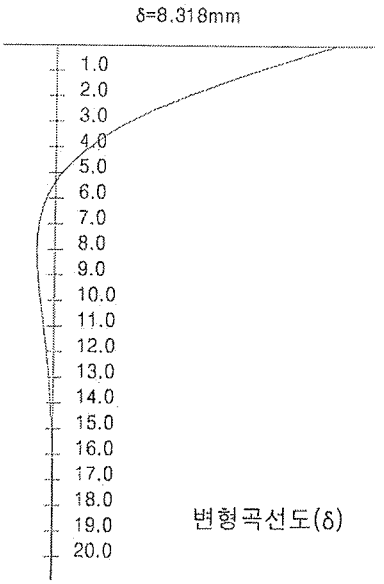
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.328	-24.609	8.318	
1.393	-21.839	-8.521	5.072	
2.787	-26.731	0.466	2.511	
4.180	-22.923	4.321	0.822	
5.573	-16.132	5.055	-0.105	
5.900	-14.495	4.958	-0.235	
6.967	-9.542	4.251	-0.490	
8.360	-4.511	2.948	-0.550	
9.753	-1.288	1.717	-0.454	
11.147	0.419	0.791	-0.310	
12.540	1.077	0.207	-0.178	
13.933	1.127	-0.096	-0.080	
15.327	0.897	-0.209	-0.019	
16.720	0.596	-0.211	0.012	
18.113	0.330	-0.166	0.023	
19.507	0.140	-0.108	0.023	
20.900	0.025	-0.059	0.018	

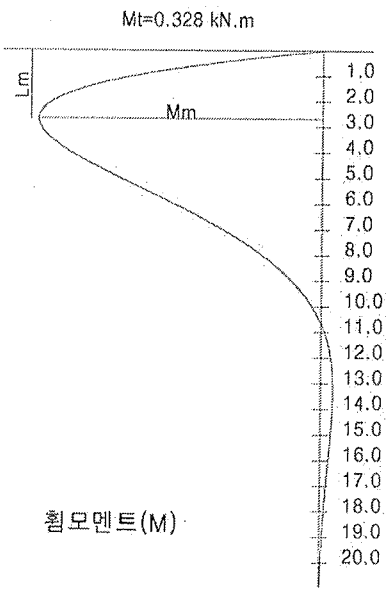
㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.683 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -26.756 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 26.756 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 24.609 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉯ COMBO 3 : UE026

V = 397.410 kN　　H = 22.716 kN　Mt = -0.526 kN.m　ho = Mt/H = -0.023

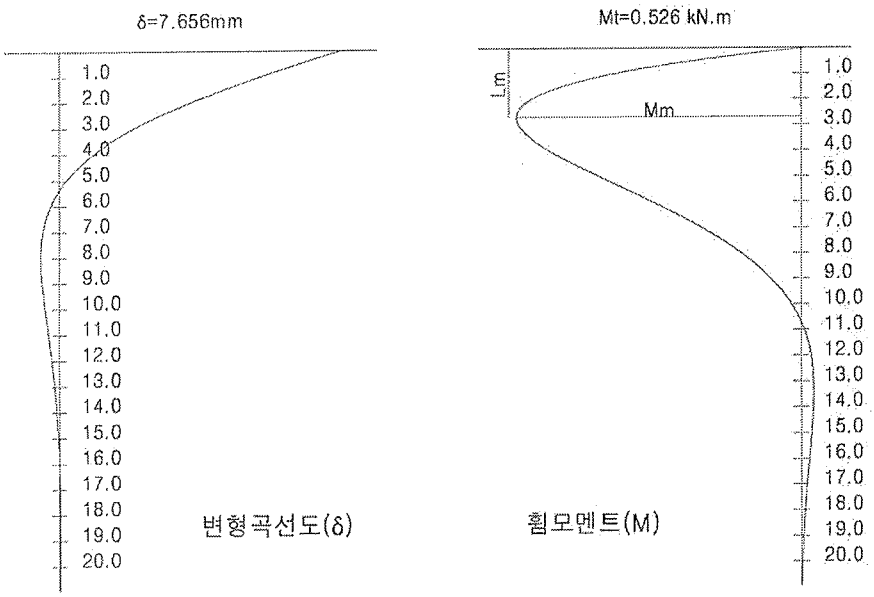
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.526	-22.716	7.656	
1.393	-19.964	-7.901	4.674	
2.787	-24.536	0.388	2.318	
4.180	-21.077	3.953	0.763	
5.573	-14.851	4.641	-0.092	
5.900	-13.348	4.553	-0.213	
6.967	-8.796	3.909	-0.448	
8.360	-4.166	2.714	-0.505	
9.753	-1.198	1.583	-0.418	
11.147	0.377	0.731	-0.286	
12.540	0.987	0.193	-0.164	
13.933	1.035	-0.087	-0.074	
15.327	0.826	-0.191	-0.018	
16.720	0.549	-0.194	0.011	
18.113	0.305	-0.152	0.021	
19.507	0.129	-0.100	0.021	
20.900	0.023	-0.054	0.016	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.693 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -24.555 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 24.555 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 22.716 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 4 : ULO22

V = 391.842 kN　　H = 22.173 kN　Mt = 9.550 kN.m　ho = Mt/H = 0.431 m

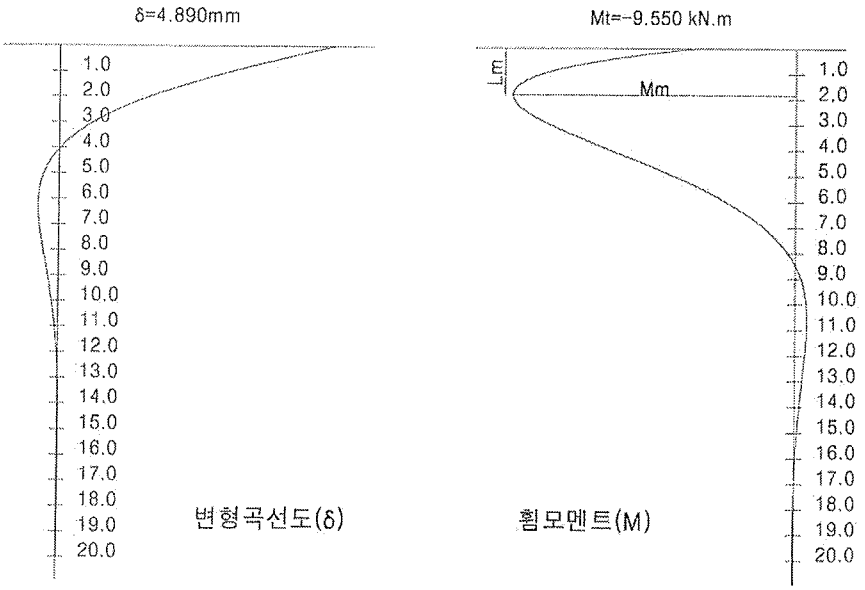
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-9.550	-22.173	4.890	
1.393	-25.926	-3.470	2.429	
2.787	-24.218	4.503	0.789	
4.180	-16.321	6.107	-0.056	
5.573	-8.498	4.869	-0.352	
5.900	-6.979	4.428	-0.371	
6.967	-3.050	2.950	-0.356	
8.360	-0.116	1.354	-0.251	
9.753	1.006	0.356	-0.137	
11.147	1.120	-0.120	-0.053	
12.540	0.826	-0.261	-0.006	
13.933	0.470	-0.235	0.013	
15.327	0.197	-0.155	0.016	
16.720	0.036	-0.079	0.013	
18.113	-0.034	-0.027	0.007	
19.507	-0.050	0.000	0.003	
20.900	-0.041	0.010	0.001	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 1.834 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -26.653 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 26.653 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 22.173 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1(강관파일)	2946.930	5229.957	$2EI\beta^3$	kN/m
K1(PHC)	2776.705	4927.856	$2EI\beta^3$	kN/m
K2(강관파일)	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K2(PHC)	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3(강관파일)	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3(PHC)	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4(강관파일)	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad
K4(PHC)	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	26522.4	47069.6
Axy.Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa.Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	794620.1	794620.1
Aya.Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	640993.6	640993.6
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0032118	0.0027708	0.0010555	SV005
	COMBO 2	0.0064236	0.0022671	0.0018715	SV004
	COMBO 3	0.0064236	0.0022671	0.0018715	SV015
	COMBO 4	0.0042397	0.0022671	0.0021077	SV022
계수하중	COMBO 1	0.0000000	0.0040301	0.0002696	UL001
	COMBO 2	0.0083507	0.0029473	0.0024330	UL004
	COMBO 3	0.0077084	0.0020404	0.0022296	UE026
	COMBO 4	0.0042397	0.0022671	0.0021077	UL022

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 6.424 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.003212	0.003932	0.001056	347.145	9.465	0.000
	2	0.003212	0.002771	0.001056	244.635	9.465	0.000
	3	0.003212	0.001610	0.001056	142.125	9.465	0.000
COMBO 2	1	0.006424	0.004326	0.001872	381.931	18.930	0.000
	2	0.006424	0.002267	0.001872	200.169	18.930	0.000
	3	0.006424	0.000209	0.001872	18.406	18.930	0.000
COMBO 3	1	0.006424	0.004326	0.001872	381.931	18.930	0.000
	2	0.006424	0.002267	0.001872	200.169	18.930	0.000
	3	0.006424	0.000209	0.001872	18.406	18.930	0.000
COMBO 4	1	0.004240	0.004586	0.002108	404.865	22.173	0.000
	2	0.004240	0.002267	0.002108	200.169	22.173	0.000
	3	0.004240	-0.000051	0.002108	-4.528	22.173	0.000

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.000000	0.004327	0.000270	382.004	0.000	0.000
	2	0.000000	0.004030	0.000270	355.822	0.000	0.000
	3	0.000000	0.003734	0.000270	329.641	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.008351	0.005624	0.002433	496.511	24.609	0.000
	2	0.008351	0.002947	0.002433	260.219	24.609	0.000
	3	0.008351	0.000271	0.002433	23.927	24.609	0.000
COMBO 3	1	0.007708	0.004493	0.002230	396.693	22.716	0.000
	2	0.007708	0.002040	0.002230	180.152	22.716	0.000
	3	0.007708	-0.000412	0.002230	-36.390	22.716	0.000
COMBO 4	1	0.004240	0.004586	0.002108	404.865	22.173	0.000
	2	0.004240	0.002267	0.002108	200.169	22.173	0.000
	3	0.004240	-0.000051	0.002108	-4.528	22.173	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.100	0	347.145	9.465	0.000	3
	2	0.000	0	244.635	9.465	0.000	3
	3	-1.100	0	142.125	9.465	0.000	3
	계			2201.717	85.185	0.000	9
COMBO 2	1	1.100	0	381.931	18.930	0.000	3
	2	0.000	0	200.169	18.930	0.000	3
	3	-1.100	0	18.406	18.930	0.000	3
	계			1801.517	170.370	0.000	9
COMBO 3	1	1.100	0	381.931	18.930	0.000	3
	2	0.000	0	200.169	18.930	0.000	3
	3	-1.100	0	18.406	18.930	0.000	3
	계			1801.517	170.370	0.000	9
COMBO 4	1	1.100	0	404.865	22.173	0.000	3
	2	0.000	0	200.169	22.173	0.000	3
	3	-1.100	0	-4.528	22.173	0.000	3
	계			1801.517	199.560	0.000	9

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.100	0	382.004	0.000	0.000	3
	2	0.000	0	355.822	0.000	0.000	3
	3	-1.100	0	329.641	0.000	0.000	3
	계			3202.401	0.000	0.000	9
COMBO 2	1	1.100	0	496.511	24.609	0.000	3
	2	0.000	0	260.219	24.609	0.000	3
	3	-1.100	0	23.927	24.609	0.000	3
	계			2341.971	221.481	0.000	9
COMBO 3	1	1.100	0	396.693	22.716	0.000	3
	2	0.000	0	180.152	22.716	0.000	3
	3	-1.100	0	-36.390	22.716	0.000	3
	계			1621.365	204.444	0.000	9
COMBO 4	1	1.100	0	404.865	22.173	0.000	3
	2	0.000	0	200.169	22.173	0.000	3
	3	-1.100	0	-4.528	22.173	0.000	3
	계			1801.517	199.560	0.000	9

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

V = 347.145 kN　　H = 9.465 kN　　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

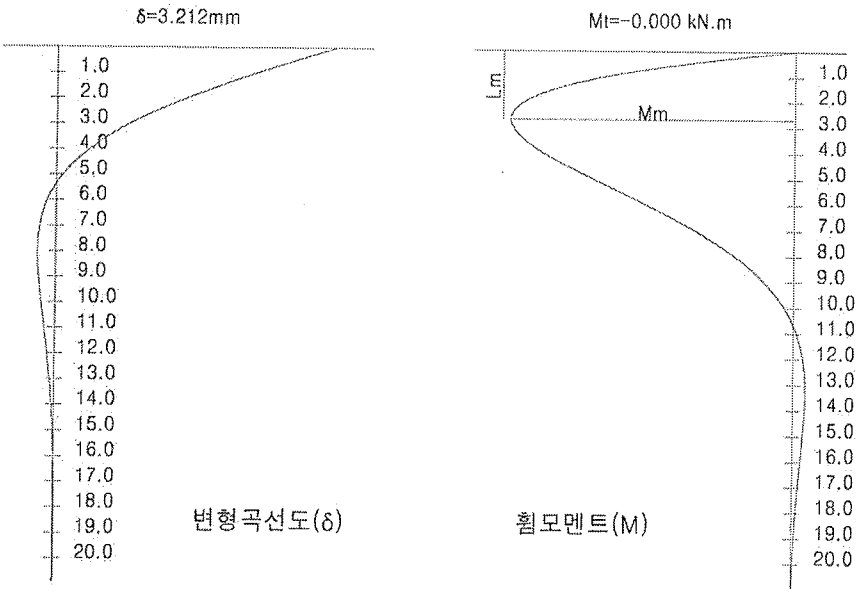
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-9.465	3.212	
1.393	-8.510	-3.258	1.955	
2.787	-10.360	0.203	0.965	
4.180	-8.864	1.682	0.314	
5.573	-6.227	1.959	-0.043	
5.900	-5.593	1.920	-0.093	
6.967	-3.677	1.643	-0.191	
8.360	-1.733	1.138	-0.213	
9.753	-0.490	0.661	-0.175	
11.147	0.166	0.304	-0.120	
12.540	0.419	0.079	-0.069	
13.933	0.436	-0.038	-0.031	
15.327	0.347	-0.081	-0.007	
16.720	0.230	-0.082	0.005	
18.113	0.127	-0.064	0.009	
19.507	0.054	-0.042	0.009	
20.900	0.009	-0.023	0.007	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.670 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -10.372 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 10.372 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 9.465 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SV004

V = 381.931 kN　　H = 18.930 kN　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

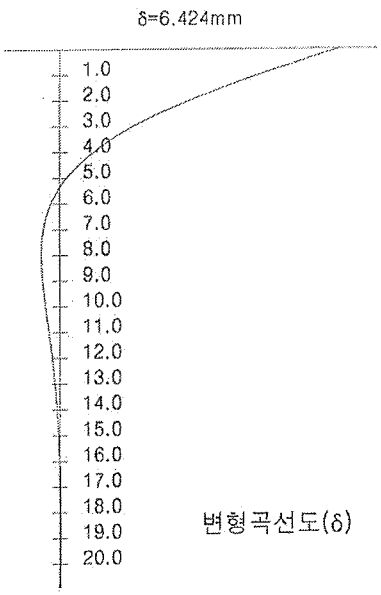
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

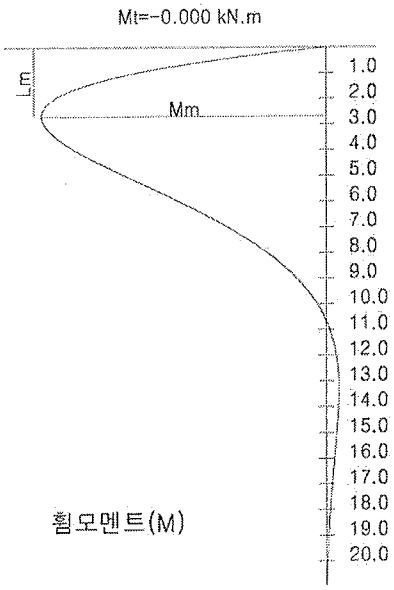
깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-18.930	6.424	
1.393	-17.019	-6.516	3.910	
2.787	-20.720	0.406	1.931	
4.180	-17.727	3.365	0.628	
5.573	-12.455	3.917	-0.086	
5.900	-11.186	3.839	-0.186	
6.967	-7.354	3.287	-0.381	
8.360	-3.467	2.276	-0.426	
9.753	-0.981	1.323	-0.351	
11.147	0.333	0.608	-0.240	
12.540	0.837	0.157	-0.137	
13.933	0.873	-0.076	-0.061	
15.327	0.694	-0.162	-0.014	
16.720	0.460	-0.164	0.010	
18.113	0.254	-0.128	0.018	
19.507	0.107	-0.084	0.018	
20.900	0.018	-0.045	0.014	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(Im) : 2.670 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -20.744 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 20.744 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 18.930 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉣ COMBO 3 : SV015

V = 381.931 kN　　H = 18.930 kN　Mt = 0.000 kN.m　ho = Mt/H = 0.000 m

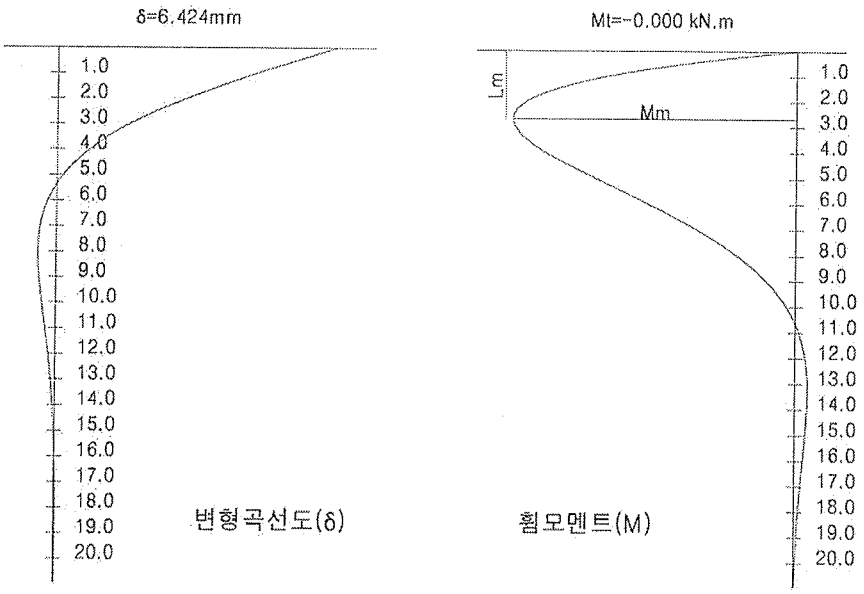
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-18.930	6.424	
1.393	-17.019	-6.516	3.910	
2.787	-20.720	0.406	1.931	
4.180	-17.727	3.365	0.628	
5.573	-12.455	3.917	-0.086	
5.900	-11.186	3.839	-0.186	
6.967	-7.354	3.287	-0.381	
8.360	-3.467	2.276	-0.426	
9.753	-0.981	1.323	-0.351	
11.147	0.333	0.608	-0.240	
12.540	0.837	0.157	-0.137	
13.933	0.873	-0.076	-0.061	
15.327	0.694	-0.162	-0.014	
16.720	0.460	-0.164	0.010	
18.113	0.254	-0.128	0.018	
19.507	0.107	-0.084	0.018	
20.900	0.018	-0.045	0.014	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.670 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -20.744 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 20.744 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 18.930 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

V = 404.865 kN　　H = 22.173 kN　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

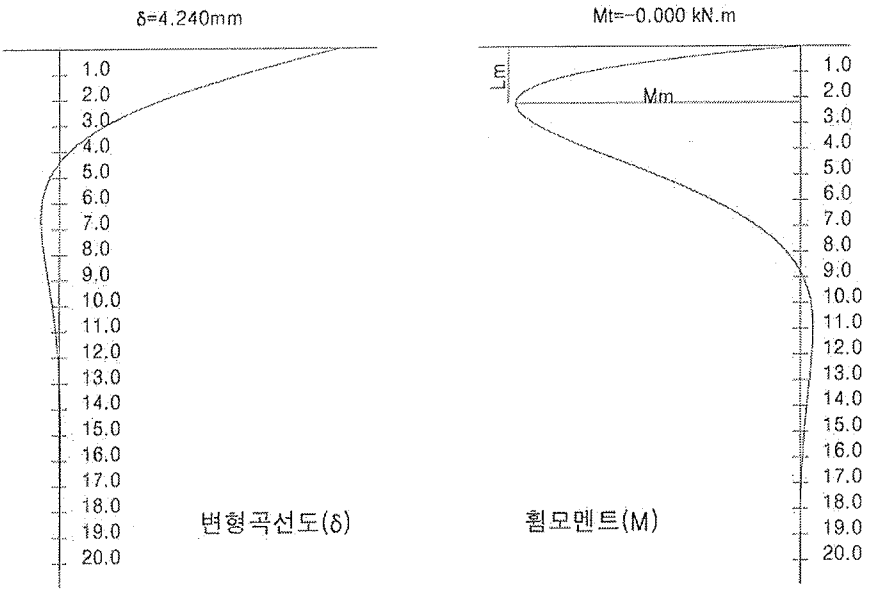
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-22.173	4.240	
1.393	-18.045	-5.442	2.270	
2.787	-19.320	2.391	0.859	
4.180	-13.997	4.577	0.078	
5.573	-7.826	4.014	-0.234	
5.900	-6.563	3.710	-0.262	
6.967	-3.191	2.601	-0.280	
8.360	-0.516	1.298	-0.213	
9.753	0.630	0.425	-0.124	
11.147	0.866	-0.026	-0.054	
12.540	0.693	-0.185	-0.012	
13.933	0.422	-0.189	0.007	
15.327	0.194	-0.133	0.012	
16.720	0.052	-0.073	0.010	
18.113	-0.017	-0.029	0.007	
19.507	-0.037	-0.004	0.003	
20.900	-0.033	0.007	0.001	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.205 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -20.069 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 20.069 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 22.173 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULO04

V = 496.511 kN　　H = 24.609 kN　Mt = 0.000 kN.m　ho = Mt/H = 0.000 m

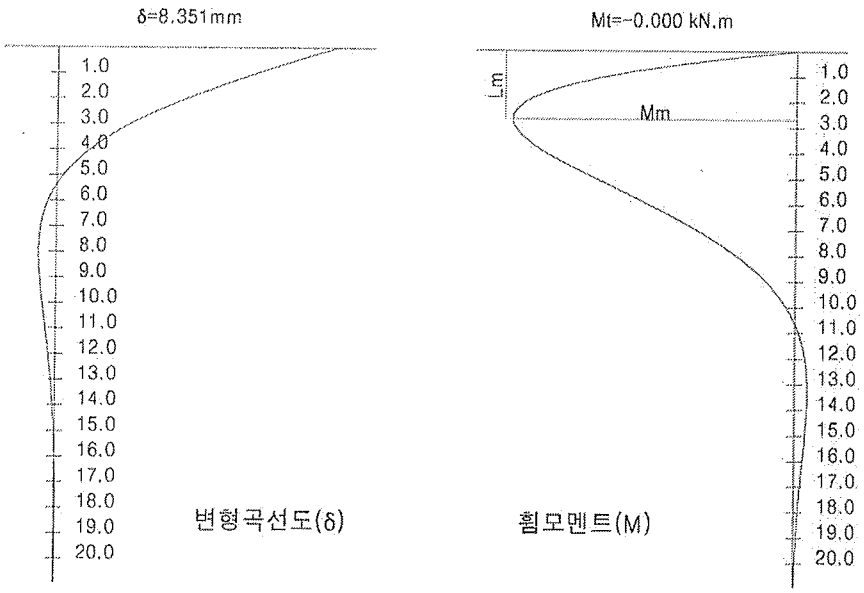
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-24.609	8.351	
1.393	-22.125	-8.470	5.083	
2.787	-26.936	0.528	2.510	
4.180	-23.046	4.374	0.816	
5.573	-16.191	5.093	-0.112	
5.900	-14.542	4.991	-0.242	
6.967	-9.560	4.273	-0.496	
8.360	-4.506	2.959	-0.554	
9.753	-1.275	1.720	-0.456	
11.147	0.433	0.790	-0.311	
12.540	1.089	0.205	-0.178	
13.933	1.135	-0.099	-0.080	
15.327	0.902	-0.211	-0.019	
16.720	0.598	-0.213	0.013	
18.113	0.331	-0.166	0.023	
19.507	0.139	-0.109	0.023	
20.900	0.024	-0.059	0.018	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.670 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -26.967 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 26.967 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 24.609 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UE026

V = 396.693 kN　　H = 22.716 kN　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

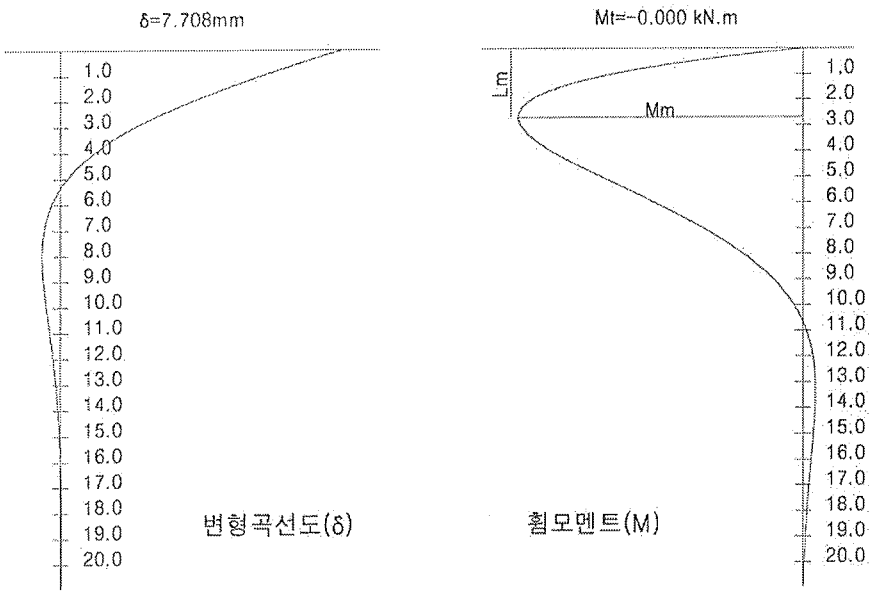
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-22.716	7.708	
1.393	-20.423	-7.819	4.692	
2.787	-24.864	0.488	2.317	
4.180	-21.273	4.038	0.754	
5.573	-14.946	4.701	-0.103	
5.900	-13.424	4.607	-0.223	
6.967	-8.825	3.944	-0.457	
8.360	-4.160	2.731	-0.511	
9.753	-1.177	1.587	-0.421	
11.147	0.399	0.730	-0.287	
12.540	1.005	0.189	-0.164	
13.933	1.047	-0.091	-0.074	
15.327	0.832	-0.194	-0.017	
16.720	0.552	-0.196	0.012	
18.113	0.305	-0.154	0.022	
19.507	0.129	-0.100	0.021	
20.900	0.022	-0.055	0.016	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.670 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -24.892 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 24.892 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 22.716 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 4 : UL022

V = 404.865 kN　　H = 22.173 kN　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

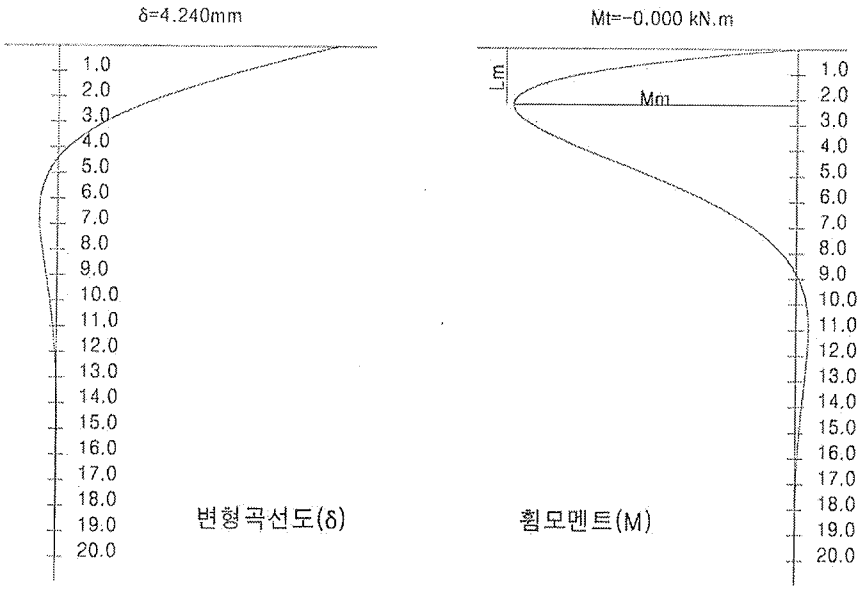
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-22.173	4.240	
1.393	-18.045	-5.442	2.270	
2.787	-19.320	2.391	0.859	
4.180	-13.997	4.577	0.078	
5.573	-7.826	4.014	-0.234	
5.900	-6.563	3.710	-0.262	
6.967	-3.191	2.601	-0.280	
8.360	-0.516	1.298	-0.213	
9.753	0.630	0.425	-0.124	
11.147	0.866	-0.026	-0.054	
12.540	0.693	-0.185	-0.012	
13.933	0.422	-0.189	0.007	
15.327	0.194	-0.133	0.012	
16.720	0.052	-0.073	0.010	
18.113	-0.017	-0.029	0.007	
19.507	-0.037	-0.004	0.003	
20.900	-0.033	0.007	0.001	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.205 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -20.069 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 20.069 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 22.173 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝, 군말뚝의 영향 고려(말뚝간격 3D

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 968.410 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Ra2 = 1452.620 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.400 = 1.257 m²

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L
1.257	6.000	사질토	0.794	6.000	5.984
1.257	10.000	사질토	2.000	10.000	25.133
1.257	10.000	사질토	2.400	10.000	30.159
1.257	27.000	사질토	1.600	27.000	54.287
1.257	50.000	사질토	12.300	50.000	772.832
1.257	50.000	사질토	1.806	50.000	113.496
계	-	-	-	-	991.895

사질토 : f = 1.0 x N (≤ 50.0)

점성토 : f = 5.0 x N (≤ 150.0)

N ≤ 2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 6.4236 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 4.8901 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 330.632 kN (평상시)

Pa2 = 495.947 kN (지진시)

- 말뚝의 극한 인발력 (Pu = UΣli · fi)

말뚝의 극한 인발력은 말뚝의 주면 마찰력과 같다. Pu = 991.895 kN

- 허용인발력 [Pa = 1/n · Pu + W] : Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의

안전율 평상시 : n = 3

지진시 : n = 2

허용인발력 평상시 : Pa = 1 / 3 x 991.895 + 0.000 = 330.632 kN

지진시 : Pa = 1 / 2 x 991.895 + 0.000 = 495.947 kN

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	345.074	144.196	968.410	330.632	O.K
	HINGE	347.145	142.125	968.410	330.632	O.K
COMBO 2	FIX	382.276	18.062	968.410	330.632	O.K
	HINGE	381.931	18.406	968.410	330.632	O.K
COMBO 3	FIX	382.276	18.062	968.410	330.632	O.K
	HINGE	381.931	18.406	968.410	330.632	O.K
COMBO 4	FIX	391.842	8.495	1452.620	495.947	O.K
	HINGE	404.865	-4.528	1452.620	495.947	O.K

② 강관말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소을 검토

이음적용할 PHC PILE 본당 기준길이 : 15.00 m / 본

PHC PILE 길이 : 15.00 m

이음개소수 : 0 개소 (용접 이음)

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 20.90/0.400 = 52.250 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

강관말뚝과 결합구 일체형 PHC말뚝의 이음에 따른 허용응력의 감소율 2.50% 적용

따라서 허용응력의 총 감소율은 2.50% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

fca = 136.500 MPa fta = 136.500 MPa (평상시)

= 204.750 MPa 204.750 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M x y/Io

= V/0.012 ± M x 0.400/2 / 0.00028

구 분		Vmax(kN)	Vmin(kN)	M(kN.m)	fc(MPa)	fca(MPa)	ft(MPa)	fta(MPa)	비 고
COMBO1	FIX	345.074	144.196	11.374	36.70	136.500	3.63	136.500	O.K
	HINGE	347.145	142.125	10.372	36.15	136.500	4.19	136.500	O.K
COMBO2	FIX	382.276	18.062	20.581	46.46	136.500	13.45	136.500	O.K
	HINGE	381.931	18.406	20.744	46.54	136.500	13.54	136.500	O.K
COMBO3	FIX	382.276	18.062	20.581	46.46	136.500	13.45	136.500	O.K
	HINGE	381.931	18.406	20.744	46.54	136.500	13.54	136.500	O.K
COMBO4	FIX	391.842	8.495	26.653	51.65	204.750	18.65	204.750	O.K
	HINGE	404.865	-4.528	20.069	47.95	204.750	14.94	204.750	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 78.000 MPa (평상시)

= 117.000 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (396.0^2 + 396.0 \times 376.0 + 376.0^2) / (3 \times (396.0^2 + 376.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	0.000	0.000	78.000	O.K
	HINGE	0.000	0.000	78.000	O.K
COMBO 2	FIX	24.609	4.056	78.000	O.K
	HINGE	24.609	4.056	78.000	O.K
COMBO 3	FIX	22.716	3.744	78.000	O.K
	HINGE	22.716	3.744	78.000	O.K
COMBO 4	FIX	22.173	3.654	117.000	O.K
	HINGE	22.173	3.654	117.000	O.K

③ PHC말뚝의 응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 19.500 MPa (평상시)

= 25.994 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -2.925 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M x y/Io + fpe

= V/0.070 ± M x 0.400/2 / 0.00102 + 4.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc(MPa)	fca(MPa)	ft(MPa)	fta(MPa)	비 고
COMBO 1	FIX	345.074	5.813	10.037	19.50	4.913	0.00	O.K
	HINGE	347.145	5.593	10.023	19.50	4.927	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	382.276	11.150	11.607	19.50	2.080	0.00	O.K
	HINGE	381.931	11.186	11.609	19.50	2.077	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	382.276	11.150	11.607	19.50	2.080	0.00	O.K
	HINGE	381.931	11.186	11.609	19.50	2.077	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	391.842	6.979	10.929	25.99	2.758	-2.93	O.K
	HINGE	404.865	6.563	11.032	25.99	2.654	-2.93	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 1.170 MPa (평상시)

= 1.560 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

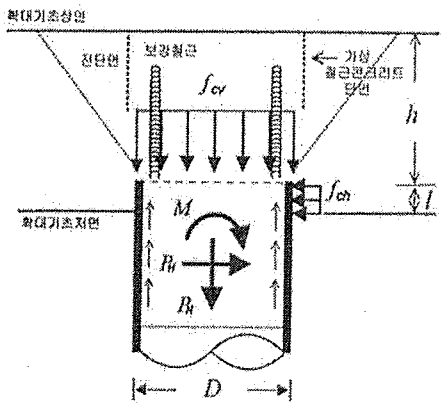
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (400.0^2 + 400.0 \times 270.0 + 270.0^2) / (3 \times (400.0^2 + 270.0^2))$

= 1.952 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	0.379	0.011	1.170	O.K
	HINGE	0.000	0.000	1.170	O.K
COMBO 2	FIX	4.958	0.137	1.170	O.K
	HINGE	4.991	0.138	1.170	O.K
COMBO 3	FIX	4.553	0.126	1.170	O.K
	HINGE	4.607	0.128	1.170	O.K
COMBO 4	FIX	4.428	0.123	1.560	O.K
	HINGE	3.710	0.103	1.560	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 382275.6 / (π/4 x 400 ^{2})
= 3.042 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 404864.8 / (π/4 x 400 ^{2})
= 3.222 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 382275.6 / {π x (400 + 900) x 900 }
= 0.104 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 404864.8 / {π x (400 + 900) x 900 }
= 0.110 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 18930.026 / (400 x 100)
= 0.473 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 22173.333 / (400 x 100)
= 0.554 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

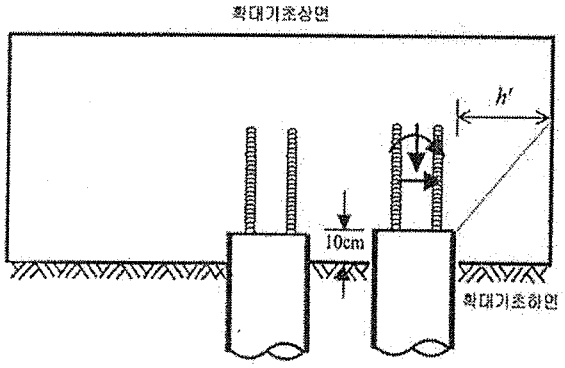
τh = 18930.026 / {350 x (200 + 400 + 700)}

= 0.042 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 22173.333 / {350 x (200 + 400 + 700)}

= 0.049 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (㎜)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (㎜)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(㎜)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(㎜)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(㎜)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 ㎜

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)

= 668.5 (㎜)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 400/2 = 868.5 ㎜

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 ㎜로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.650 x (0.85 x 27.0 x 125663.7)

= 1874588.336 N ≥ PNmax = 496958.215 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.750 x (⅓ x √27.0 x 3927.0 x 850)

= 4336114.105 N ≥ PNmax = 496958.215 N ∴ O.K

14. 말뚝 교축방향 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
PHC 말뚝	400.000	65.000	0.000	15.000
강관 말뚝	400.000	12.000	2.000	5.900
SPC복합말뚝				20.900

※ 강관말뚝 길이 및 연결부 위치는 발생응력이 PHC말뚝 응력 이내에 지정으로 산정

말뚝 관입공법 = 합성말뚝(강관파일+PHC말뚝)

말뚝의 탄성계수 Ep(PHC) = 40000 MPa Ep(강관파일) = 210000 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I(PHC) = 0.0010243 m^4 I(강관파일) = 0.0002755 m^4

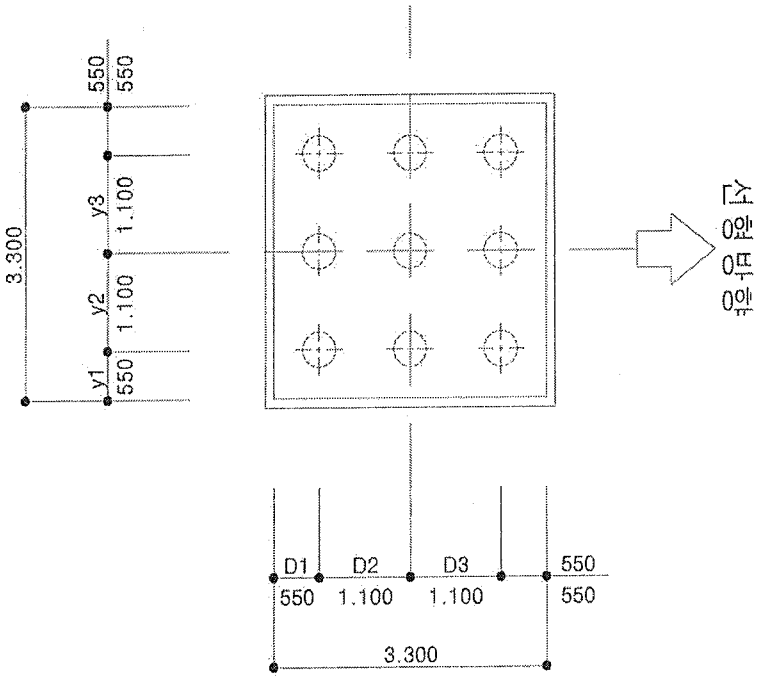
말뚝 머리의 평균 N치 N = 6

말뚝 선단의 평균 N치 N = 40

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

말뚝의 타입 = A TYPE 말뚝의 유효프리스트레스(본체) fce1 = 4.0 MPa

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	2201.717	19.816	43.095	SVB05
	COMBO 2	1801.517	39.632	86.190	SVB04
	COMBO 3	1801.517	39.632	86.190	SVB15
	COMBO 4	1801.517	384.670	2582.010	SVB22
계수하중	COMBO 1	3202.401	0.000	0.000	ULB01
	COMBO 2	2341.971	51.522	112.047	ULB04
	COMBO 3	1621.365	47.559	103.428	UEB26
	COMBO 4	1801.517	384.670	2582.010	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

- PHC 말뚝

Ap = 0.0704 m² ;환산단면적

a = 0.011 x (L/D) + 0.36 = 0.772

Kv = a x Ap x Ep / L = 0.772 x 0.0704 x 40000 / 15.000

= 145024.000 kN/m; 말뚝의 축방향 스프링정수

- 강관 말뚝

Ap = 0.0121 m² ;환산단면적

a = 0.009 x (L/D) + 0.39 = 0.523

Kv = a x Ap x Ep / L = 0.523 x 0.0121 x 210000 / 5.900

= 225695.097 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

- 합성 말뚝

Kv = 88291.124 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 3600 kN/m²

$$\beta = \left[\frac{(\alpha E_o)^8 D^5}{0.3^2 2^{16}(EI)^8}\right]^{\frac{1}{29}}$$

β = 0.324 m-1 : 평상시(PHC파일)

= 0.294 m-1 : 평상시(강관파일)

= 0.392 m-1 : 지진시(PHC파일)

= 0.356 m-1 : 지진시(강관파일)

Kh = 4492.61984 1/m : 평상시(PHC파일)

= 4335.06501 1/m : 평상시(강관파일)

= 9653.18657 1/m : 지진시(PHC파일)

= 9314.65221 1/m : 지진시(강관파일)

βLe = 6.763 ≥ 3 : 평상시 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

= 8.188 ≥ 3 : 지진시 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1(강관파일)	5893.860	10459.913	$4EI\beta^3$	kN/m
K1(PHC)	5553.410	9855.712	$4EI\beta^3$	kN/m
K2(강관파일)	10016.454	14682.484	$2EI\beta^2$	kN/rad
K2(PHC)	8580.839	12578.107	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3(강관파일)	10016.454	14682.484	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3(PHC)	8580.839	12578.107	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4(강관파일)	34045.382	41219.334	$2EI\beta$	kN.m/rad
K4(PHC)	26517.332	32104.993	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	53044.7	94139.2
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-90148.1	-132142.4
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	794620.1	794620.1
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	947402.0	1011967.6
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0005379	0.0027708	0.0000967	SVB05
	COMBO 2	0.0010757	0.0022671	0.0001933	SVB04
	COMBO 3	0.0010757	0.0022671	0.0001933	SVB15
	COMBO 4	0.0093885	0.0022671	0.0037774	SVB22
계수하중	COMBO 1	0.0000000	0.0040301	0.0000000	ULB01
	COMBO 2	0.0013984	0.0029473	0.0002513	ULB04
	COMBO 3	0.0012909	0.0020404	0.0002320	UEB26
	COMBO 4	0.0093885	0.0022671	0.0037774	ULB22

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 9.389 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0005379	0.0028771	0.0000967	254.023	2.202	-2.096
	2	0.0005379	0.0027708	0.0000967	244.635	2.202	-2.096
	3	0.0005379	0.0026644	0.0000967	235.247	2.202	-2.096
COMBO 2	1	0.0010757	0.0024798	0.0001933	218.945	4.404	-4.193
	2	0.0010757	0.0022671	0.0001933	200.169	4.404	-4.193
	3	0.0010757	0.0020545	0.0001933	181.392	4.404	-4.193
COMBO 3	1	0.0010757	0.0024798	0.0001933	218.945	4.404	-4.193
	2	0.0010757	0.0022671	0.0001933	200.169	4.404	-4.193
	3	0.0010757	0.0020545	0.0001933	181.392	4.404	-4.193
COMBO 4	1	0.0093885	0.0064223	0.0037774	567.033	42.741	17.856
	2	0.0093885	0.0022671	0.0037774	200.169	42.741	17.856
	3	0.0093885	-0.0018880	0.0037774	-166.696	42.741	17.856

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0040301	0.0000000	355.822	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0040301	0.0000000	355.822	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0040301	0.0000000	355.822	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0013984	0.0032237	0.0002513	284.628	5.725	-5.451
	2	0.0013984	0.0029473	0.0002513	260.219	5.725	-5.451
	3	0.0013984	0.0026708	0.0002513	235.810	5.725	-5.451
COMBO 3	1	0.0012909	0.0022956	0.0002320	202.683	5.284	-5.031
	2	0.0012909	0.0020404	0.0002320	180.152	5.284	-5.031
	3	0.0012909	0.0017852	0.0002320	157.620	5.284	-5.031
COMBO 4	1	0.0093885	0.0064223	0.0037774	567.033	42.741	17.856
	2	0.0093885	0.0022671	0.0037774	200.169	42.741	17.856
	3	0.0093885	-0.0018880	0.0037774	-166.696	42.741	17.856

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.100	0	254.023	2.202	-2.096	3
	2	0.000	0	244.635	2.202	-2.096	3
	3	-1.100	0	235.247	2.202	-2.096	3
	계			2201.717	19.816	43.095	9
COMBO 2	1	1.100	0	218.945	4.404	-4.193	3
	2	0.000	0	200.169	4.404	-4.193	3
	3	-1.100	0	181.392	4.404	-4.193	3
	계			1801.517	39.632	86.190	9
COMBO 3	1	1.100	0	218.945	4.404	-4.193	3
	2	0.000	0	200.169	4.404	-4.193	3
	3	-1.100	0	181.392	4.404	-4.193	3
	계			1801.517	39.632	86.190	9
COMBO 4	1	1.100	0	567.033	42.741	17.856	3
	2	0.000	0	200.169	42.741	17.856	3
	3	-1.100	0	-166.696	42.741	17.856	3
	계			1801.517	384.670	2582.010	9

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.100	0	355.822	0.000	0.000	3
	2	0.000	0	355.822	0.000	0.000	3
	3	-1.100	0	355.822	0.000	0.000	3
	계			3202.401	0.000	0.000	9
COMBO 2	1	1.100	0	284.628	5.725	-5.451	3
	2	0.000	0	260.219	5.725	-5.451	3
	3	-1.100	0	235.810	5.725	-5.451	3
	계			2341.971	51.522	112.047	9
COMBO 3	1	1.100	0	202.683	5.284	-5.031	3
	2	0.000	0	180.152	5.284	-5.031	3
	3	-1.100	0	157.620	5.284	-5.031	3
	계			1621.365	47.559	103.428	9
COMBO 4	1	1.100	0	567.033	42.741	17.856	3
	2	0.000	0	200.169	42.741	17.856	3
	3	-1.100	0	-166.696	42.741	17.856	3
	계			1801.517	384.670	2582.010	9

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB05

V = 254.023 kN　　H = 2.202 kN　　Mt = -2.096 kN.m　　ho = Mt/H = -0.952

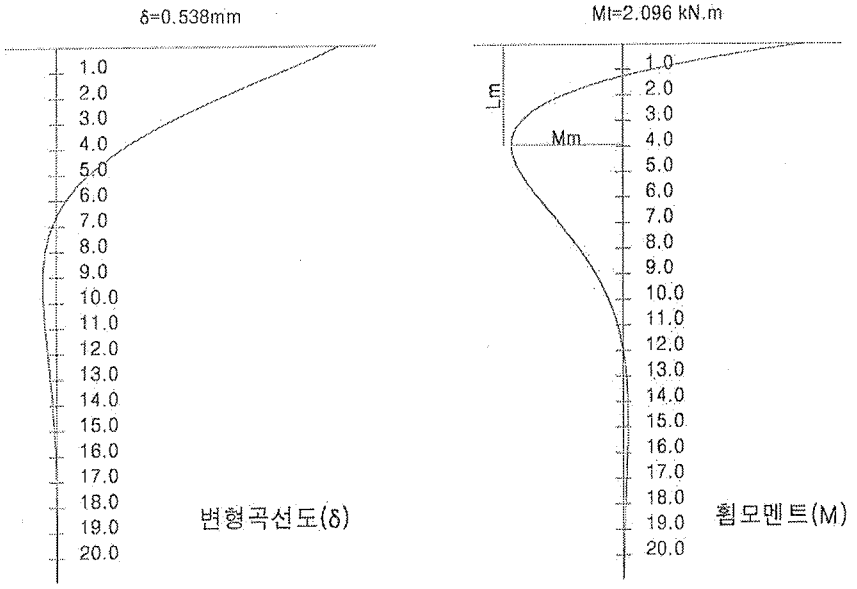
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	2.096	-2.202	0.538	
1.393	-0.149	-1.084	0.383	
2.787	-1.105	-0.350	0.229	
4.180	-1.279	0.051	0.110	
5.573	-1.071	0.217	0.033	
5.900	-0.997	0.232	0.021	
6.967	-0.740	0.241	-0.008	
8.360	-0.429	0.198	-0.024	
9.753	-0.197	0.135	-0.026	
11.147	-0.050	0.077	-0.021	
12.540	0.025	0.034	-0.014	
13.933	0.053	0.008	-0.008	
15.327	0.053	-0.006	-0.003	
16.720	0.042	-0.010	-0.001	
18.113	0.027	-0.010	0.001	
19.507	0.015	-0.008	0.001	
20.900	0.006	-0.005	0.001	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(Im) : 3.931 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -1.286 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 2.096 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 2.202 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB04

V = 218.945 kN　　H = 4.404 kN　　Mt = -4.193 kN.m　　ho = Mt/H = -0.952

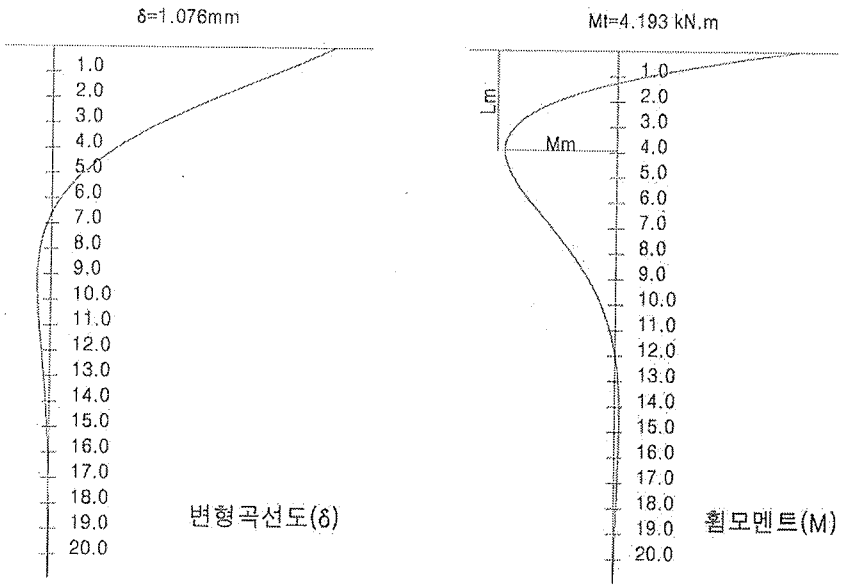
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	4.193	-4.404	1.076	
1.393	-0.298	-2.168	0.766	
2.787	-2.210	-0.700	0.458	
4.180	-2.559	0.103	0.221	
5.573	-2.142	0.434	0.067	
5.900	-1.995	0.464	0.042	
6.967	-1.480	0.483	-0.016	
8.360	-0.859	0.397	-0.049	
9.753	-0.393	0.270	-0.052	
11.147	-0.101	0.154	-0.042	
12.540	0.051	0.069	-0.028	
13.933	0.106	0.016	-0.016	
15.327	0.107	-0.011	-0.007	
16.720	0.083	-0.020	-0.001	
18.113	0.054	-0.020	0.001	
19.507	0.029	-0.015	0.002	
20.900	0.012	-0.010	0.002	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 3.931 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -2.572 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 4.193 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 4.404 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉢ COMBO 3 : SVB15

V = 218.945 kN　　H = 4.404 kN　　Mt = -4.193 kN.m　　ho = Mt/H = -0.952

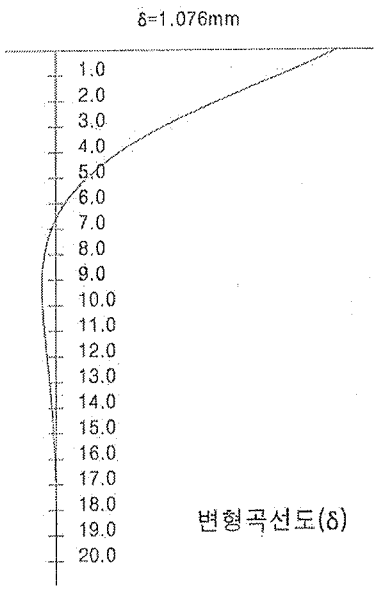
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	4.193	-4.404	1.076	
1.393	-0.298	-2.168	0.766	
2.787	-2.210	-0.700	0.458	
4.180	-2.559	0.103	0.221	
5.573	-2.142	0.434	0.067	
5.900	-1.995	0.464	0.042	
6.967	-1.480	0.483	-0.016	
8.360	-0.859	0.397	-0.049	
9.753	-0.393	0.270	-0.052	
11.147	-0.101	0.154	-0.042	
12.540	0.051	0.069	-0.028	
13.933	0.106	0.016	-0.016	
15.327	0.107	-0.011	-0.007	
16.720	0.083	-0.020	-0.001	
18.113	0.054	-0.020	0.001	
19.507	0.029	-0.015	0.002	
20.900	0.012	-0.010	0.002	

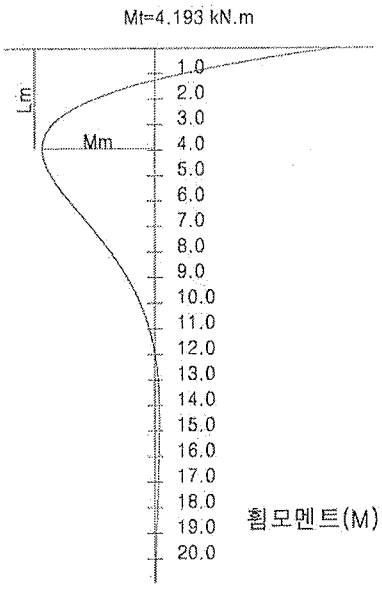
㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 3.931 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -2.572 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 4.193 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 4.404 kN

㉣ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉮ COMBO 4 : SVB22

V = 567.033 kN　　H = 42.741 kN　　Mt = 17.856 kN.m　　ho = Mt/H = 0.418 m

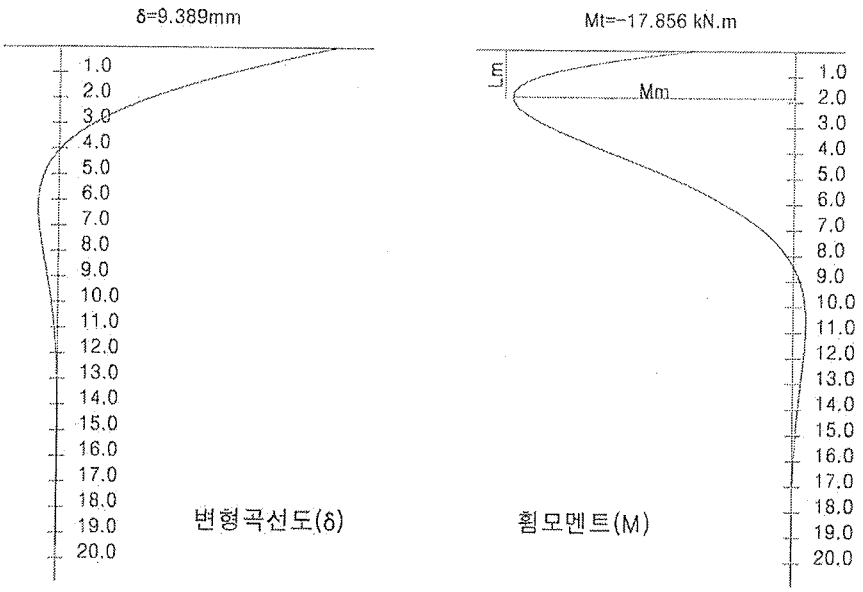
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-17.856	-42.741	9.389	
1.393	-49.519	-6.802	4.673	
2.787	-46.399	8.557	1.524	
4.180	-31.325	11.683	-0.100	
5.573	-16.342	9.337	-0.672	
5.900	-13.429	8.493	-0.709	
6.967	-5.888	5.667	-0.682	
8.360	-0.247	2.607	-0.482	
9.753	1.918	0.691	-0.263	
11.147	2.145	-0.226	-0.103	
12.540	1.585	-0.498	-0.013	
13.933	0.903	-0.450	0.025	
15.327	0.379	-0.297	0.031	
16.720	0.071	-0.151	0.024	
18.113	-0.064	-0.052	0.014	
19.507	-0.095	0.001	0.006	
20.900	-0.078	0.020	0.002	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 1.843 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -50.974 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 50.974 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 42.741 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULB04

V = 284.628 kN　　H = 5.725 kN　　Mt = -5.451 kN.m　　ho = Mt/H = -0.952

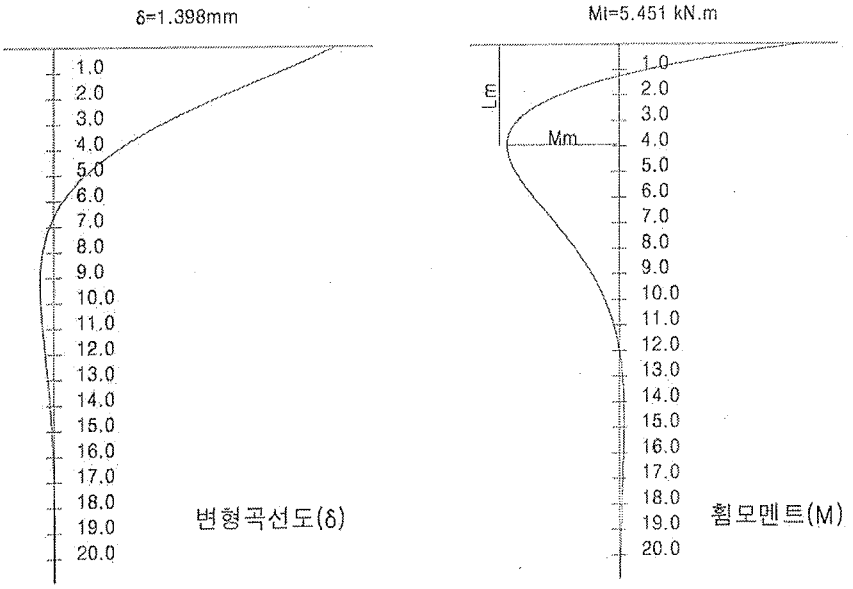
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	5.451	-5.725	1.398	
1.393	-0.387	-2.819	0.995	
2.787	-2.872	-0.910	0.596	
4.180	-3.326	0.134	0.287	
5.573	-2.784	0.564	0.087	
5.900	-2.593	0.603	0.054	
6.967	-1.924	0.627	-0.021	
8.360	-1.116	0.515	-0.063	
9.753	-0.511	0.351	-0.068	
11.147	-0.131	0.200	-0.055	
12.540	0.066	0.089	-0.037	
13.933	0.138	0.020	-0.021	
15.327	0.139	-0.014	-0.009	
16.720	0.108	-0.027	-0.002	
18.113	0.071	-0.026	0.002	
19.507	0.038	-0.020	0.003	
20.900	0.016	-0.013	0.003	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 3.931 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -3.343 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 5.451 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 5.725 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB26

V = 202.683 kN　　H = 5.284 kN　　Mt = -5.031 kN.m　　ho = Mt/H = -0.952

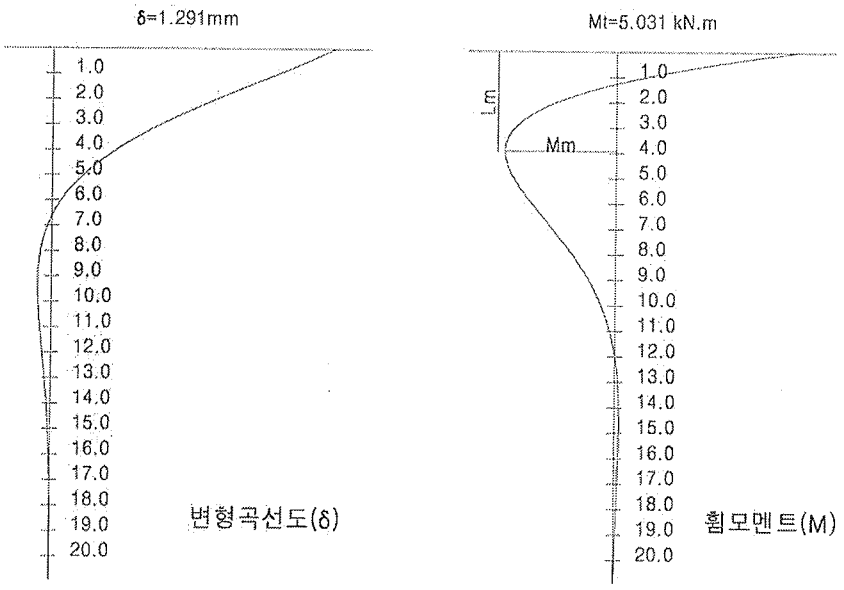
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	5.031	-5.284	1.291	
1.393	-0.358	-2.602	0.919	
2.787	-2.651	-0.840	0.550	
4.180	-3.070	0.124	0.265	
5.573	-2.570	0.520	0.080	
5.900	-2.394	0.557	0.050	
6.967	-1.776	0.579	-0.019	
8.360	-1.030	0.476	-0.059	
9.753	-0.472	0.324	-0.063	
11.147	-0.121	0.185	-0.051	
12.540	0.061	0.082	-0.034	
13.933	0.127	0.019	-0.019	
15.327	0.128	-0.013	-0.008	
16.720	0.100	-0.025	-0.002	
18.113	0.065	-0.024	0.002	
19.507	0.035	-0.018	0.003	
20.900	0.014	-0.012	0.003	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 3.931 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -3.086 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 5.031 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 5.284 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 4 : ULB22

V = 567.033 kN　　H = 42.741 kN　　Mt = 17.856 kN.m　　ho = Mt/H = 0.418 m

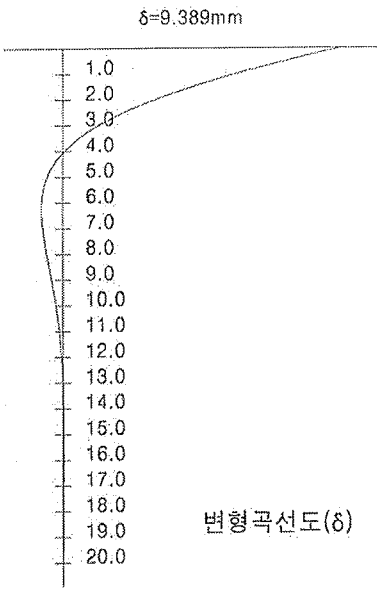
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

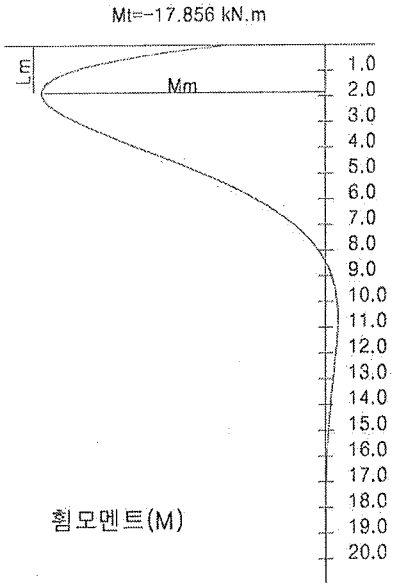
깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-17.856	-42.741	9.389	
1.393	-49.519	-6.802	4.673	
2.787	-46.399	8.557	1.524	
4.180	-31.325	11.683	-0.100	
5.573	-16.342	9.337	-0.672	
5.900	-13.429	8.493	-0.709	
6.967	-5.888	5.667	-0.682	
8.360	-0.247	2.607	-0.482	
9.753	1.918	0.691	-0.263	
11.147	2.145	-0.226	-0.103	
12.540	1.585	-0.498	-0.013	
13.933	0.903	-0.450	0.025	
15.327	0.379	-0.297	0.031	
16.720	0.071	-0.151	0.024	
18.113	-0.064	-0.052	0.014	
19.507	-0.095	0.001	0.006	
20.900	-0.078	0.020	0.002	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 1.843 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -50.974 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 50.974 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 42.741 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1(강관파일)	2946.930	5229.957	$2EI\beta^3$	kN/m
K1(PHC)	2776.705	4927.856	$2EI\beta^3$	kN/m
K2(강관파일)	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K2(PHC)	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3(강관파일)	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3(PHC)	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4(강관파일)	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad
K4(PHC)	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	26522.4	47069.6
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	794620.1	794620.1
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	640993.6	640993.6
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0007471	0.0027708	0.0000672	SVB05
	COMBO 2	0.0014943	0.0022671	0.0001345	SVB04
	COMBO 3	0.0014943	0.0022671	0.0001345	SVB15
	COMBO 4	0.0081724	0.0022671	0.0040281	SVB22
계수하중	COMBO 1	0.0000000	0.0040301	0.0000000	ULB01
	COMBO 2	0.0019426	0.0029473	0.0001748	ULB04
	COMBO 3	0.0017932	0.0020404	0.0001614	UEB26
	COMBO 4	0.0081724	0.0022671	0.0040281	ULB22

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 8.172 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0007471	0.0028447	0.0000672	251.165	2.202	0.000
	2	0.0007471	0.0027708	0.0000672	244.635	2.202	0.000
	3	0.0007471	0.0026968	0.0000672	238.106	2.202	0.000
COMBO 2	1	0.0014943	0.0024151	0.0001345	213.228	4.404	0.000
	2	0.0014943	0.0022671	0.0001345	200.169	4.404	0.000
	3	0.0014943	0.0021192	0.0001345	187.109	4.404	0.000
COMBO 3	1	0.0014943	0.0024151	0.0001345	213.228	4.404	0.000
	2	0.0014943	0.0022671	0.0001345	200.169	4.404	0.000
	3	0.0014943	0.0021192	0.0001345	187.109	4.404	0.000
COMBO 4	1	0.0081724	0.0066981	0.0040281	591.382	42.741	0.000
	2	0.0081724	0.0022671	0.0040281	200.169	42.741	0.000
	3	0.0081724	-0.0021638	0.0040281	-191.045	42.741	0.000

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0040301	0.0000000	355.822	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0040301	0.0000000	355.822	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0040301	0.0000000	355.822	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0019426	0.0031396	0.0001748	277.196	5.725	0.000
	2	0.0019426	0.0029473	0.0001748	260.219	5.725	0.000
	3	0.0019426	0.0027550	0.0001748	243.242	5.725	0.000
COMBO 3	1	0.0017932	0.0022179	0.0001614	195.823	5.284	0.000
	2	0.0017932	0.0020404	0.0001614	180.152	5.284	0.000
	3	0.0017932	0.0018629	0.0001614	164.481	5.284	0.000
COMBO 4	1	0.0081724	0.0066981	0.0040281	591.382	42.741	0.000
	2	0.0081724	0.0022671	0.0040281	200.169	42.741	0.000
	3	0.0081724	-0.0021638	0.0040281	-191.045	42.741	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.100	0	251.165	2.202	0.000	3
	2	0.000	0	244.635	2.202	0.000	3
	3	-1.100	0	238.106	2.202	0.000	3
	계			2201.717	19.816	0.000	9
COMBO 2	1	1.100	0	213.228	4.404	0.000	3
	2	0.000	0	200.169	4.404	0.000	3
	3	-1.100	0	187.109	4.404	0.000	3
	계			1801.517	39.632	0.000	9
COMBO 3	1	1.100	0	213.228	4.404	0.000	3
	2	0.000	0	200.169	4.404	0.000	3
	3	-1.100	0	187.109	4.404	0.000	3
	계			1801.517	39.632	0.000	9
COMBO 4	1	1.100	0	591.382	42.741	0.000	3
	2	0.000	0	200.169	42.741	0.000	3
	3	-1.100	0	-191.045	42.741	0.000	3
	계			1801.517	384.670	0.000	9

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.100	0	355.822	0.000	0.000	3
	2	0.000	0	355.822	0.000	0.000	3
	3	-1.100	0	355.822	0.000	0.000	3
	계			3202.401	0.000	0.000	9
COMBO 2	1	1.100	0	277.196	5.725	0.000	3
	2	0.000	0	260.219	5.725	0.000	3
	3	-1.100	0	243.242	5.725	0.000	3
	계			2341.971	51.522	0.000	9
COMBO 3	1	1.100	0	195.823	5.284	0.000	3
	2	0.000	0	180.152	5.284	0.000	3
	3	-1.100	0	164.481	5.284	0.000	3
	계			1621.365	47.559	0.000	9
COMBO 4	1	1.100	0	591.382	42.741	0.000	3
	2	0.000	0	200.169	42.741	0.000	3
	3	-1.100	0	-191.045	42.741	0.000	3
	계			1801.517	384.670	0.000	9

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB05

V = 251.165 kN　　H = 2.202 kN　　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

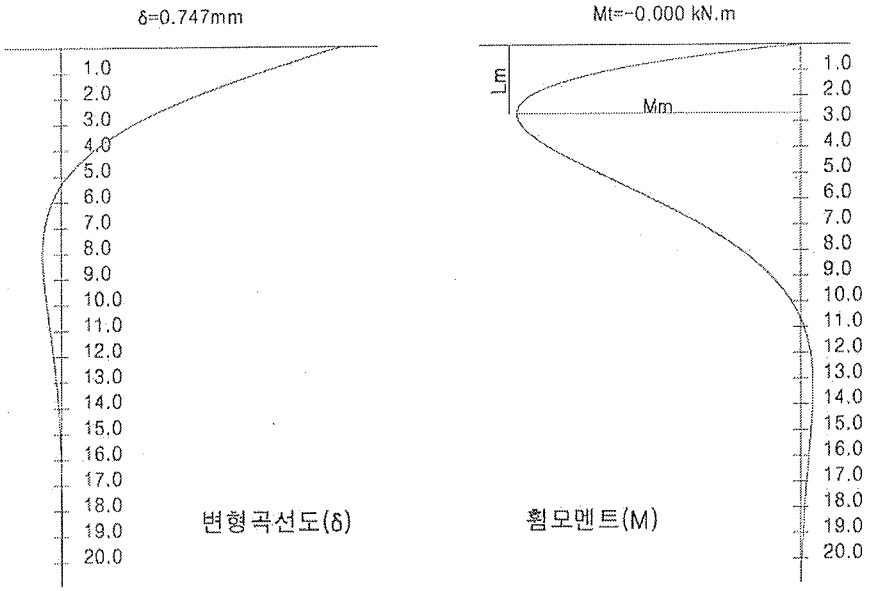
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-2.202	0.747	
1.393	-1.980	-0.758	0.455	
2.787	-2.410	0.047	0.225	
4.180	-2.062	0.391	0.073	
5.573	-1.449	0.456	-0.010	
5.900	-1.301	0.447	-0.022	
6.967	-0.855	0.382	-0.044	
8.360	-0.403	0.265	-0.050	
9.753	-0.114	0.154	-0.041	
11.147	0.039	0.071	-0.028	
12.540	0.097	0.018	-0.016	
13.933	0.102	-0.009	-0.007	
15.327	0.081	-0.019	-0.002	
16.720	0.054	-0.019	0.001	
18.113	0.030	-0.015	0.002	
19.507	0.012	-0.010	0.002	
20.900	0.002	-0.005	0.002	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(Im) : 2.670 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -2.413 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 2.413 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 2.202 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB04

V = 213.228 kN　　H = 4.404 kN　　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

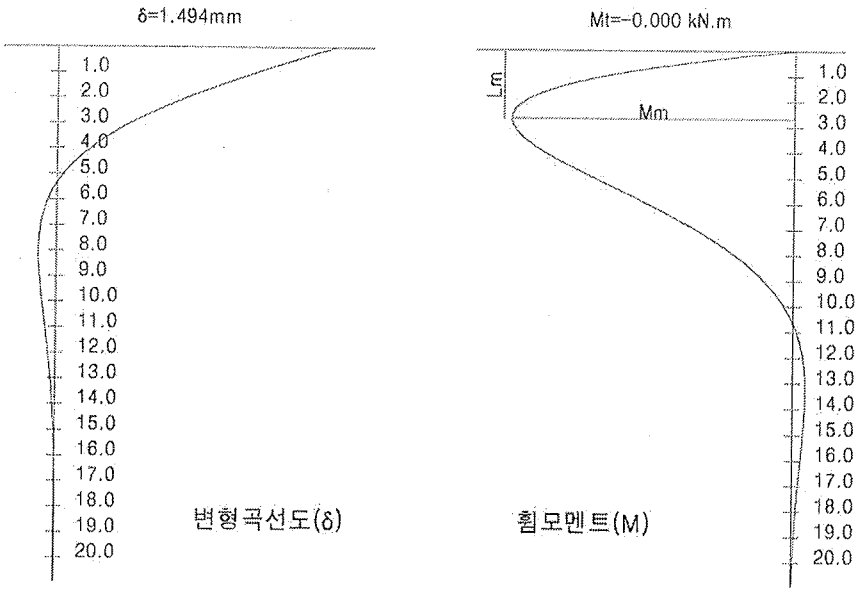
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-4.404	1.494	
1.393	-3.959	-1.516	0.910	
2.787	-4.820	0.095	0.449	
4.180	-4.124	0.783	0.146	
5.573	-2.897	0.911	-0.020	
5.900	-2.602	0.893	-0.043	
6.967	-1.711	0.765	-0.089	
8.360	-0.806	0.529	-0.099	
9.753	-0.228	0.308	-0.082	
11.147	0.077	0.141	-0.056	
12.540	0.195	0.037	-0.032	
13.933	0.203	-0.018	-0.014	
15.327	0.161	-0.038	-0.003	
16.720	0.107	-0.038	0.002	
18.113	0.059	-0.030	0.004	
19.507	0.025	-0.019	0.004	
20.900	0.004	-0.011	0.003	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.670 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -4.825 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 4.825 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 4.404 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 3 : SVB15

V = 213.228 kN　　H = 4.404 kN　　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

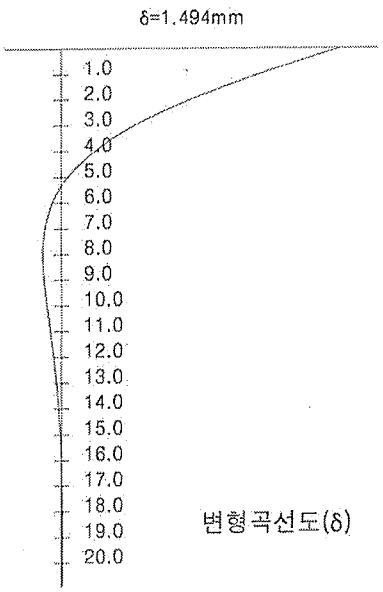
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-4.404	1.494	
1.393	-3.959	-1.516	0.910	
2.787	-4.820	0.095	0.449	
4.180	-4.124	0.783	0.146	
5.573	-2.897	0.911	-0.020	
5.900	-2.602	0.893	-0.043	
6.967	-1.711	0.765	-0.089	
8.360	-0.806	0.529	-0.099	
9.753	-0.228	0.308	-0.082	
11.147	0.077	0.141	-0.056	
12.540	0.195	0.037	-0.032	
13.933	0.203	-0.018	-0.014	
15.327	0.161	-0.038	-0.003	
16.720	0.107	-0.038	0.002	
18.113	0.059	-0.030	0.004	
19.507	0.025	-0.019	0.004	
20.900	0.004	-0.011	0.003	

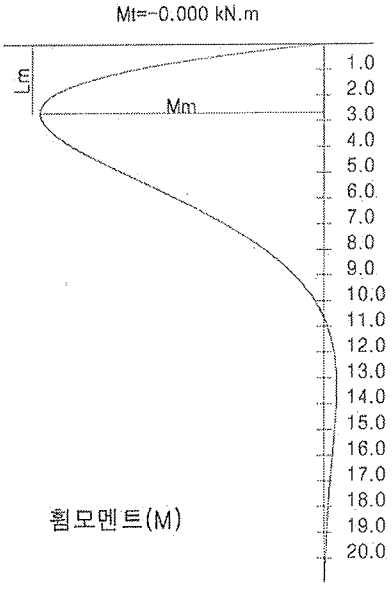
㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.670 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -4.825 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 4.825 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 4.404 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉮ COMBO 4 : SVB22

V = 591.382 kN　　H = 42.741 kN　　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

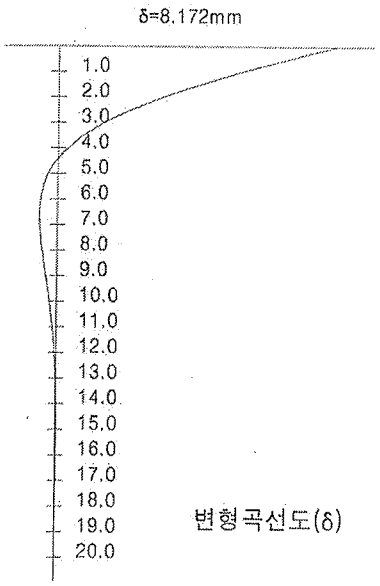
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-42.741	8.172	
1.393	-34.784	-10.490	4.375	
2.787	-37.241	4.609	1.655	
4.180	-26.981	8.822	0.151	
5.573	-15.085	7.737	-0.452	
5.900	-12.651	7.152	-0.506	
6.967	-6.152	5.014	-0.540	
8.360	-0.996	2.501	-0.410	
9.753	1.214	0.819	-0.239	
11.147	1.669	-0.050	-0.104	
12.540	1.337	-0.357	-0.023	
13.933	0.813	-0.364	0.014	
15.327	0.375	-0.257	0.024	
16.720	0.100	-0.140	0.020	
18.113	-0.032	-0.055	0.013	
19.507	-0.071	-0.007	0.006	
20.900	-0.064	0.013	0.002	

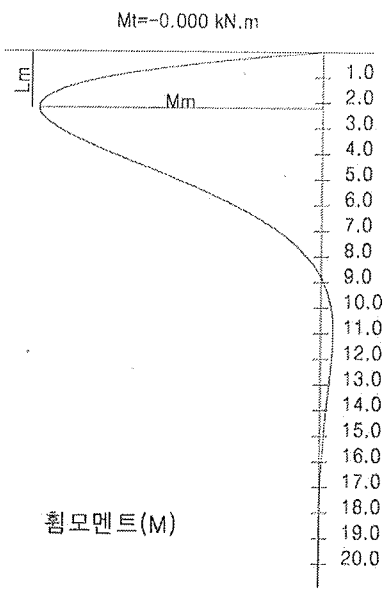
㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.205 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -38.685 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 38.685 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 42.741 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULB04

V = 277.196 kN　　H = 5.725 kN　　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

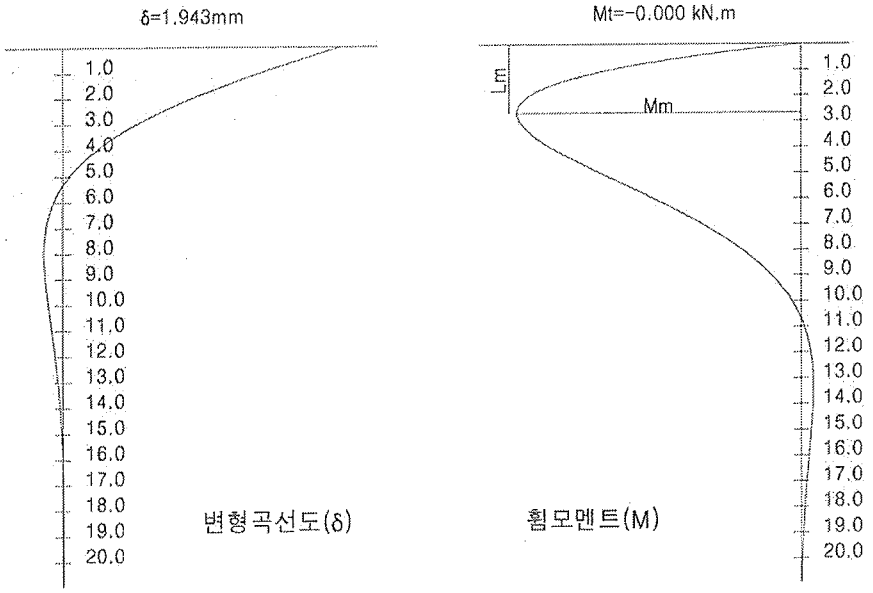
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-5.725	1.943	
1.393	-5.147	-1.970	1.182	
2.787	-6.266	0.123	0.584	
4.180	-5.361	1.018	0.190	
5.573	-3.767	1.185	-0.026	
5.900	-3.383	1.161	-0.056	
6.967	-2.224	0.994	-0.115	
8.360	-1.048	0.688	-0.129	
9.753	-0.297	0.400	-0.106	
11.147	0.101	0.184	-0.072	
12.540	0.253	0.048	-0.041	
13.933	0.264	-0.023	-0.019	
15.327	0.210	-0.049	-0.004	
16.720	0.139	-0.050	0.003	
18.113	0.077	-0.039	0.005	
19.507	0.032	-0.025	0.005	
20.900	0.006	-0.014	0.004	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.670 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -6.273 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 6.273 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 5.725 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB26

V = 195.823 kN　　H = 5.284 kN　　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

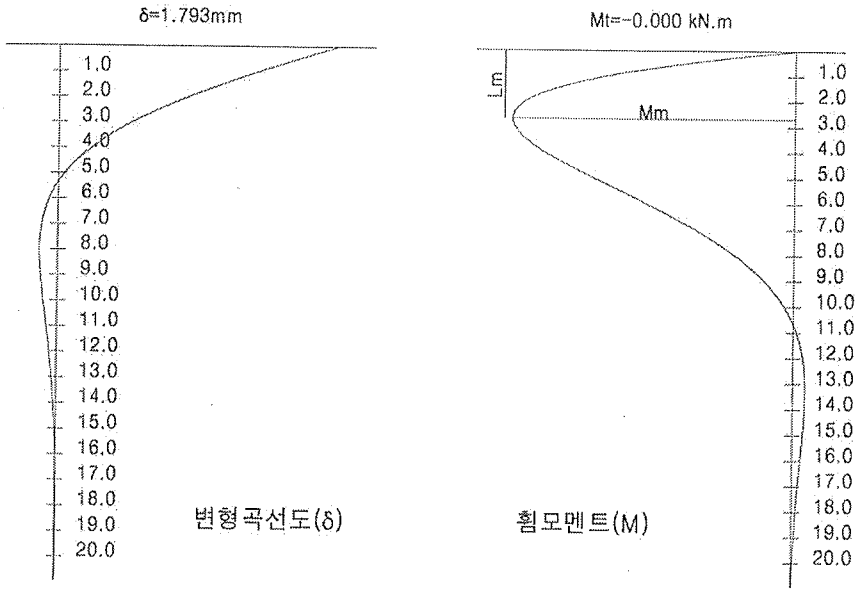
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-5.284	1.793	
1.393	-4.751	-1.819	1.092	
2.787	-5.784	0.113	0.539	
4.180	-4.949	0.939	0.175	
5.573	-3.477	1.094	-0.024	
5.900	-3.123	1.072	-0.052	
6.967	-2.053	0.918	-0.106	
8.360	-0.968	0.635	-0.119	
9.753	-0.274	0.369	-0.098	
11.147	0.093	0.170	-0.067	
12.540	0.234	0.044	-0.038	
13.933	0.244	-0.021	-0.017	
15.327	0.194	-0.045	-0.004	
16.720	0.128	-0.046	0.003	
18.113	0.071	-0.036	0.005	
19.507	0.030	-0.023	0.005	
20.900	0.005	-0.013	0.004	

㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.670 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -5.791 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 5.791 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 5.284 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 4 : ULB22

V = 591.382 kN　　H = 42.741 kN　　Mt = 0.000 kN.m　　ho = Mt/H = 0.000 m

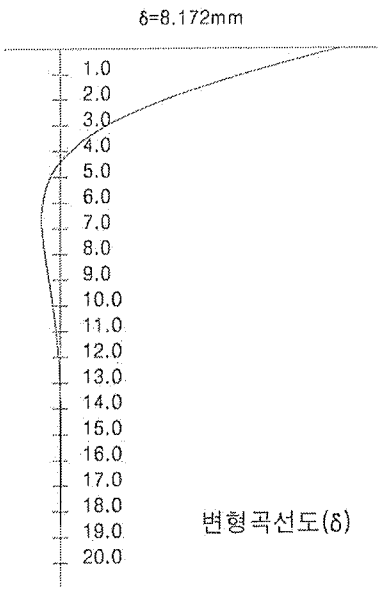
㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-42.741	8.172	
1.393	-34.784	-10.490	4.375	
2.787	-37.241	4.609	1.655	
4.180	-26.981	8.822	0.151	
5.573	-15.085	7.737	-0.452	
5.900	-12.651	7.152	-0.506	
6.967	-6.152	5.014	-0.540	
8.360	-0.996	2.501	-0.410	
9.753	1.214	0.819	-0.239	
11.147	1.669	-0.050	-0.104	
12.540	1.337	-0.357	-0.023	
13.933	0.813	-0.364	0.014	
15.327	0.375	-0.257	0.024	
16.720	0.100	-0.140	0.020	
18.113	-0.032	-0.055	0.013	
19.507	-0.071	-0.007	0.006	
20.900	-0.064	0.013	0.002	

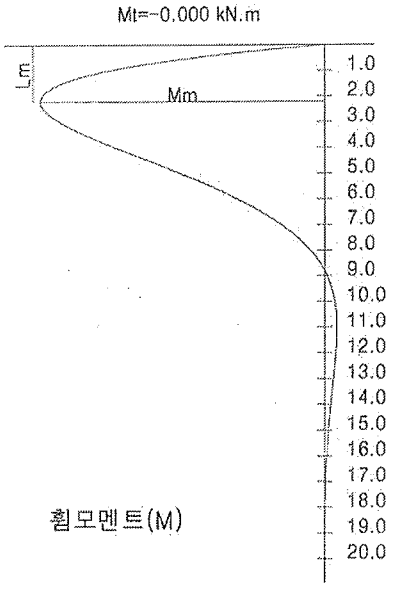
㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이(lm) : 2.205 m
- 지중부 최대 모멘트의 크기(Mm) : -38.685 kN.m
- 휨 응력을 검토하는 최대 모멘트(M) : 38.685 kN.m
- 전단 응력을 검토하는 최대 전단력(S) : 42.741 kN

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝, 군말뚝의 영향 고려(말뚝간격

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 968.410 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Ra2 = 1452.620 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.400 = 1.257 m²

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L
1.257	6.000	사질토	0.794	6.000	5.984
1.257	10.000	사질토	2.000	10.000	25.133
1.257	10.000	사질토	2.400	10.000	30.159
1.257	27.000	사질토	1.600	27.000	54.287
1.257	50.000	사질토	12.300	50.000	772.832
1.257	50.000	사질토	1.806	50.000	113.496
계	-	-	-	-	991.895

사질토 : f = 1.0 x N (≤ 50.0)

점성토 : f = 5.0 x N (≤ 150.0)

N ≤ 2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 1.4943 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 9.3885 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 330.632 kN (평상시)

Pa2 = 495.947 kN (지진시)

- 말뚝의 극한 인발력 (Pu = UΣli · fi)

말뚝의 극한 인발력은 말뚝의 주면 마찰력과 같다. Pu = 991.895 kN

- 허용인발력 [Pa = 1/n · Pu + W] ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의

안전율 평상시 : n = 3

지진시 : n = 2

허용인발력 평상시 : Pa = 1 / 3 x 991.895 + 0.000 = 330.632 kN

지진시 : Pa = 1 / 2 x 991.895 + 0.000 = 495.947 kN

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	254.023	235.247	968.410	330.632	O.K
	HINGE	251.165	238.106	968.410	330.632	O.K
COMBO 2	FIX	218.945	181.392	968.410	330.632	O.K
	HINGE	213.228	187.109	968.410	330.632	O.K
COMBO 3	FIX	218.945	181.392	968.410	330.632	O.K
	HINGE	213.228	187.109	968.410	330.632	O.K
COMBO 4	FIX	567.033	-166.696	1452.620	495.947	O.K
	HINGE	591.382	-191.045	1452.620	495.947	O.K

② 강관말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

이음적용할 PHC PILE 본당 기준길이 : 15.00 m / 본

PHC PILE 길이 : 15.00 m

이음개소수 : 0 개소 (용접 이음)

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 20.90/0.400 = 52.250 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

강관말뚝과 결합구 일체형 PHC말뚝의 이음에 따른 허용응력의 감소율 2.50% 적용

따라서 허용응력의 총 감소율은 2.50% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

fca = 136.500 MPa fta = 136.500 MPa (평상시)

= 204.750 MPa 204.750 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M x y/Io

= V/0.012 ± M x 0.400/2 / 0.00028

구 분		Vmax(kN)	Vmin(kN)	M(kN.m)	fc(MPa)	fca(MPa)	ft(MPa)	fta(MPa)	비 고
COMB01	FIX	254.023	235.247	2.096	22.46	136.500	17.87	136.500	O.K
	HINGE	251.165	238.106	2.413	22.46	136.500	17.88	136.500	O.K
COMB02	FIX	218.945	181.392	4.193	21.09	136.500	11.91	136.500	O.K
	HINGE	213.228	187.109	4.825	21.08	136.500	11.92	136.500	O.K
COMB03	FIX	218.945	181.392	4.193	21.09	136.500	11.91	136.500	O.K
	HINGE	213.228	187.109	4.825	21.08	136.500	11.92	136.500	O.K
COMB04	FIX	567.033	-166.696	50.974	83.75	204.750	50.74	204.750	O.K
	HINGE	591.382	-191.045	38.685	76.84	204.750	43.83	204.750	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 78.000 MPa (평상시)

= 117.000 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (396.0^2 + 396.0 \times 376.0 + 376.0^2) / (3 \times (396.0^2 + 376.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	0.000	0.000	78.000	O.K
	HINGE	0.000	0.000	78.000	O.K
COMBO 2	FIX	5.725	0.943	78.000	O.K
	HINGE	5.725	0.943	78.000	O.K
COMBO 3	FIX	5.284	0.871	78.000	O.K
	HINGE	5.284	0.871	78.000	O.K
COMBO 4	FIX	42.741	7.044	117.000	O.K
	HINGE	42.741	7.044	117.000	O.K

③ PHC말뚝의 응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 19.500 MPa (평상시)

= 25.994 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -2.925 MPa (지진시)

$f = V/Ap \pm M \times y/Io + fpe$

$= V/0.070 \pm M \times 0.400/2 / 0.00102 + 4.0$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc(MPa)	fca(MPa)	ft(MPa	fta(MPa)	비 고
COMBO 1	FIX	254.023	0.997	7.803	19.50	7.147	0.00	O.K
	HINGE	251.165	1.301	7.822	19.50	7.128	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	218.945	1.995	7.499	19.50	6.187	0.00	O.K
	HINGE	213.228	2.602	7.537	19.50	6.150	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	218.945	1.995	7.499	19.50	6.187	0.00	O.K
	HINGE	213.228	2.602	7.537	19.50	6.150	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	567.033	13.429	14.676	25.99	-0.990	-2.93	O.K
	HINGE	591.382	12.651	14.871	25.99	-1.184	-2.93	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 1.170 MPa (평상시)

= 1.560 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

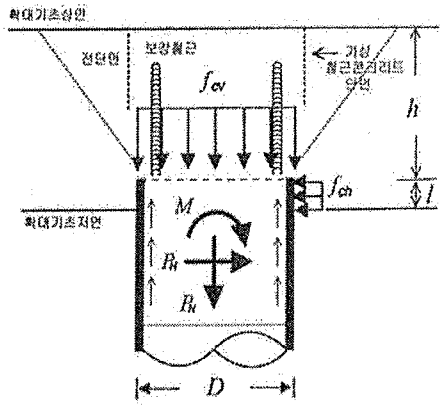
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 4 x (400.0^2 + 400.0×270.0 + 270.0^2) / (3 x (400.0^2 + 270.0^2))

= 1.952 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	0.000	0.000	1.170	O.K
	HINGE	0.000	0.000	1.170	O.K
COMBO 2	FIX	0.603	0.017	1.170	O.K
	HINGE	1.161	0.032	1.170	O.K
COMBO 3	FIX	0.557	0.015	1.170	O.K
	HINGE	1.072	0.030	1.170	O.K
COMBO 4	FIX	8.493	0.235	1.560	O.K
	HINGE	7.152	0.198	1.560	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 254023.5 / (π/4 x 400 ²)
= 2.021 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 591382.2 / (π/4 x 400 ²)
= 4.706 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표, 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 254023.5 / {π x (400 + 900) x 900 }
= 0.069 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 591382.2 / {π x (400 + 900) x 900 }
= 0.161 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 4403.591 / (400 x 100)
= 0.110 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 42741.111 / (400 x 100)
= 1.069 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

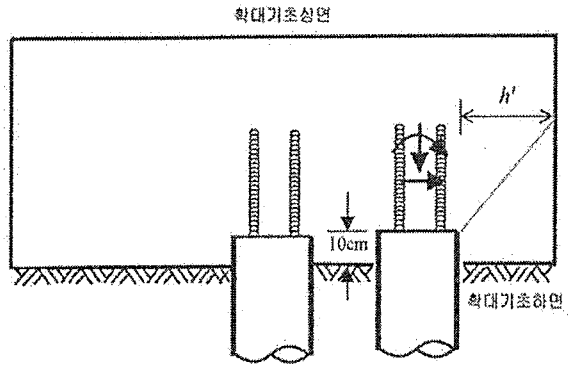
τh = 4403.591 / {350 x (200 + 400 + 700)}

= 0.010 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 42741.111 / {350 x (200 + 400 + 700)}

= 0.094 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (㎜)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (㎜)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 400/2 = 868.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (㎟)
A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도
ϕVn = 0.650 x (0.85 x 27.0 x 125663.7)
= 1874588.336 N ≥ PNmax = 355822.333 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)
bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도
ϕVn = 0.750 x (⅓ x √27.0 x 3927.0 x 850)
= 4336114.105 N ≥ PNmax = 355822.333 N ∴ O.K

계단 계산서

목 차

제1장 설계조건

제2장 단면가정

제3장 모델링

제4장 부재 단면 특성

제5장 하중산정

제6장 단면력 집계

제7장 단면검토

제8장 처짐검토

제9장 진동검토

제10장 앵커볼트 검토

제1장 설계조건

1) 일반사항

① 구 조 형 식 : 강관 아치교
② 연 장 : 53.2 m
③ 폭 원 : 4.50 m, 1.90 m (계단)
④ 기 초 형 식 : 말뚝기초

2) 하중조건

① 고정하중 (도로교설계기준 2.1 - 하중)
- 철근콘크리트 : 25.0 KN/m^3
- 포 장 : 23.0 KN/m^3
- 강 재 : 78.5 KN/m^3
ⓓ 폴 리 우 레 탄 : 14.0 KN/m^3

② 활 하 중
- 군 중 하 중 : 3.50E-03 Mpa

③ 온도하중
- 축방향 온도차 : ± 35 ℃

④ 풍 하 중
- 상부구조

[단위 : MPa]

부재의 단면형상		풍 하 중	
		풍상측 부재	풍하측 부재
원형	활하중 재하시	0.75×10^{-3}	0.75×10^{-3}
	활하중 비재하시	1.5×10^{-3}	1.5×10^{-3}
각형	활하중 재하시	1.5×10^{-3}	0.75×10^{-3}
	활하중 비재하시	3.0×10^{-3}	1.5×10^{-3}

- 하부구조

[단위 : MPa]

구체의 단면형상		풍하중
원형 및 트랙형	활하중 재하시	0.75×10^{-3}
	활하중 비재하시	1.5×10^{-3}
각형	활하중 재하시	1.5×10^{-3}
	활하중 비재하시	3.0×10^{-3}

3) 사용재료

① 콘 크 리 트

- fck = 27 Mpa
- Ec = 8500 $\sqrt[3]{fu}$ = 27804 Mpa

② 철 근

- fy = 400 Mpa (SD40)
- Es = 2.0E+05 Mpa

③ 강 재 Es = 2.10E+05 Mpa

4) 사용강재

- 주거더(상하연 플랜지, WEB) : SM400
- 기둥(기성강관) : SM400
- 그 외 부재(가로보, 보강재) : SM400

5) 설계 방법 및 기준

① 설계방법

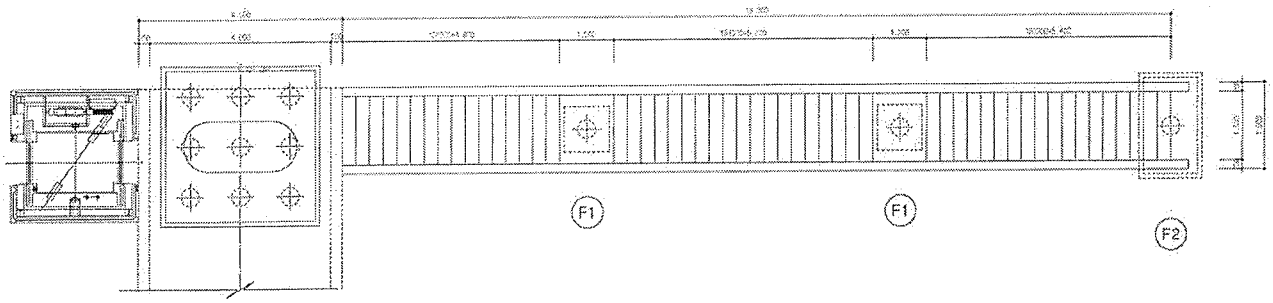
- 콘크리트 부재 : 강도 설계법
- 강 재 : 허용응력 설계법

② 적용 설계 기준

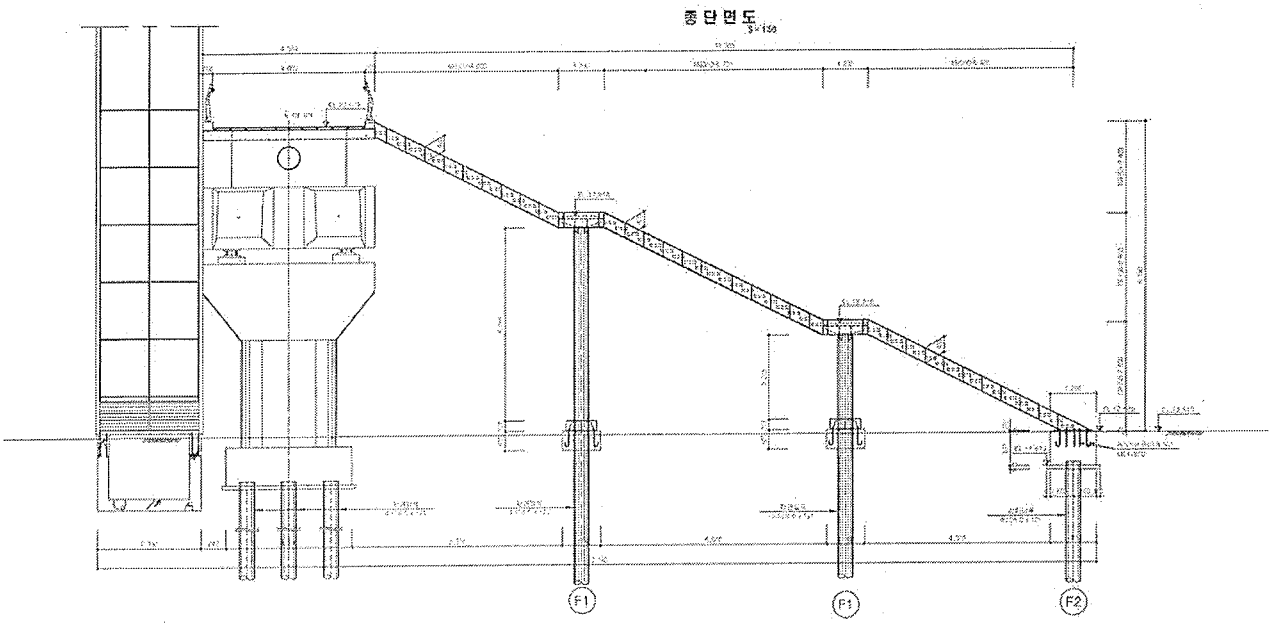
- 도 로 교 설 계 기 준 (국 토 해 양 부 2010년)
- 콘크리트 구조설계기준(한국콘크리트학회 2007년)
- 구조물 기초 설계기준(구조물기초설계기준 2009년)

제2장 단면가정

평 면 도

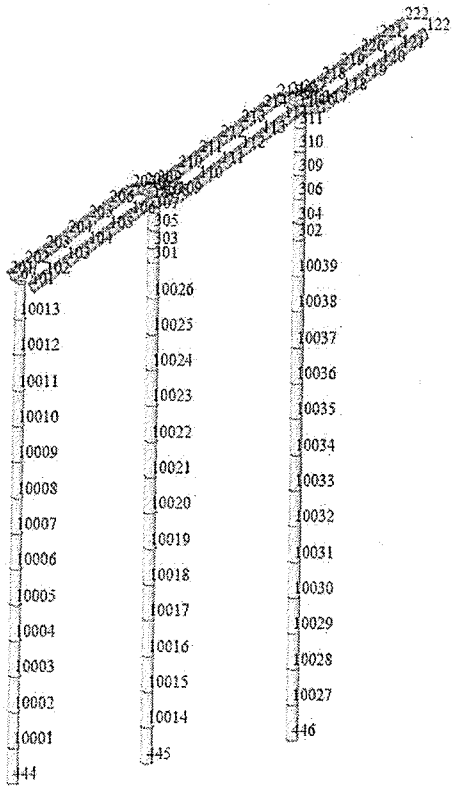


종단면도

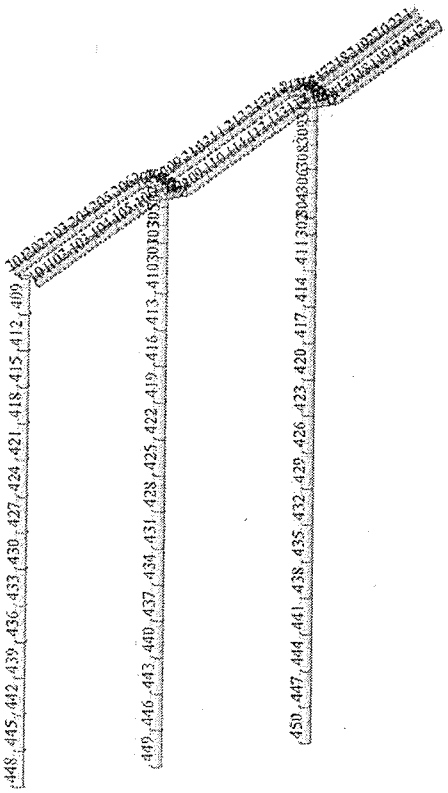


제3장 모델링

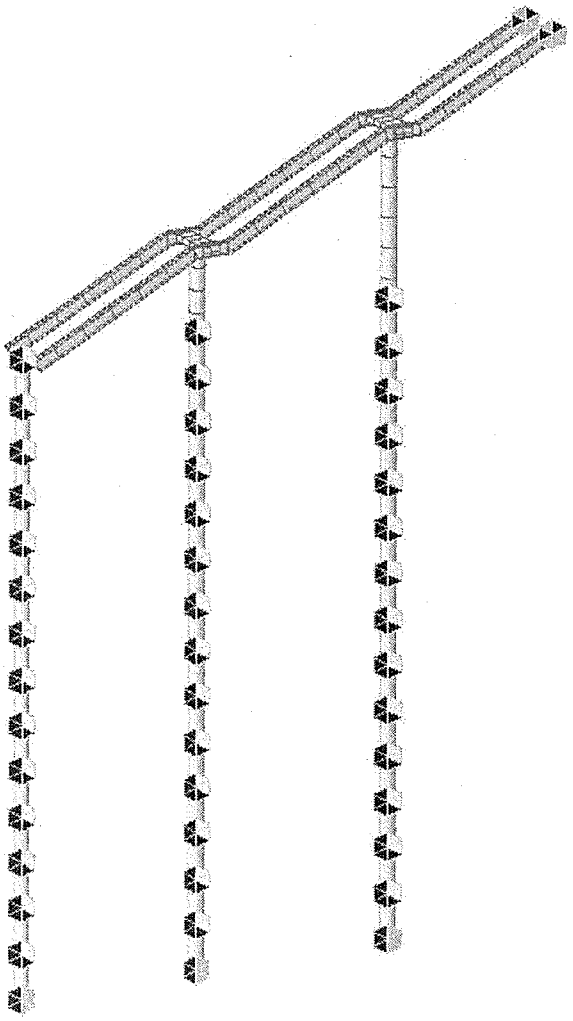
(1) 절점번호



(2) 요소번호

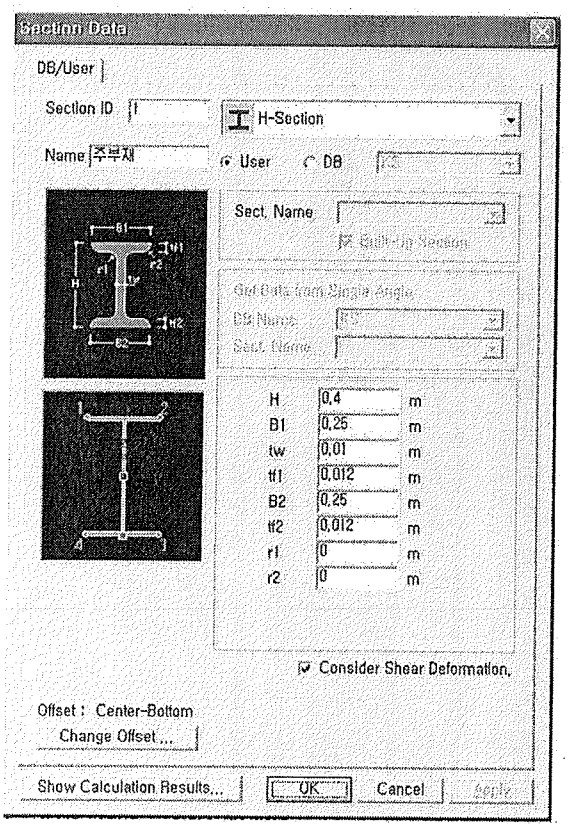


(3) 경계조건

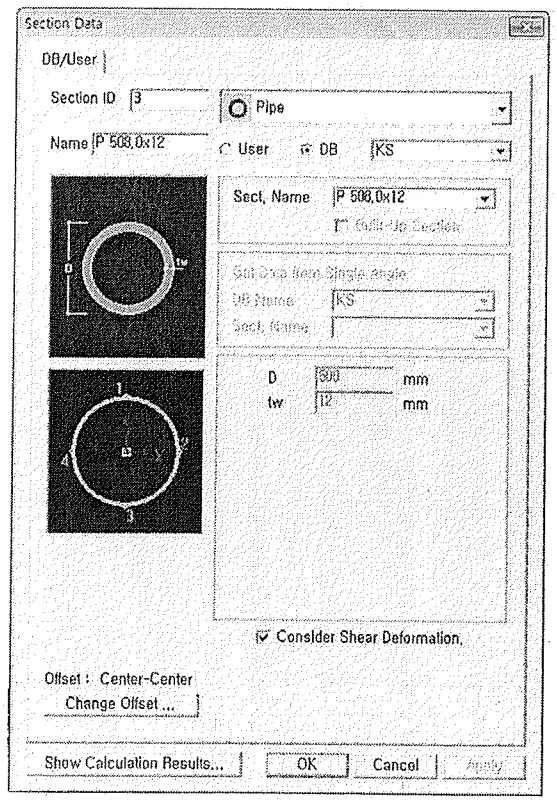


제4장 부재 단면 특성

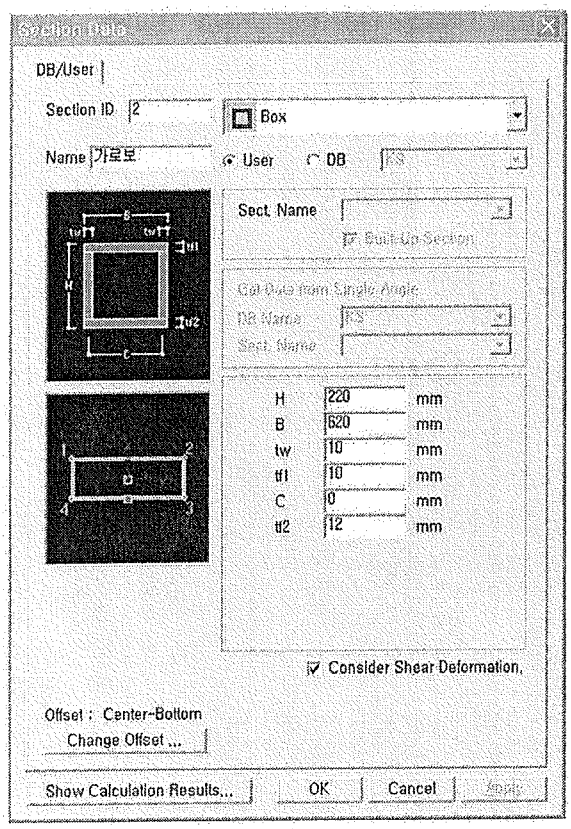
1) 주거더



2) 기둥(ST.pipe)



3) 교각부 가로보(ST.Box)



제5장 하중산정

5.1 고정하중

▶ 1차고정하중 (Selfweight) : 해석프로그램(Midas Civil)상에서 자동으로 재하

해당부재 : 거더, CROSS BEAM 등

W = A(단면적) x 78.5 kN/㎥ x 1.30 (할증 30%)

▶ 2차 고정하중 :

∴ 강재 단위중량	=	78.5	kN/m^3
∴ 난간 중량	=	1.0	kN/m
∴ 우레탄칩 단위중량	=	15.0	KN/m^3
∴ 몰탈 단위중량	=	23.0	kN/m^3

<시점부 계단>

① 난 간	:	1.0	KN/m	x	2	ea			=	2.00	KN/m
② 우레탄칩	:	15.0	KN/m^3	x	1.70	m	x	0.02 m	=	0.51	KN/m
③ 몰탈	:	23.0	KN/m^3	x	1.70	m	x	0.050 m	=	1.96	KN/m
④ Step plate	:	78.5	KN/m^3	x	1.70	m	x	0.010 m	=	1.33	KN/m

2차 고정하중의 합계 = 5.80 KN/m ⇒ 거더2ea 분할 5.80 / 2 = 2.900 KN/m

※ 강재 바닥판의 길이는 계단의 폭, 높이를 보정한 값임

5.2 설하중

∴ 압축된 눈 (두께 약 15cm)	=	1.00	KN/m^2

<시점부 계단>

① 설하중	:	1.00	KN/m^2	x	2.00	m	=	2.00	KN/m
				⇒	거더2ea 분할	2.00 / 2 =		1.00	KN/m

5.3 보도활하중

- 보도활하중은 도로교 설계기준의 보도규정에 의거 3.5 x 10^{-3}MPa를 적용한다.

지간장 L	L ≤ 80	80 < L ≤ 130	L > 130
하중(MPa)	**3.5 x 10^{-3}**	(4.3-0.01L)x10^{-3}	3.0 x 10^{-3}

<시점부 계단>

① 군 중 하 중 :		3.5	KN/m^2	x	1.70	m	=	5.950	KN/m
				⇒	거더2ea 분할	5.95 / 2 =		2.98	KN/m

5.4 풍하중

- 일반적인 중소지간 교량의 상부구조에 작용하는 풍하중은 플레이트거더교 또는 2주구 트러스 이외의 교량에 대하여 다음값을 적용한다.

[단위 : MPa]

부재의 단면형상		풍 하 중	
		풍상측 부재	풍하측 부재
원형	활하중 재하시	0.75×10^{-3}	0.75×10^{-3}
	활하중 비재하시	1.5×10^{-3}	1.5×10^{-3}
각형	활하중 재하시	1.5×10^{-3}	0.75×10^{-3}
	활하중 비재하시	3.0×10^{-3}	1.5×10^{-3}

- 하부구조에 대하여 기둥이 직경의 2배이상 떨어져 있는 경우 풍상측으로 재하한다

[단위 : MPa]

구체의 단면형상		풍하중
원형 및 트랙형	활하중 재하시	0.75×10^{-3}
	활하중 비재하시	1.5×10^{-3}
각형	활하중 재하시	1.5×10^{-3}
	활하중 비재하시	3.0×10^{-3}

- 계단

주형높이 H = 0.40 m이고 양측의 BEAM에 분산되어 분포되므로

① 활하중 재하시

W1 = 1.50 kN/m² × 0.40 m / 2 = 0.300 kN/m

② 활하중 비재하시

W2 = 3.00 kN/m² × 0.40 m / 2 = 0.600 kN/m

계단 Main Beam에 등분포 선하중으로 재하한다.

- 교각기둥

① 활하중 재하시

W1 = 0.75 kN/m² × 0.4064 m = 0.305 kN/m

② 활하중 비재하시

W2 = 1.50 kN/m² × 0.4064 m = 0.610 kN/m

5.5 온도하중

- 강재 선팽창 계수 : α = 1.2 x 10-5 / ℃

· 온도변화 : ΔT = -35 ~ 35 ℃ (전부재에 대해서)

5.6 지점침하

- 각 지점에 연직 방향으로 20mm 처짐이 발생한 경우에 대하여 가장 불리한 결과가 되도록 조합하여 적용함.
- δ = 10 mm

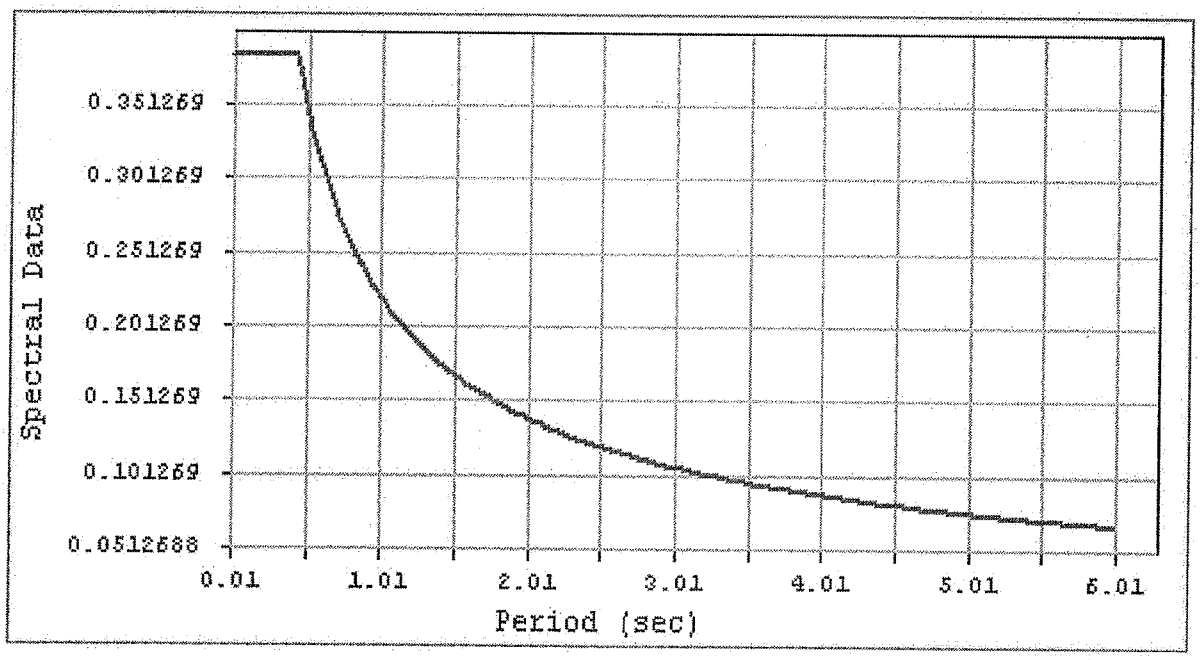
5.7 지진하중

① 설계기준

내진등급	내진 I 등급교 (재현주기 1000년)
지진구역	서울 I, 구역계수 0.11
위험도 계수	I = 1.4
가속도 계수	A = 0.11 x 1.4 = 0.154
지반 계수	S = 1.2 (지반종류 II)

② 지진응답스펙트럼

· 탄성지진 응답계수 : $C_s = \frac{1.2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}}$



③ 지진력의 조합

· 교 축 방 향 : 종방향축의 해석 지진력 + 0.3 x 횡방향축의 해석 지진력

· 교축직각방향 : 0.3 x 종방향축의 해석 지진력 + 횡방향축의 해석 지진력

5.8 하중조합

1) 허용응력 설계 하중조합

☞ 상부의 설계를 위한 허용응력조합 및 허용응력 증가계수는 다음 표와 같다.

하중 경우	D	SD	L	SN	T	W	½W	EQ	할증계수	1/할증계수
COMB. 1	●	●	●						1.00	1.000
COMB. 2	●	●	●	●			●		1.25	0.800
COMB. 3	●	●	●	●	●				1.15	0.870
COMB. 4	●	●	●	●	●		●		1.35	0.741
COMB. 5	●					●			1.20	0.833
COMB. 6	●							●	1.50	0.667

여기서, D : 고정하중
L : 활하중
T : 온도변화
W : 풍하중 (활하중 비재하시)
½W : 풍하중 (활하중 재하시)
SD : 지점10mm 침하
SN : 설하중
EQ : 지진하중

2) 극한강도 설계 하중조합

구 분	D	SD	L	SN	T	W	½W	EQ	증가계수	비고
COMB. 7	1.30		2.15	1.30					1.00	
COMB. 8	1.30	1.30	1.30	1.30		0.65			1.00	
COMB. 9	1.30	1.30		1.30	1.30				1.00	
COMB. 10	1.25	1.25		1.25	1.25	1.25			1.00	
COMB. 11	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.625			1.00	
COMB. 12	1.00							1.00	1.00	

※ 하중조합시 각각의 하중조합에 대해 허용응력 증가계수로 나누어진 정규화된 단면력을 산출.

※ 말뚝의 안정성 검토에서는 하중계수를 사용하지 않음.

제6장 단면력 집계

6.1 주요부재 단면력 집계

(1) 주거더

구 분	P(KN)	V_y(KN)	V_z(KN)	T(KN·m)	M_y(KN·m)	M_z(KN·m)	비고
case1	-7.0	0.0	-52.5	-0.1	-103.6	0.1	
case2	-6.0	1.0	-44.9	-0.2	-85.8	1.0	
case3	-9.8	0.1	-50.4	-0.1	-102.4	0.2	
case4	-8.7	0.9	-42.7	-0.2	-86.4	0.9	
case5	-1.0	2.0	-10.6	-0.3	-11.5	1.8	
case6	10.0	2.5	-6.3	-0.5	-8.0	2.3	

(2) 가로보 (ST Box)

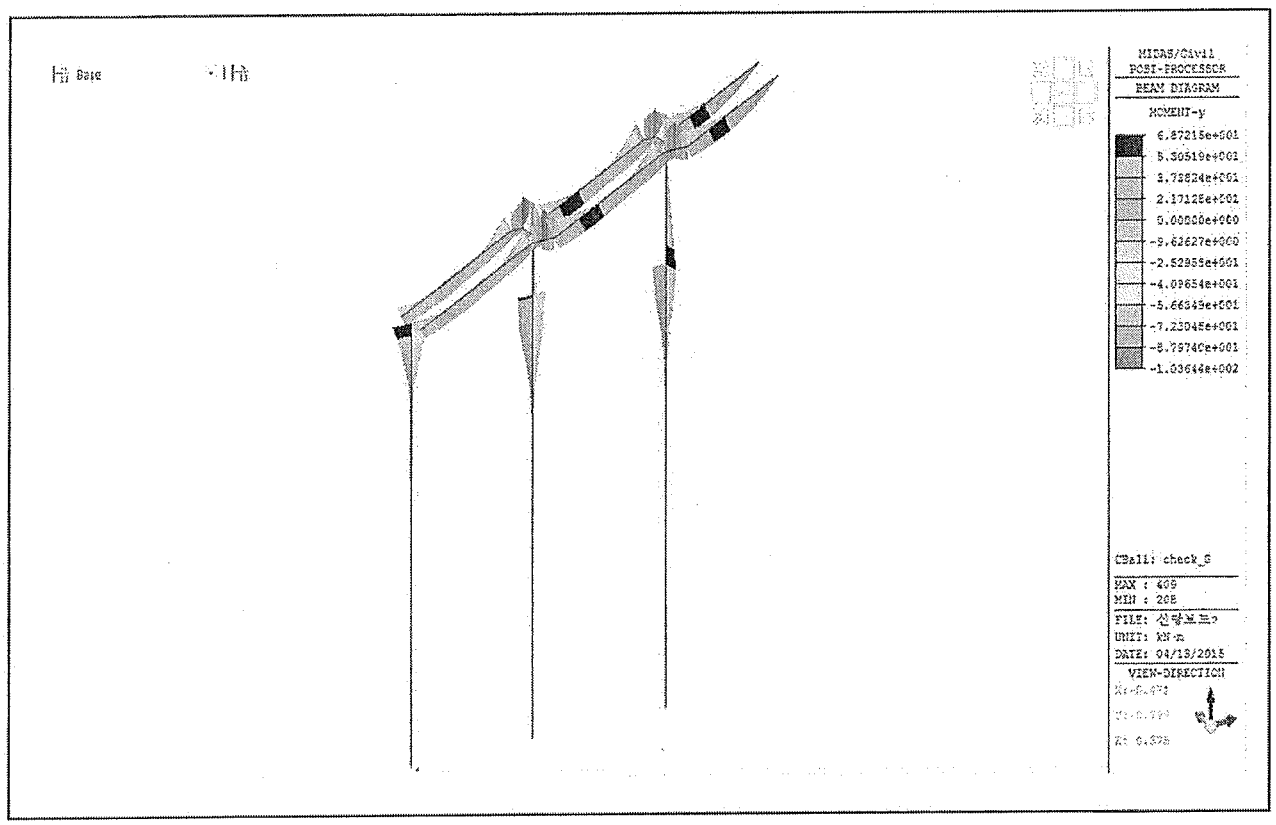
구 분	P(KN)	V_z(KN)	V_z(KN)	T(KN·m)	M_y(KN·m)	M_z(KN·m)	비고
case1	0.0	-12.9	-115.3	-20.5	-98.0	-11.4	
case2	1.9	-10.9	-99.5	-15.4	-84.6	-9.3	
case3	0.0	-18.2	-113.8	-27.3	-96.7	-16.0	
case4	1.7	-15.8	-97.1	-22.1	-82.6	-13.6	
case5	3.9	-1.4	-26.2	1.5	-21.8	-0.6	
case6	3.7	-4.5	-25.7	-4.9	-21.4	-2.5	

(3) 기둥

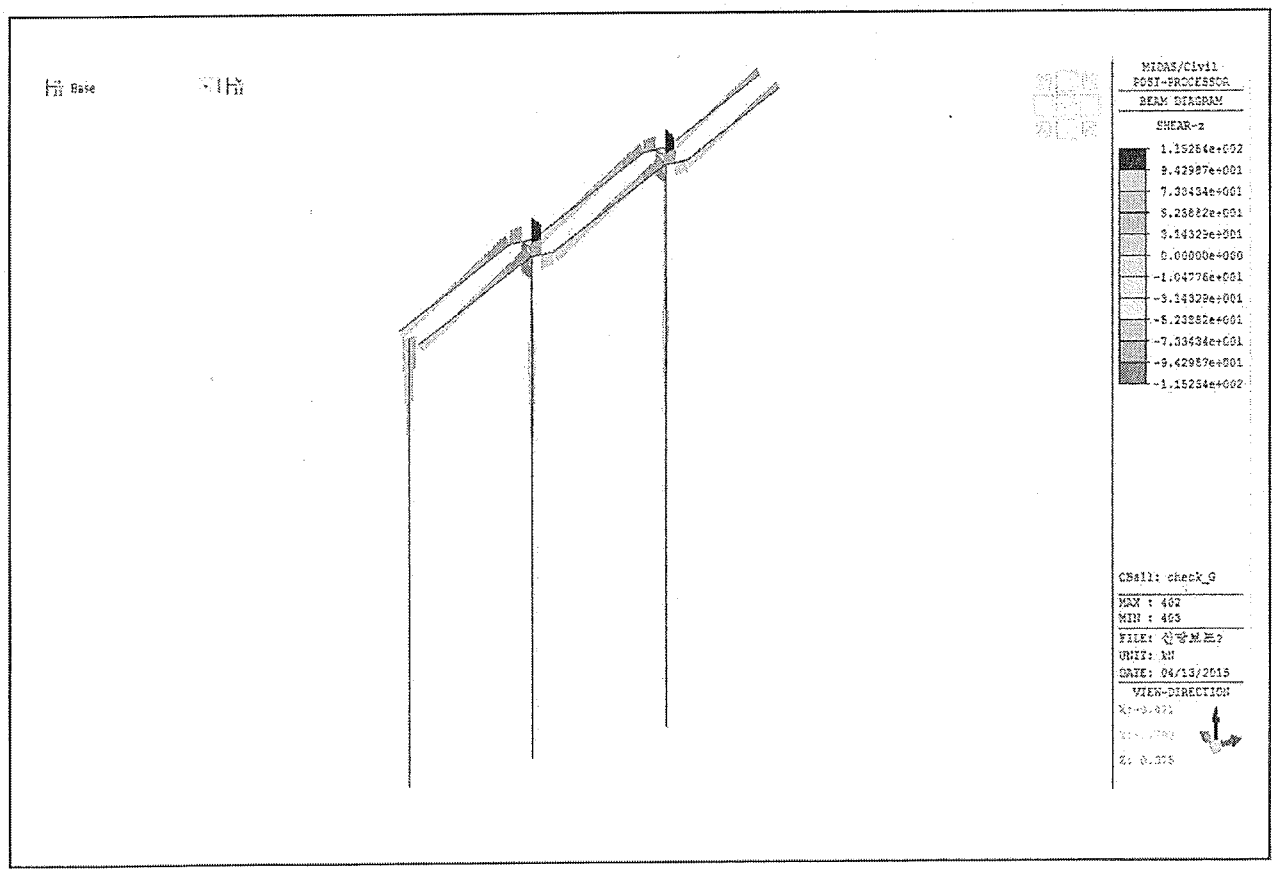
구 분	P(KN)	V_z(KN)	V_z(KN)	T(KN·m)	M_y(KN·m)	M_z(KN·m)	비고
case1	-200.4	13.9	0.0	0.0	0.0	-55.0	
case2	-173.4	11.3	2.5	0.0	-1.2	-44.5	
case3	-192.3	19.6	0.0	0.0	0.0	-64.5	
case4	-163.8	16.7	2.3	0.0	-1.1	-54.9	
case5	-47.9	0.5	5.2	0.0	-2.4	-1.8	
case6	-45.2	1.5	11.2	0.0	-3.9	-6.0	

6.2 단면력도

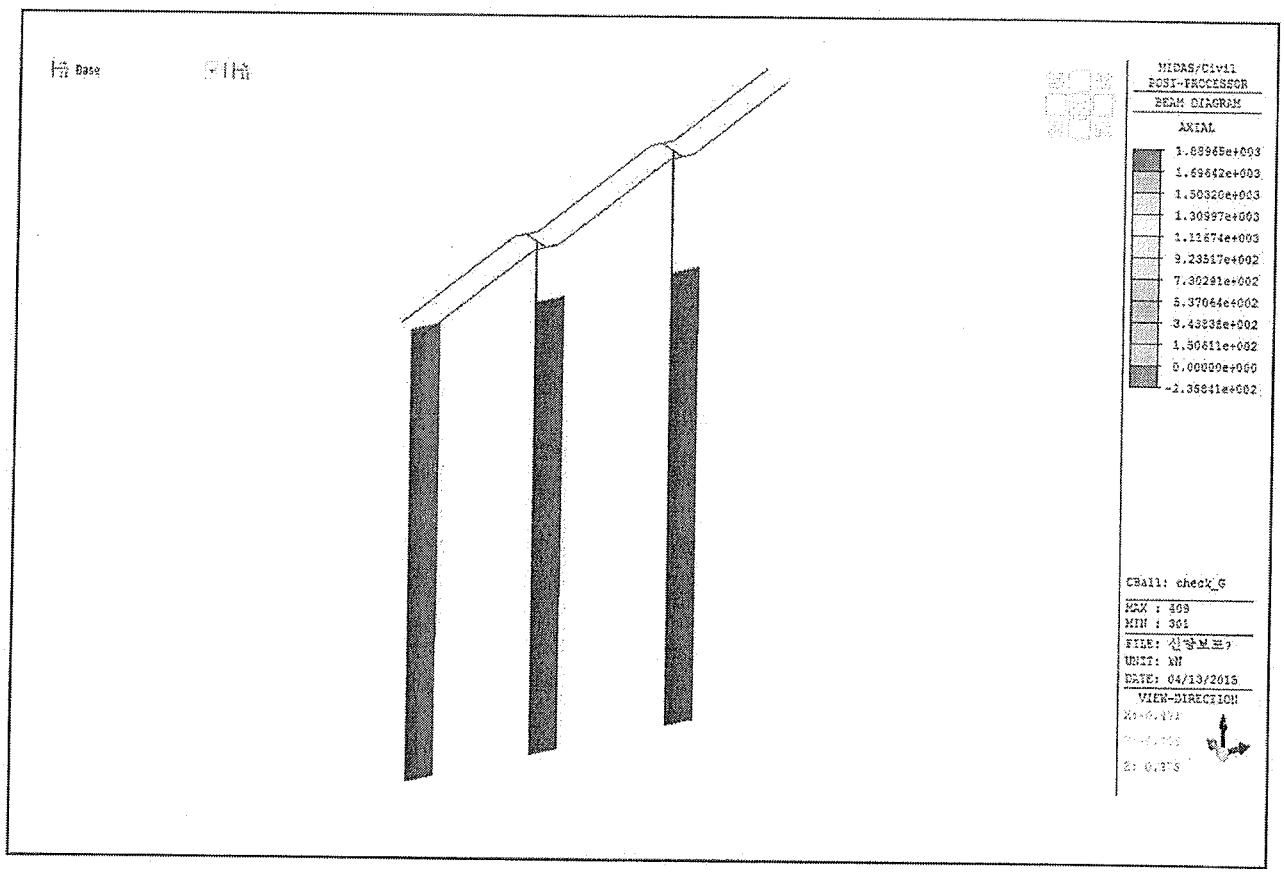
(1) 모멘트도



(2) 전단력도



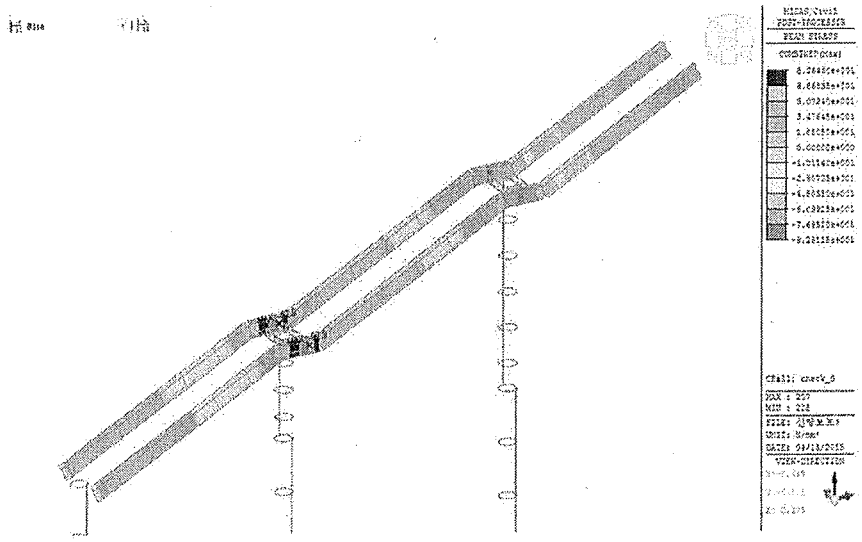
(3) 축력도


Base
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
AXIAL
1.88965e+003
1.69642e+003
1.50320e+003
1.30997e+003
1.11674e+003
9.23517e+002
7.30291e+002
5.37064e+002
3.43838e+002
1.50611e+002
0.00000e+000
-2.36841e+002
CBall: check_G
MAX : 409
MIN : 361
FILE: 신광보도2
UNIT: kN
DATE: 04/13/2015
VIEW-DIRECTION

제7장 단면검토

7.1 주거더 검토

1) 설계부재력



최대응력 발생부재번호 108

최대응력 발생하중조합 SCOMB01 (허용응력 할증계수 = 1)

조합응력 최대값 92.9 Mpa

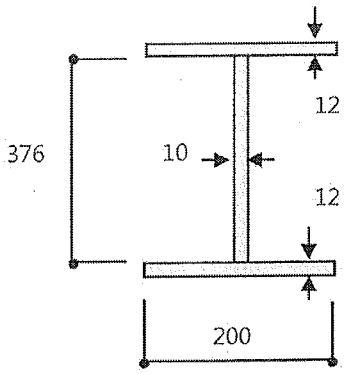
SCOMB01 (단위:MPa)

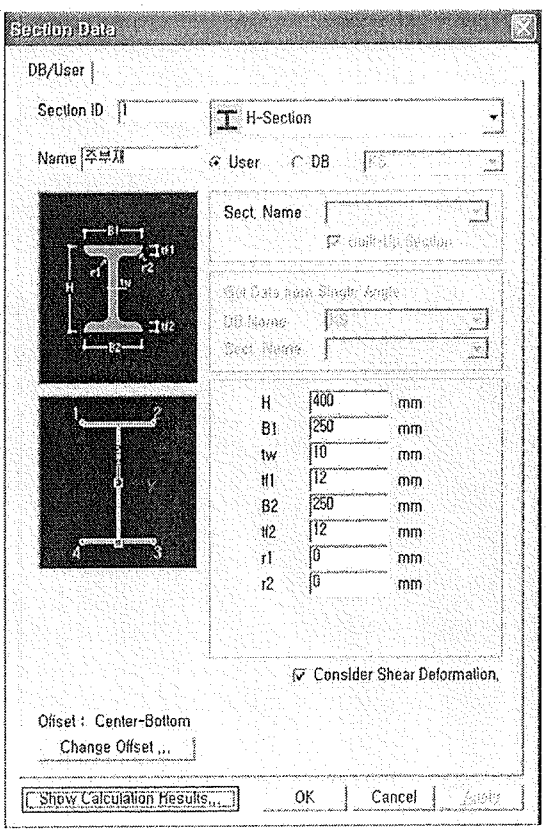
Elem No.	Axial	Shear-y	Shear-z	Bend(+y)	Bend(-y)	Bend(+z)	Bend(-z)
108	1.160	0.771	-15.000	-14.500	14.500	92.100	-92.100

2) 설계 허용응력 산정

- 휨압축, 국부좌굴, 현장용접에의한 허용응력감소를 고려한다.
- 하중조합별 허용응력 할증계수를 적용한다.

SM400





- I_y = 225008200 mm^4
- I_z = 16031330 mm^4
- A = 8560 mm^2
- r_y = 162.130 mm
- r_z = 43.276 mm

- 현장용접은 허용응력의 90%를 고려한다.

축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 허용응력

·축방향력이 압축인 경우이므로

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}\right)} \le 1.0$$

$$f_c + \frac{f_{bcy}}{\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} \le f_{cal}$$

여기서, f_c : 단면에 작용하는 축방향력에 의한 인장 및 압축응력 (MPa)

f_{caz} : 표3.3.1에 의해 산출되는 약축(z축)방향의 허용응력 (MPa)

f_{bcy}, f_{bcz} : 각각 강축(y축) 및 약축(z축) 둘레에 작용하는 휨모멘트에 의한 휨압축응력 (MPa)

f_{bagy} : 표3.3.4의 국부좌굴을 고려하지 않은 강축(y축) 둘레의 허용휨압축응력 (MPa)

f_{bao} : 표3.3.2의 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값 (MPa)

f_{cal} : 양연지지판, 자유돌출판 및 보강된 판에 대해서 각각 3.4.2.1~3.4.2.3에 규정된 국부좌굴응력에 대한 허용응력 (MPa)

f_{Ey}, f_{Ez} : 각각 강축(y축) 및 약축(z축) 둘레의 허용 오일러 좌굴응력 (MPa)

$$f_{Ey} = \frac{12{,}000{,}000}{\left(\frac{l}{r_y}\right)^2}, \quad f_{Ez} = \frac{12{,}000{,}000}{\left(\frac{l}{r_z}\right)^2}$$

l : 유효 좌굴길이 (mm)

r_y, r_z : 각각 y축 및 z축 둘레의 단면2차 반경 (mm)

- 단면에 발생하는 응력

f_c	f_{bcy}	f_{bcz}
1.16	14.50	92.10

- f_{caz} 계산 : 식3.3.1에 의해 산출되는 약축(z축)방향의 허용응력 (MPa)

f_{caz} = 65 MPa

감소율을 적용하면 f_{caz} = 59 MPa

- f_{bagy} 계산 : 국부좌굴을 고려하지 않은 강축(y축)둘레의 허용휨압축응력 (도.설.표 3.3.4)

Aw = 376 × 10 = 3760 mm

Ac = 200 × 12 = 2400 mm

l = 300 mm b = 200 mm

l/b = 1.50

l/b ≤ 4.5 이므로

f_{bagy} = 140 MPa

감소율을 적용하면 f_{bagy} = 126 MPa

- f_{bao} 계산 : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값 (도.기 p64)

f_{bao} = 140 MPa

감소율을 적용하면 f_{bao} = 126 MPa

- f_{Ey} , f_{Ez}계산

$$f_{Ey} = \frac{12{,}000{,}000}{(\frac{l}{r_y})^2} = \frac{12{,}000{,}000}{(\frac{300}{162.130})^2} = 3{,}504{,}801 \text{ MPa}$$

$$f_{Ez} = \frac{12{,}000{,}000}{(\frac{l}{r_z})^2} = \frac{12{,}000{,}000}{(\frac{300}{43.276})^2} = 249{,}709 \text{ MPa}$$

감소율을 적용하면 f_{Ey} = 3,154,321 MPa , f_{Ez} = 224,738 MPa

- f_{cal} 계산 (압축응력을 받는 자유돌출판으로 검토)

b = 95 mm

t = 12 mm b/13.1 ≤ t 이므로

f_{cal} = 140 MPa

감소율을 적용하면 f_{bao} = 126 MPa

- 압축응력을 받는 자유돌출판의 최소 t = 95 / 16 = 5.9 mm < 12 mm OK!!!

- 응력검토

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}\right)}$$

$$= \frac{1.16}{59} + \frac{14.50}{126\left(1 - \frac{1.160}{3{,}154{,}321}\right)} + \frac{92.10}{126\left(1 - \frac{1.160}{224{,}738}\right)} = 0.866 < 1.0 \text{ O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bcy}}{\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} \le f_{cal}$$

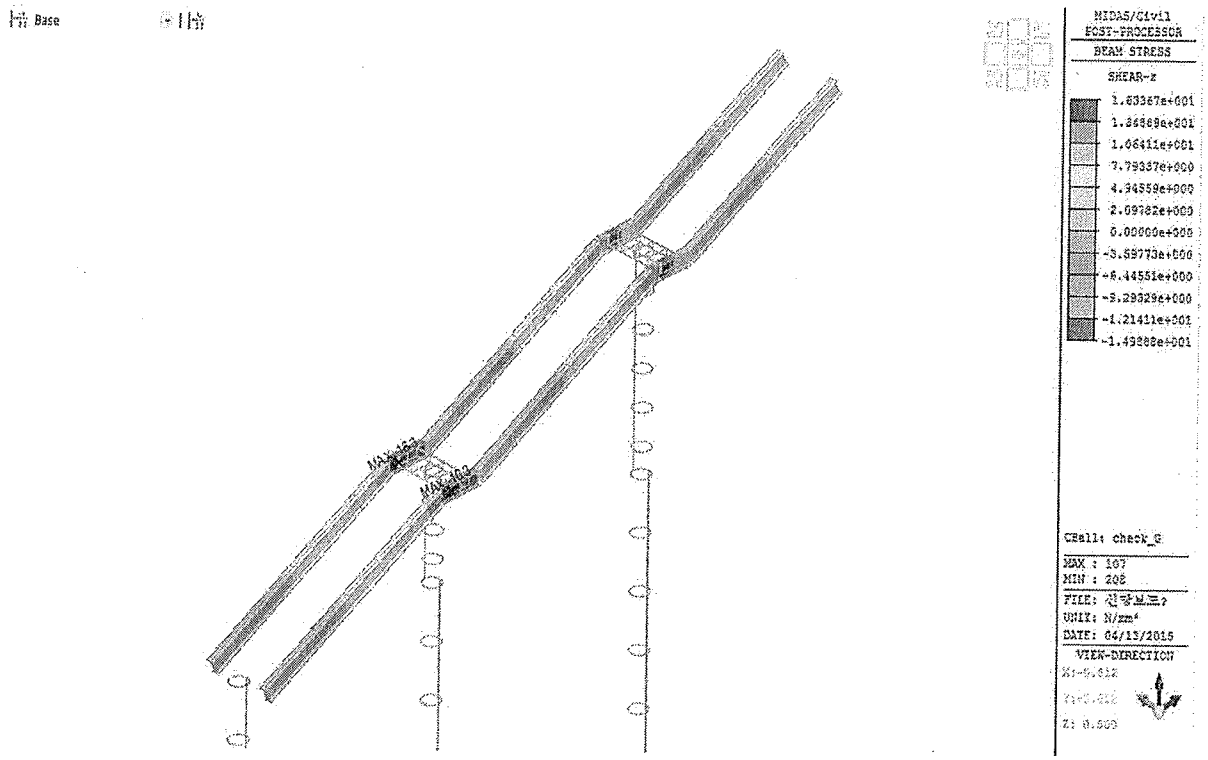
$$= 1.16 + \frac{14.50}{\left(1 - \frac{1.160}{3{,}154{,}321}\right)} + \frac{92.10}{\left(1 - \frac{1.160}{224{,}738}\right)} = 107.76 < 126 \text{ O.K } (86\%)$$

3) 전단응력 검토

- 허용전단응력

υ_a = 80 MPa

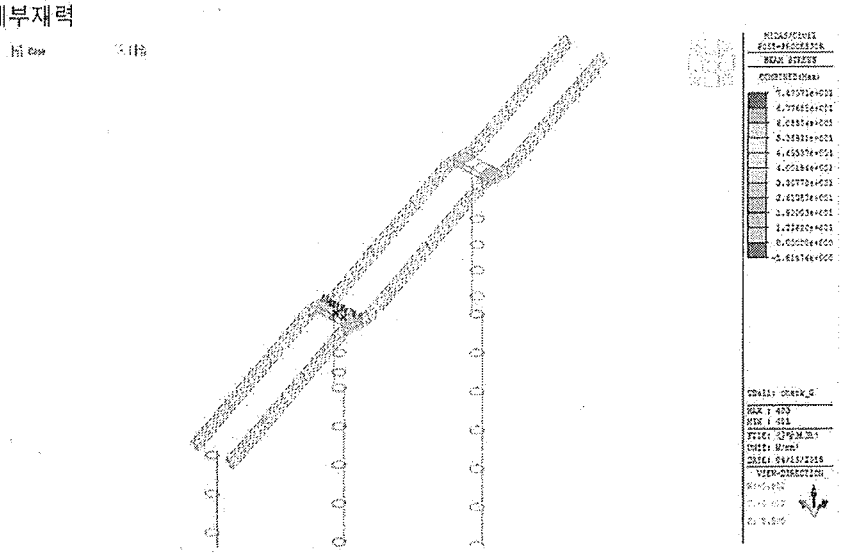
감소율을 적용하면 υ_a = 72 MPa



υ_{max} = 16.337 MPa < υ_a = 72 MPa O.K

7.2 가로박스 검토

1) 설계부재력



최대응력 발생부재번호 403

최대응력 발생하중조합 SCOMBO01 (허용응력 할증계수 = 1)

조합응력 최대값 74.707 Mpa

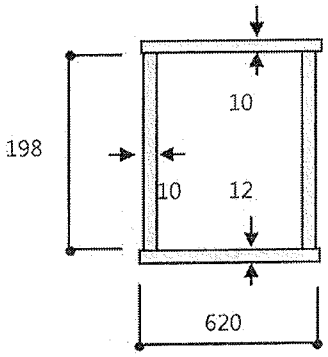
SCOMBO01 응력 (단위:MPa)

Elem No.	Axial	Shear-y	Shear-z	Bend(+y)	Bend(-y)	Bend(+z)	Bend(-z)
403	0.222	-1.700	-28.900	6.140	-6.140	71.000	-62.800

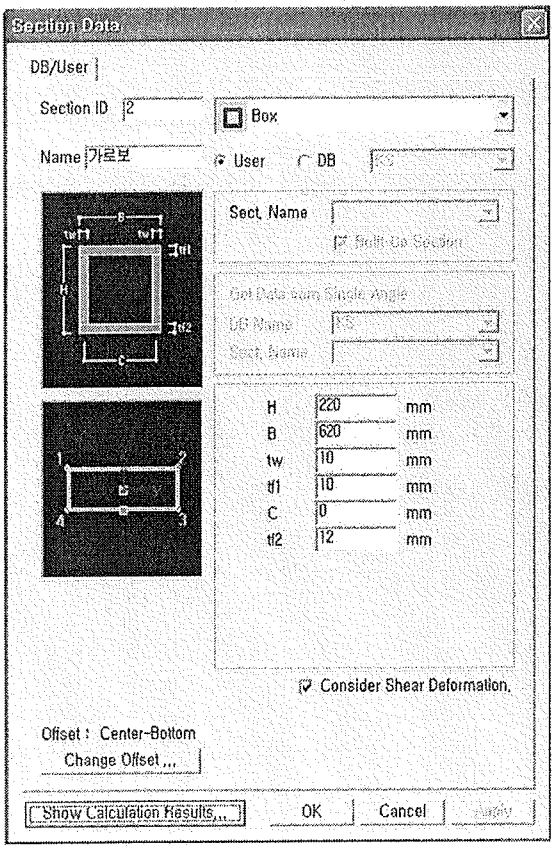
2) 설계 허용응력 산정

- 휨압축, 국부좌굴, 현장용접에의한 허용응력감소를 고려한다.
- 하중조합별 허용응력 할증계수를 적용한다.

SM400



- I_y = 161106400 mm^4
- I_z = 805346700 mm^4
- A = 17600 mm^2
- r_y = 95.675 mm
- r_z = 213.912 mm



- 현장용접은 허용응력의 90%를 고려한다.

축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 허용응력

·축방향력이 압축인 경우이므로

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}\right)} \le 1.0$$

$$f_c + \frac{f_{bcy}}{\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} \le f_{cal}$$

여기서, f_c : 단면에 작용하는 축방향력에 의한 인장 및 압축응력 (MPa)

f_{caz} : 표3.3.1에 의해 산출되는 약축(z축)방향의 허용응력 (MPa)

f_{bcy}, f_{bcz} : 각각 강축(y축) 및 약축(z축) 둘레에 작용하는 휨모멘트에 의한 휨압축응력 (MPa)

f_{bagy} : 표3.3.4의 국부좌굴을 고려하지 않은 강축(y축) 둘레의 허용휨압축응력 (MPa)

f_{bao} : 표3.3.2의 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값 (MPa)

f_{cal} : 양연지지판, 자유돌출판 및 보강된 판에 대해서 각각 3.4.2.1~3.4.2.3에 규정된 국부좌굴응력에 대한 허용응력 (MPa)

f_{Ey}, f_{Ez} : 각각 강축(y축) 및 약축(z축) 둘레의 허용 오일러 좌굴응력 (MPa)

$$f_{Ey} = \frac{12{,}000{,}000}{\left(\frac{l}{r_y}\right)^2}, \quad f_{Ez} = \frac{12{,}000{,}000}{\left(\frac{l}{r_z}\right)^2}$$

l : 유효 좌굴길이 (mm)

r_y, r_z : 각각 y축 및 z축 둘레의 단면2차 반경 (mm)

- 단면에 발생하는 응력

f_c	f_{bcy}	f_{bcz}
0.22	6.14	-62.80

- f_{caz} 계산 : 표3.3.1에 의해 산출되는 약축(z축)방향의 허용응력 (MPa) (도.설.해 p123)

f_{caz} = 140 MPa

감소율을 적용하면 f_{caz} = 126 MPa

- f_{bagy} 계산 : 국부좌굴을 고려하지 않은 강축(y축)둘레의 허용휨압축응력 (도.설.해 p127)

Aw = 198 × 10 × 2 = 3960 mm

Ac = 620 × 10 = 6200 mm

l = 1250 mm b = 620 mm

l/b = 2.02

l/b ≤ 4.5 이므로

f_{bagy} = 140 MPa

감소율을 적용하면 f_{bagy} = 126 MPa

- f_{bao} 계산 : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값 (도.기 p64)

f_{bao} = 140 MPa

감소율을 적용하면 f_{bao} = 126 MPa

- f_{Ey} , f_{Ez}계산

$$f_{Ey} = \frac{12{,}000{,}000}{\left(\frac{l}{r_y}\right)^2} = \frac{12{,}000{,}000}{\left(\frac{1{,}250}{95.675}\right)^2} = 70{,}301 \text{ MPa}$$

$$f_{Ez} = \frac{12{,}000{,}000}{\left(\frac{l}{r_z}\right)^2} = \frac{12{,}000{,}000}{\left(\frac{1{,}250}{213.912}\right)^2} = 351{,}424 \text{ MPa}$$

감소율을 적용하면 f_{Ey} = 63,271 MPa , f_{Ez} = 316,282 MPa

- f_{cal} 계산 (압축응력을 받는 양연지지판으로 검토)

b = 600 mm

t = 10 mm b/(39.6i) < t 이므로

f_{cal} = 140 MPa

감소율을 적용하면 f_{bao} = 126 MPa

▶ 응력구배 계수 (i) = 0.65 x φ^2 + 0.13 x φ + 1.0 = 3.86

- φ : 응력구배(z) = (f1 - f2) / f1 = 2

- 압축응력을 받는 양연지지판의 최소 t = 600 / 216 = 2.8 mm < 12 mm OK!!!

- 응력검토

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}\right)}$$

$$= \frac{0.22}{126} + \frac{6.14}{126\left(1 - \frac{0.222}{63{,}271}\right)} + \frac{62.80}{126\left(1 - \frac{0.222}{316{,}282}\right)} = 0.549 < 1.0 \text{ O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bcy}}{\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} \le f_{cal}$$

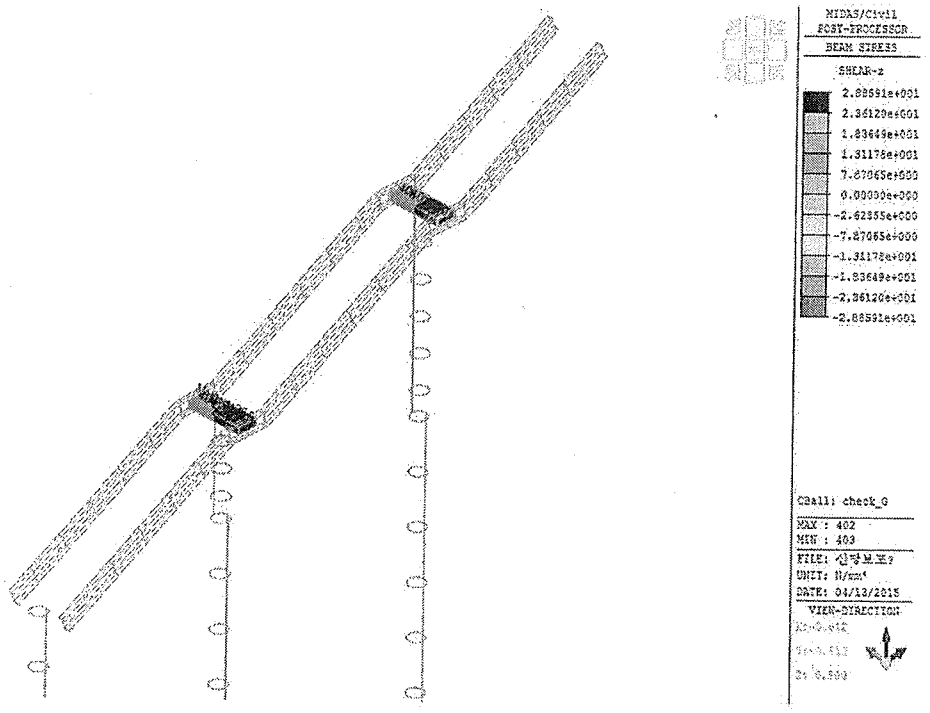
$$= 0.22 + \frac{6.14}{\left(1 - \frac{0.222}{63{,}271}\right)} + \frac{62.80}{\left(1 - \frac{0.222}{316{,}282}\right)} = 69.16 < 126 \text{ O.K (55%)}$$

3) 전단응력 검토

- 허용전단응력

υ_a = 80 MPa

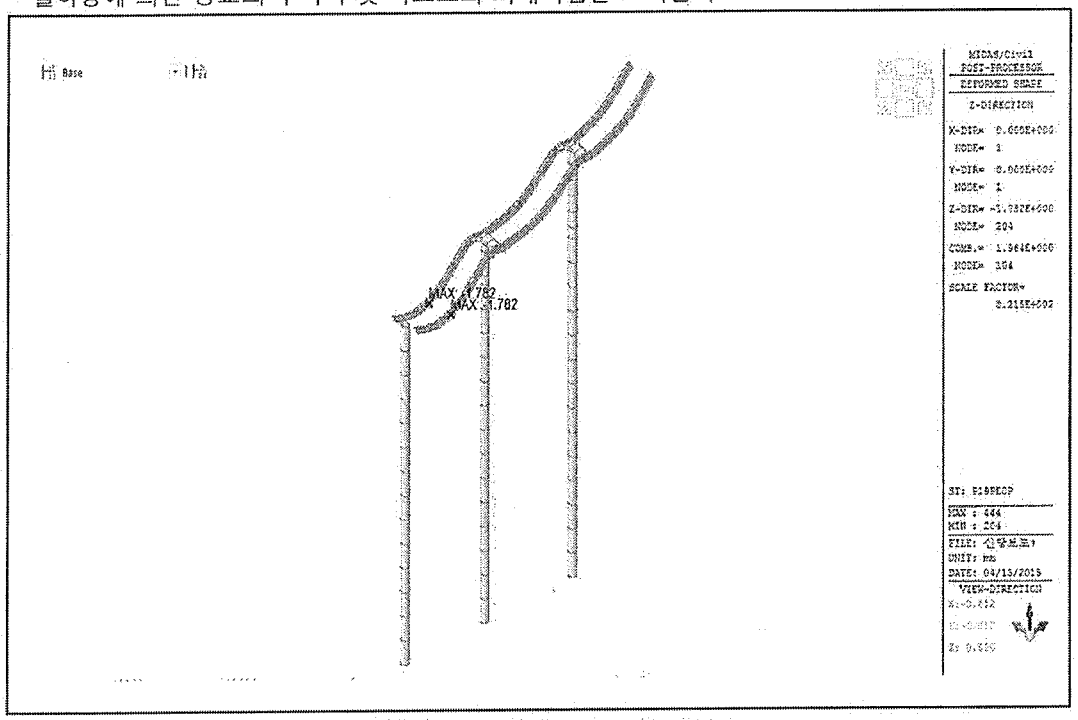
감소율을 적용하면 υ_a = 72 MPa



υ_{max} = 28.859 MPa < υ_a = 72 MPa O.K

제8장 처짐검토

- 활하중에 의한 강교의 주거더 및 가로보의 최대처짐를 고려한다.



* 활하중에 의한 처짐 δ_{max} = 1.782 mm (전산구조해석 결과)

* 처짐 검토 : L/600

L = 6.700 m 이므로

δ_a = L/600 = 6.700 / 600.00 = 0.011 m = 11.167 mm

∴ δ_{max} < δ_a O.K!!

제9장 진동검토

9.1 검토 개요

1) 보도교에서는 진동을 배려하지 않으면 보행자에게 불안감을 줄 우려가 있다.

보행자에 의한 동적 하중의 특성은 보행자의 주행 주파수가 평균적으로 2Hz이고 편차가 극히 작은 정규분포에 가깝다. 보행자로 인한 보도교의 진동을 고려할 때에는 보행 주파수의 영향이 지배적이다. 따라서 보도교를 쾌적한 사용한계 내에 설치하기 위해서는 유해한 진동을 제거하거나 공진진폭을 작게하는 것이 바람직하다.

(강구조 편람 제 4권 강도로교의 설계 12.2.7 참조 p608, 609 참조)

2) 대처 방안

① 진동감쇠를 크게 하는 방법

② 활하중에 비해 고정하중을 크게 하는 방법

③ 보도교의 최소 진동수를 보행 주파수(2 Hz)와 일치시키지 않는 방법

9.1 진동 검토

1) 본 교량의 고유 진동수

보행자의 통행에 영향을 주는 연직방향 모드형상(보행자의 진동과 상응하는 응답 성분)은 12th mode로서, 이때 진동수는 15.05Hz로 보행자의 진동수 2HZ와 상이함을 보인다.
따라서, 공진형상이 발생하지 않는다고 판단된다.

2) 주기

MODE	FREQUENCY (RAD/TIME)	FREQUENCY (CYC/TIME)	PERIOD (TIME)	TOLERANCE
1	15.187	2.417	0.414	0.000E+00
2	19.786	3.149	0.318	0.000E+00
3	26.584	4.231	0.236	0.000E+00
4	27.183	4.326	0.231	0.000E+00
5	34.170	5.438	0.184	0.000E+00
6	39.219	6.242	0.160	0.000E+00
7	48.631	7.740	0.129	0.000E+00
8	54.397	8.658	0.116	0.000E+00
9	57.005	9.073	0.110	0.000E+00
10	59.673	9.497	0.105	0.000E+00
11	91.856	14.619	0.068	0.000E+00
12	94.592	15.055	0.066	0.000E+00
13	97.846	15.573	0.064	0.000E+00
14	105.036	16.717	0.060	0.000E+00
15	108.089	17.203	0.058	0.000E+00

MODE	FREQUENCY (RAD/TIME)	FREQUENCY (CYC/TIME)	PERIOD (TIME)	TOLERANCE
16	111.638	17.768	0.056	0.000E+00
17	122.813	19.546	0.051	0.000E+00
18	125.317	19.945	0.050	0.000E+00
19	131.527	20.933	0.048	0.000E+00
20	140.588	22.375	0.045	0.000E+00
21	165.406	26.325	0.038	0.000E+00
22	167.271	26.622	0.038	0.000E+00
23	174.234	27.730	0.036	0.000E+00
24	195.408	31.100	0.032	0.000E+00
25	196.028	31.199	0.032	0.000E+00
26	208.351	33.160	0.030	0.000E+00
27	221.477	35.249	0.028	0.000E+00
28	226.498	36.048	0.028	0.000E+00
29	239.258	38.079	0.026	0.000E+00
30	248.439	39.540	0.025	0.000E+00
31	254.487	40.503	0.025	0.000E+00
32	265.852	42.312	0.024	0.000E+00
33	293.349	46.688	0.021	0.000E+00
34	301.673	48.013	0.021	0.000E+00
35	305.258	48.583	0.021	0.000E+00
36	320.659	51.035	0.020	0.000E+00
37	327.690	52.154	0.019	0.000E+00
38	331.731	52.797	0.019	0.000E+00
39	354.570	56.432	0.018	0.000E+00
40	361.192	57.486	0.017	0.000E+00
41	377.408	60.066	0.017	0.000E+00
42	390.565	62.160	0.016	0.000E+00
43	398.312	63.393	0.016	0.000E+00
44	403.740	64.257	0.016	0.000E+00
45	416.556	66.297	0.015	0.000E+00
46	428.751	68.238	0.015	0.000E+00
47	431.544	68.682	0.015	0.000E+00
48	433.112	68.932	0.015	0.000E+00
49	443.437	70.575	0.014	0.000E+00
50	444.243	70.703	0.014	0.000E+00

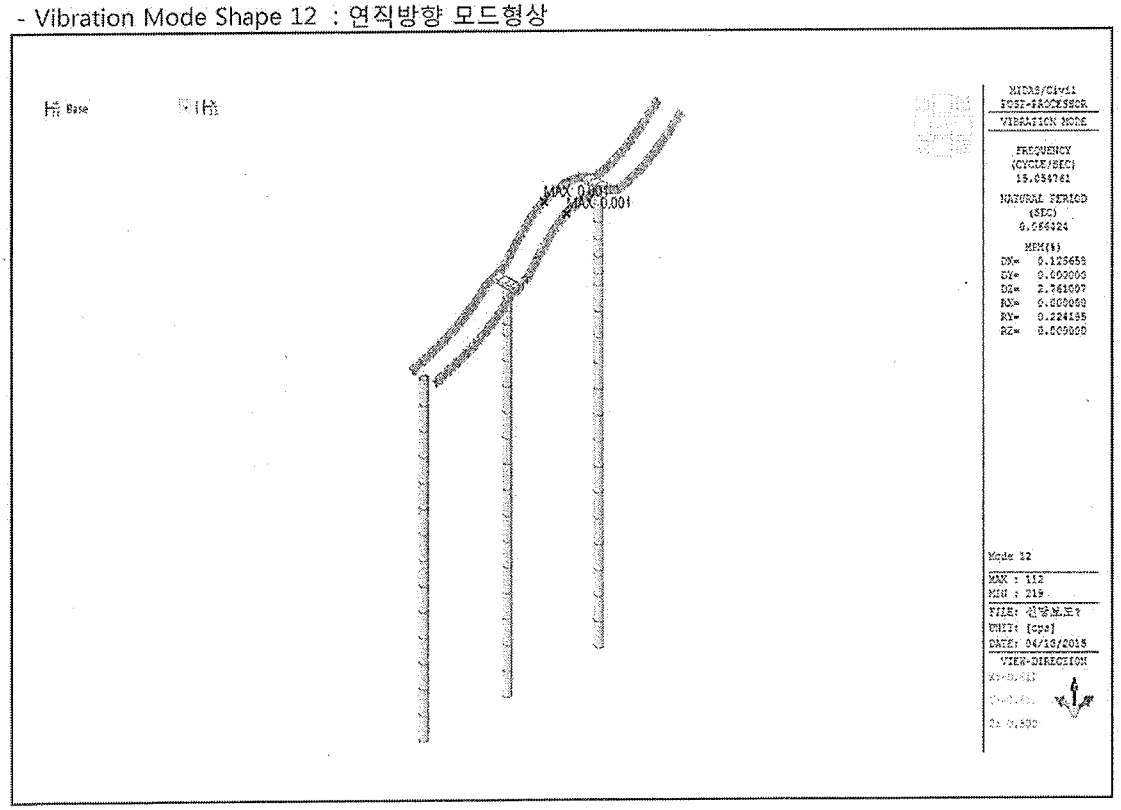
3) 질량기여도

MODE	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (MASS)			CUMULATIVE SUM (MASS)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	21.530000	0.000	34.550	0.000	0.000	34.550	0.000
2	22.790000	0.000	6.460	0.000	0.000	41.010	0.000
3	22.790000	0.000	0.000	0.000	0.000	41.010	0.000
4	22.890000	0.000	4.370	0.000	0.000	45.380	0.000
5	24.840000	0.000	7.660	0.000	0.000	53.040	0.000
6	24.840000	0.000	0.000	0.000	0.000	53.040	0.000
7	25.720000	0.000	0.130	0.000	0.000	53.170	0.000
8	25.720000	0.000	0.000	0.000	0.000	53.170	0.000
9	25.720000	62.300	0.000	0.950	62.300	53.170	0.950
10	28.750000	0.000	2.690	0.000	62.300	55.860	0.950
11	28.770000	0.000	1.160	0.000	62.300	57.020	0.950
12	28.770000	0.130	0.000	2.760	62.420	57.020	3.710
13	28.770000	0.000	0.000	0.000	62.420	57.020	3.710
14	28.770000	0.000	0.020	0.000	62.420	57.040	3.710
15	28.820000	0.000	0.440	0.000	62.420	57.480	3.710
16	28.920000	0.000	0.090	0.000	62.420	57.570	3.710
17	28.920000	0.000	0.000	0.000	62.420	57.570	3.710
18	28.920000	0.140	0.000	1.480	62.560	57.570	5.190
19	28.940000	0.000	2.830	0.000	62.560	60.400	5.190
20	28.940000	1.970	0.000	40.330	64.540	60.400	45.520
21	28.940000	0.000	0.000	0.000	64.540	60.400	45.520
22	29.610000	0.000	0.510	0.000	64.540	60.900	45.520
23	30.090000	0.000	0.260	0.000	64.540	61.160	45.520
24	30.090000	0.060	0.000	0.480	64.600	61.160	46.000
25	30.240000	0.000	1.920	0.000	64.600	63.080	46.000
26	30.240000	0.000	0.000	0.000	64.600	63.080	46.000
27	30.240000	0.000	0.000	0.000	64.600	63.080	46.000
28	30.260000	0.000	0.000	0.000	64.600	63.080	46.000
29	30.260000	0.000	0.570	0.000	64.600	63.650	46.000
30	30.260000	0.000	0.000	0.000	64.600	63.650	46.000
31	30.260000	1.110	0.000	0.250	65.700	63.650	46.250
32	30.260000	0.130	0.000	0.340	65.830	63.650	46.600
33	30.260000	0.100	0.000	1.890	65.930	63.650	48.490
34	30.300000	0.000	0.360	0.000	65.930	64.010	48.490
35	30.300000	0.000	0.120	0.000	65.930	64.130	48.490
36	30.300000	0.000	0.000	0.000	65.930	64.130	48.490
37	30.300000	0.000	0.000	0.000	65.930	64.130	48.490

MODE	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (MASS)			CUMULATIVE SUM (MASS)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
38	30.480000	0.000	0.620	0.000	65.930	64.760	48.490
39	30.600000	0.000	0.010	0.000	65.930	64.770	48.490
40	30.610000	0.000	1.470	0.000	65.930	66.240	48.490
41	30.610000	0.020	0.000	0.000	65.950	66.240	48.500
42	30.620000	0.000	0.000	0.000	65.950	66.240	48.500
43	30.620000	1.070	0.000	1.530	67.020	66.240	50.030
44	30.620000	0.100	0.000	0.470	67.120	66.240	50.500
45	30.620000	0.070	0.000	2.150	67.180	66.240	52.650
46	30.620000	0.040	0.000	0.020	67.220	66.240	52.670
47	30.620000	0.000	0.070	0.000	67.220	66.300	52.670
48	30.620000	0.760	0.000	0.110	67.980	66.300	52.780
49	30.630000	0.000	0.160	0.000	67.980	66.470	52.780
50	30.630000	0.040	0.000	0.000	68.020	66.470	52.780

4) MODE SHAP

- Vibration Mode Shape 12 : 연직방향 모드형상

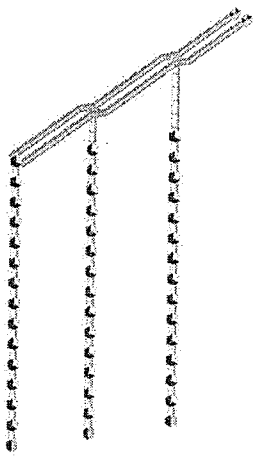


제10장 말뚝 및 기초 설계

10.1 말뚝 설계

10.1.1 설계 개요

- 상부구조와 말뚝을 모델링하여 말뚝이 깊이별 스프링계수 산정, 말뚝의 응답을 산정하였음.

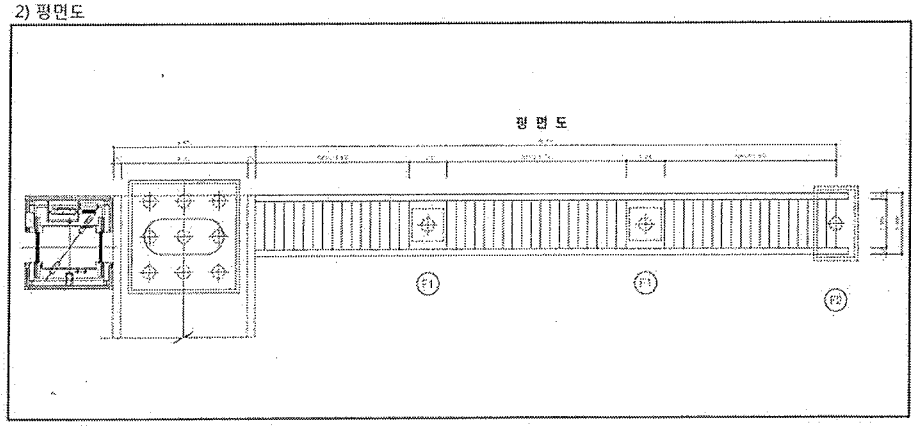


10.1.2 말뚝의 제원 및 배치

1) 말뚝의 제원 (내부굴착 강관말뚝)

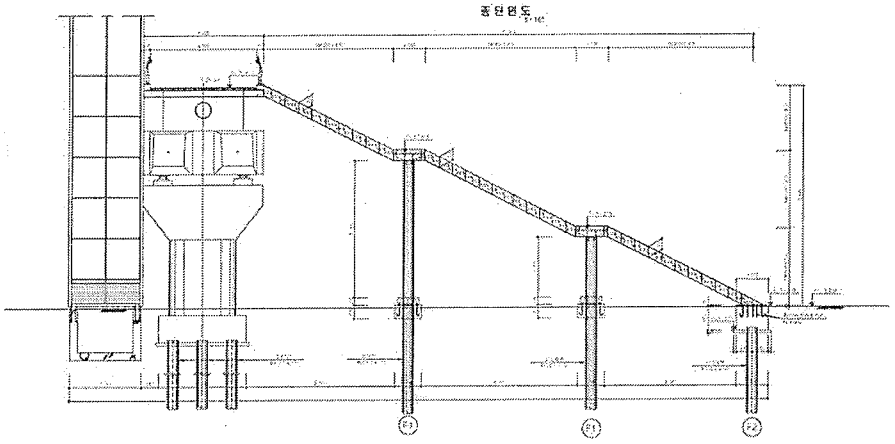
구 분		계산식	결 과
말뚝지름	[D]	-	508.000 mm
말뚝길이	[L]	-	21.000 m
말뚝두께	[t]	-	12.000 mm
부식두께	[t_1]	-	2.000 mm
유효지름	[D_e]	$D - 2t_1$	504.000 mm
순선단면적	[A_p]	$\frac{\pi \times D_e^2}{4}$	199503.700 mm²
순둘레	[U]	$\pi \times D_e$	1583.363 mm
순단면적	[A]	$\frac{\pi \times \{ D_e^2 - (D-2t)^2 \}}{4}$	15519.500 mm²
전단형상계수	[a]	$\frac{4 \times \{ D_e^2 + D_e \times (D-2t) + (D-2t)^2 \}}{3 \times \{ D_e^2 + (D-2t)^2 \}}$	1.999
단면2차모멘트	[I_p]	$\frac{\pi \times \{ D_e^4 - (D-2t)^4 \}}{64}$	473607600.000 mm⁴
단면계수	[Z]	$\frac{\pi \times \{ D_e^4 - (D-2t)^4 \}}{32 \times D_e}$	1879395.222 mm³
탄성계수	[E]	-	210000.000 MPa

2) 평면도



10.1.3 말뚝의 스프링정수

1) 종단면도



2) 스프링정수

구 분		계산식	비고		
			상 시	지진시	단 위
지반탄성계수	[E_o]	2.8 x N	-		MPa
지반반력추정계수	[α]	-	1.000	2.000	
수평지반반력계수	[K_{ho}]	$\frac{1}{0.30}$ x α x E_o	-		kN/m^3
수평지반반력계수	[K_h]	$(\frac{1}{0.30})^{\beta} \times K_{ho}^{(-3/3)} \times D^3 \times 4EI_p)^{(-3/29)}$	-		kN/m^3

3) 수평방향 스프링계수

구분	N	[Eo] Mpa	[α]		[Kho] kN/m^3		[Kh] kN/m^3		비고
			상시	지진	상시	지진	상시	지진	
1.5 m	6	16.8	1	2	56000	112000	20880	44864	
3.0 m	8	22.4	1	2	74667	149333	28681	61625	
4.5 m	10	28.0	1	2	93333	186667	36688	78830	
6.0 m	10	28.0	1	2	93333	186667	36688	78830	
7.5 m	18	50.4	1	2	168000	336000	70178	150790	
9.0 m	37	103.6	1	2	345333	690667	155418	333944	
10.5 m	50	140.0	1	2	466667	933333	216670	465553	
12.0 m	50	140.0	1	2	466667	933333	216670	465553	
13.5 m	50	140.0	1	2	466667	933333	216670	465553	
15.0 m	50	140.0	1	2	466667	933333	216670	465553	
16.5 m	50	140.0	1	2	466667	933333	216670	465553	
18.0 m	50	140.0	1	2	466667	933333	216670	465553	
19.5 m	50	140.0	1	2	466667	933333	216670	465553	
21.0 m	50	140.0	1	2	466667	933333	216670	465553	

4) Footing 수평방향 스프링 계수

-F1

구분	N	[Eo] Mpa	[α]		[Kho] kN/m^3		[Kh] kN/m^3		비고 (Bh)
			상시	지진	상시	지진	상시	지진	
교직	6	16.8	1	2	56000	112000	22700	45400	1.000
교축	6	16.8	1	2	56000	112000	22700	45400	1.000

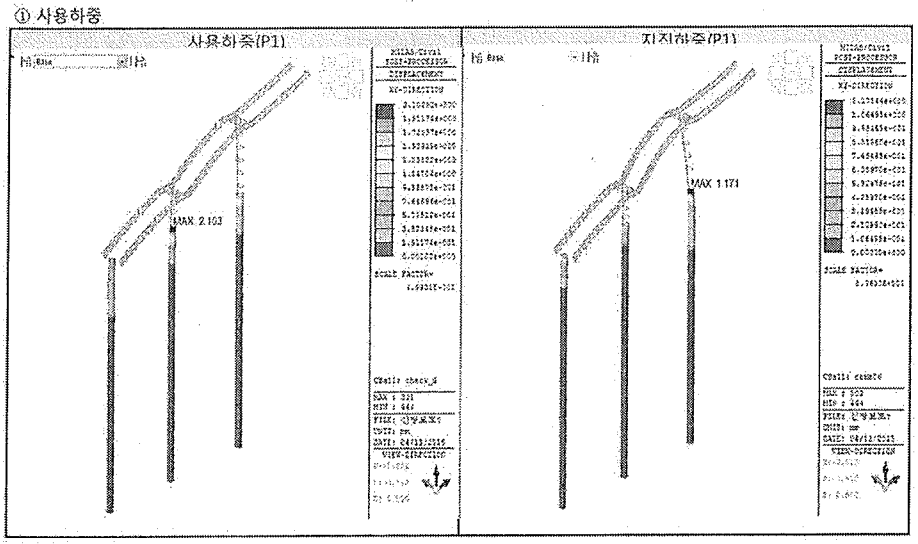
-F2

구분	N	[Eo] Mpa	[α]		[Kho] kN/m^3		[Kh] kN/m^3		비고 (Bh)
			상시	지진	상시	지진	상시	지진	
교직	6	16.8	1	2	56000	112000	21206	42413	1.095
교축	6	16.8	1	2	56000	112000	17188	34376	1.449

10.1.4 말뚝의 변위량 및 반력

1) 말뚝의 변위

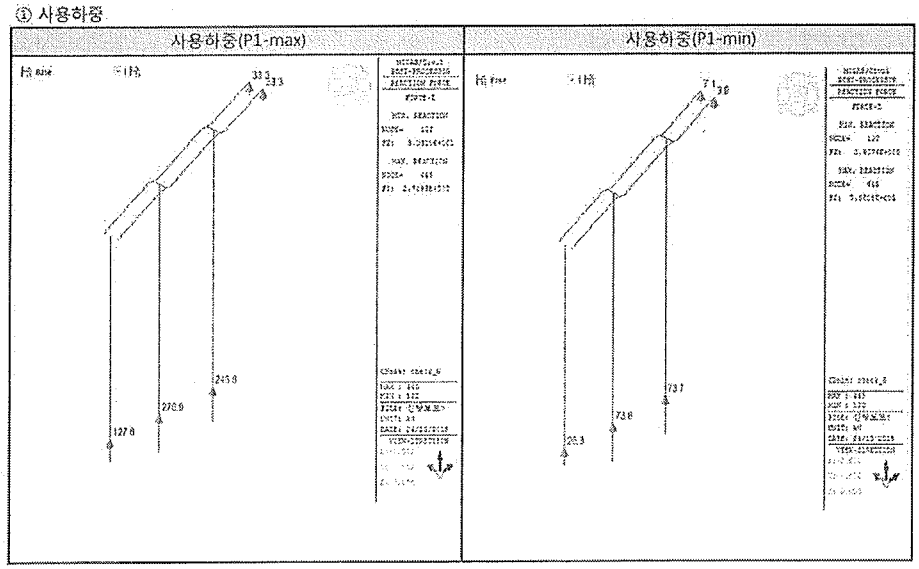
① 사용하중

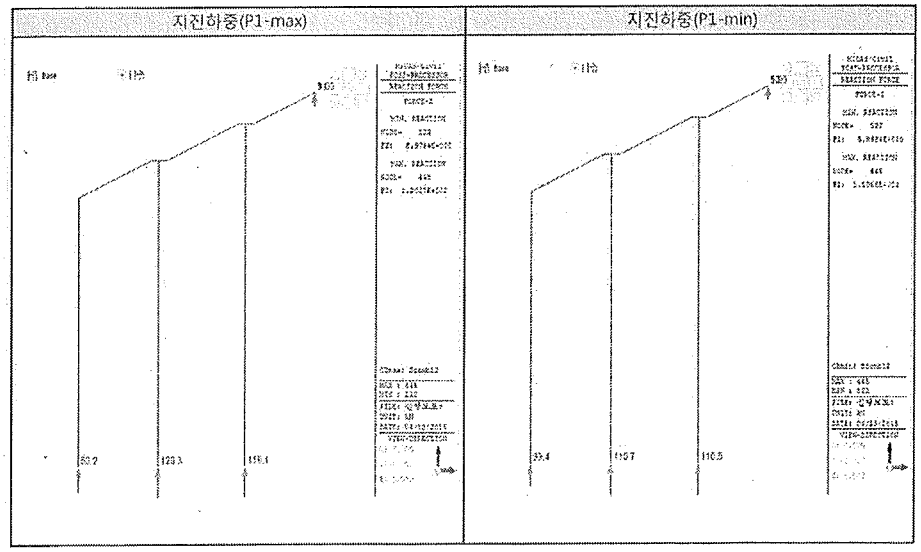


구 분		최대변위		허용변위 mm	비고
		δ_x (mm)	δ_y (mm)		
사용하중	P1	2.037	1.164	15.0	OK
지진하중	P1	0.581	1.164	15.0	OK

2) 말뚝의 반력

① 사용하중

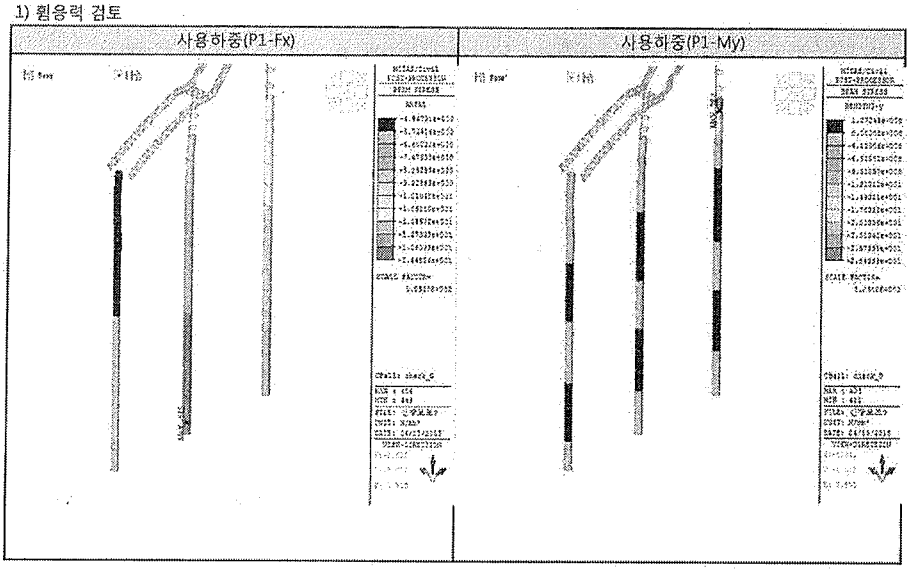


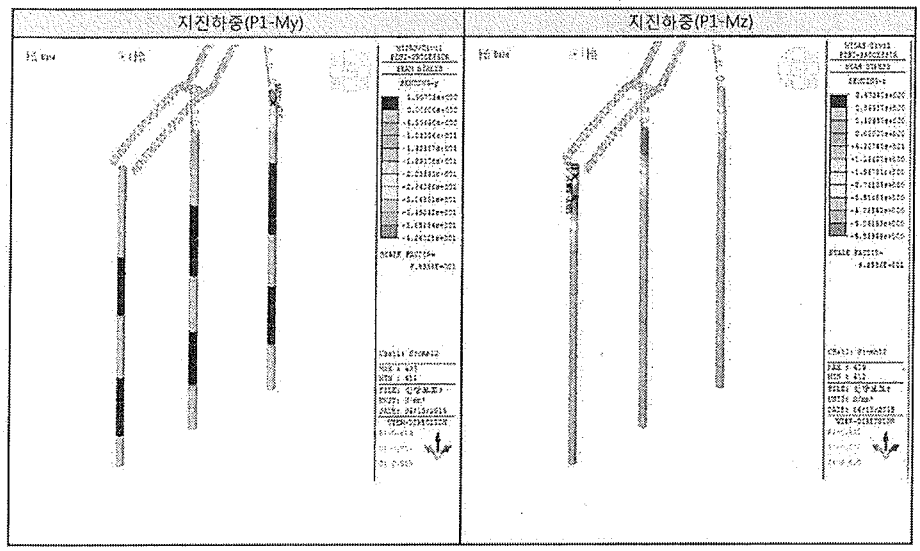


구 분			압축력 (kN)		인발력 (kN)		검 토
			반 력	허용지지력	반 력	허용지지력	
사용 하중	P1	max	270.9	1358.7	-	-	OK
		min	73.8	1358.7	-	-	OK
지진 하중	P1	max	120.3	2038.0	-	-	OK
		min	110.7	2038.0	-	-	OK

10.1.5 말뚝의 본체설계

1) 휨응력 검토



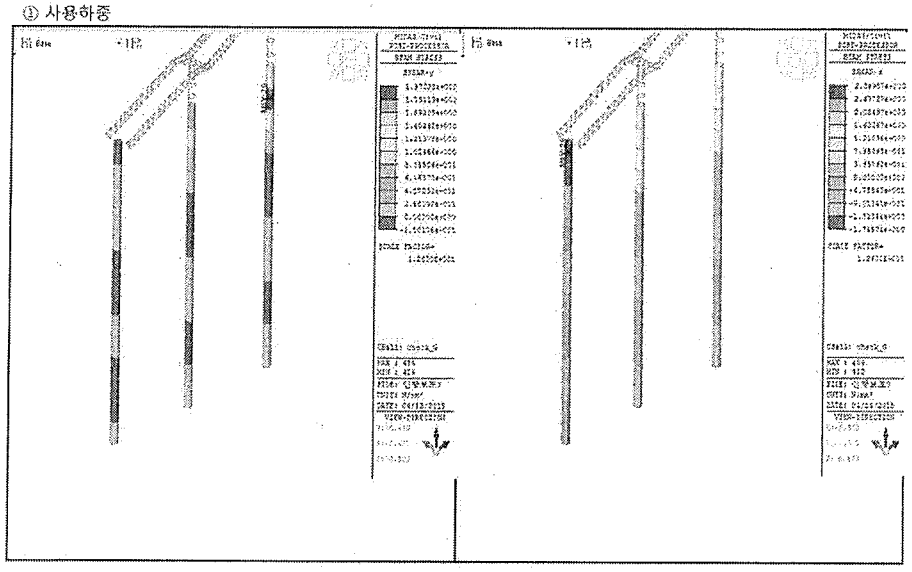


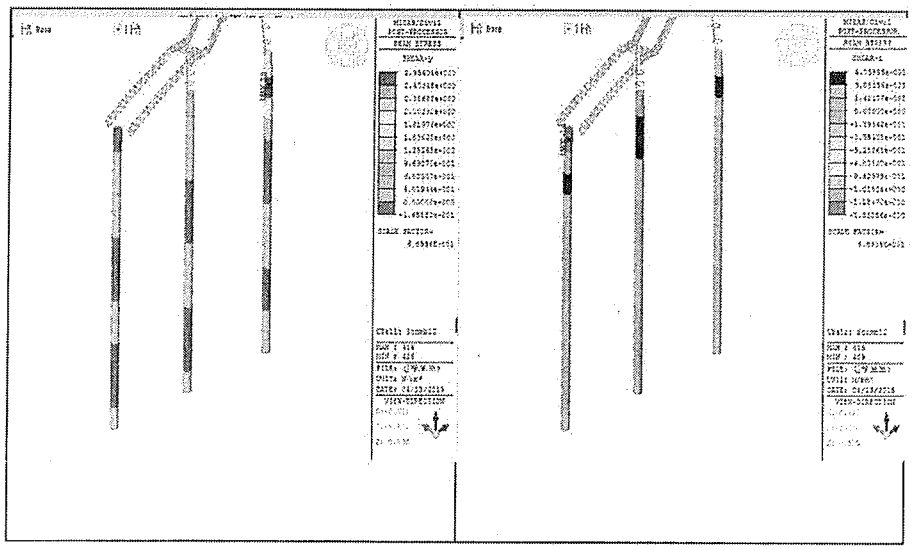
말뚝의 허용응력	상시	f_{sa}	=	133.000 MPa		
	지진시	f_{sa}	=	199.500 MPa	(상시 x 1.5)	
	휨응력	f	=	V/A ± M · y / I_p		
	→ 말뚝 이음시			5.000 % 감소	(용접 이음)	
	공장생산 시 말뚝길이 :			11.000 m	이음개소 :	1 개

구분			Fx (kN)	My (kN · m)	Mz (kN · m)	M (kN · m)	f (MPa)	f_{sa} (MPa)	검 토
말뚝 단면 검토	상시	max	0.4	65.15	2.21	65.2	34.712	133.000	OK
		min	90.7	65.15	0	65.2	40.507	133.000	OK
	지진	max	0.6	1.82	3.31	3.8	2.049	199.500	OK
		min	14.1	6.05	0.99	6.1	4.170	199.500	OK

2) 전단응력 검토

① 사용하중





말뚝의 허용응력	상시	τ_{sa}	=	80.000	MPa	
	지진시	τ_{sa}	=	120.000	MPa	(상시 x 1.5)
	전단응력	τ	=	a x Ho / A		(전단형상계수 a: 1.999)

구 분		사용하중					
		Fy (kN)	Fz (kN)	H (kN)	τ (MPa)	τ_{sa} (MPa)	검 토
max	상 시	0.800	23.800	23.813	3.067	80.000	OK
	지진시	1.180	12.620	12.675	1.633	120.000	OK

10.1.6 말뚝과 기초판의 결합부 설계

1) 압입력에 대한 검토

- 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$f_{cv} = P_{Nmax} / (\pi/4 \cdot D^2) = 0.640\ MPa \le f_{ca} = 6.750\ MPa$ ..... OK

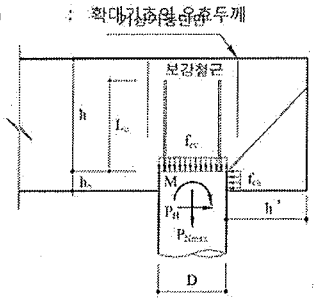
- 확대기초 콘크리트의 수직압발전단응력

$\tau_v = P_{Nmax} / (\pi \cdot (D+h) \cdot h) = 0.032\ MPa \le \tau_{a3} = 0.950\ MPa$ ..... OK

$P_{Nmax} = 127.6\ kN$: 상시와 지진시 말뚝머리에 작용하는 최대 수직력

$D = 0.504\ m$: 말뚝지름

$h = 0.900\ m$: 확대기초의 유효두께



2) 수평력에 대한 검토

- 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$f_{ch} = P_{Hmax} / (D \cdot h_o) = 0.472\ MPa \le f_{ca} = 6.750\ MPa$ ..... OK

- 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$\tau_h = P_{Hmax}/\{h' \cdot (2h_o+D+2h')\} = 0.049\ MPa \le \tau_{a3} = 0.950\ MPa$ ..... OK

$P_{Hmax} = 23.8\ kN$: 상시와 지진시 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력

$D = 0.504\ m$: 말뚝지름

$h_o = 0.100\ m$: 말뚝의 두부매입깊이

$h' = 0.348\ m$: 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께

3) 철근정착

$L_o = f_{sa1} \cdot A_{st} / (\tau_{ca} \cdot U) = 447.6\ mm$

$L_{omin} = 35 \cdot d = 668.5\ mm$

$f_{sa1} = 150.000\ MPa$: 이형철근의 축방향 허용인장응력

$A_{st} = 286.500\ mm^2$: 이형철근의 공칭단면적

$U = 60.004\ mm^2$: 이형철근의 공칭둘레길이

$\tau_{ca} = 1.600\ MPa$: 콘크리트의 허용부착응력

$d = 19.100\ mm$: 이형철근의 공칭직경

10.2 계단시점부 앵커볼트 검토

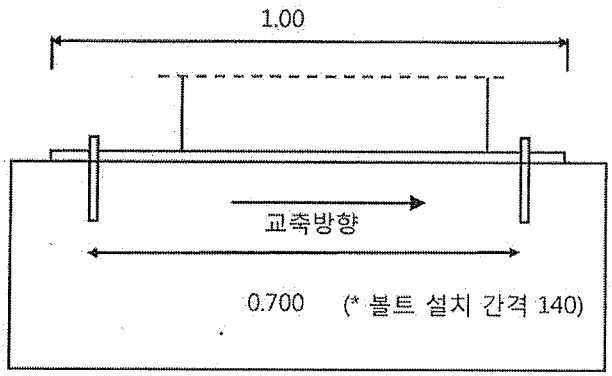
(1) 설계 상수

- 사용볼트 : M 24 x 800L
- 작용단면력

P(kN)	Fx(kN)	My(kN.m)	Fy(kN)	Mx(kN.m)
34.400	42.030	34.360	1.590	3.410

* Base plate 좌표 - (x) : 면내방향 , (y) : 면외방향

- Anchor As : 452.39 mm^2
- 허용 인장력 : 63.33 kN (140 x As)
- 허용 전단력 : 36.19 kN (80 x As)
- Base Plate : 1.00 x 0.40 x 0.150 x 1 ea



(2) ANCHOR BOLT에 작용하는 단면력

- ANCHOR가 받는 인장력

  = P/n + My/L/ny + Mz/L/nz

  = 34.400 / 5 + 34.360 / 0.700 / 2 + 3.410 / 0.150 / 5

  = 35.970 kN < Ta = 63.3 kN ..... **OK**

  여기서

  n : 총 앵커볼트 개수 = 5 ea

  ny : My 에 저항하는 앵커볼트 개수 = 2 ea

  nz : Mz 에 저항하는 앵커볼트 개수 = 5 ea

- ANCHOR 1개가 받는 전단력

  42.060 / 5 ea = 8.412 kN < Va = 36.2 kN ..... **OK**

(3) Anchor의 정착길이 산정

① 허용부착응력

τ_{oa} = 0.64 √ fck = 0.64 √ 240 = 9.915 = 0.99 MPa

② 정착길이의 산정

· 정착길이(Ld)

$$\text{req'd Ld} = \frac{\text{Bolt Tension}}{\tau_{oa} \times \pi \times db} = \frac{35970}{0.991 \times \pi \times 24}$$

= 481.2 mm

USE Ld = 800.0 mm ..... OK

가설벤트 계산서

1. 설계기준

1) 설계법

◎ 허용응력 설계법

2) 사용재료

◎ 강재 ; SS 400

fy = 240 Mpa (항복점)

fta = 140 Mpa (허용인장응력)

3) 설계하중

◎ 철근콘콘크리트 ; γc = 25.0 Mpa

◎ 강 재 ; γs = 78.5 Mpa

4) 참고문헌

◎ 도로교 설계기준 (2010, 국토해양부)

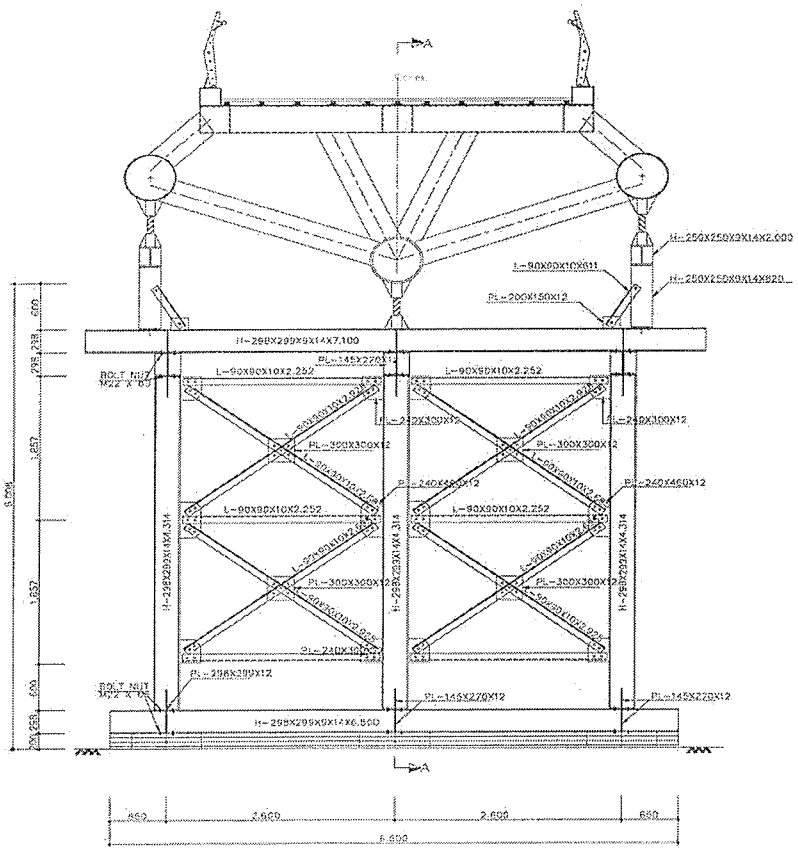
5) 벤트 규격

◎ 가설벤트 γc = 78.50 Mpa

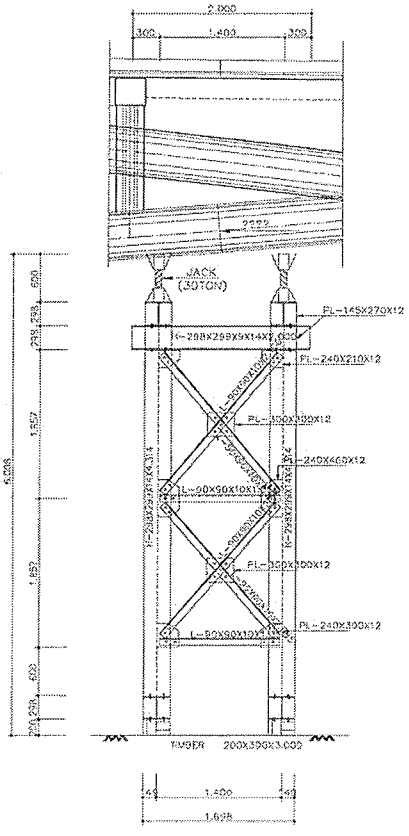
- 강 종 : SS400
- 수직부재 : H-298x299x9x14
- 수평부재 : H-298x299x9x14
- 보강부재 : L-90x90x10

2. 단면 가정

정 면 도



단 면 도



3. 작용하중 산정

(1) 고정하중

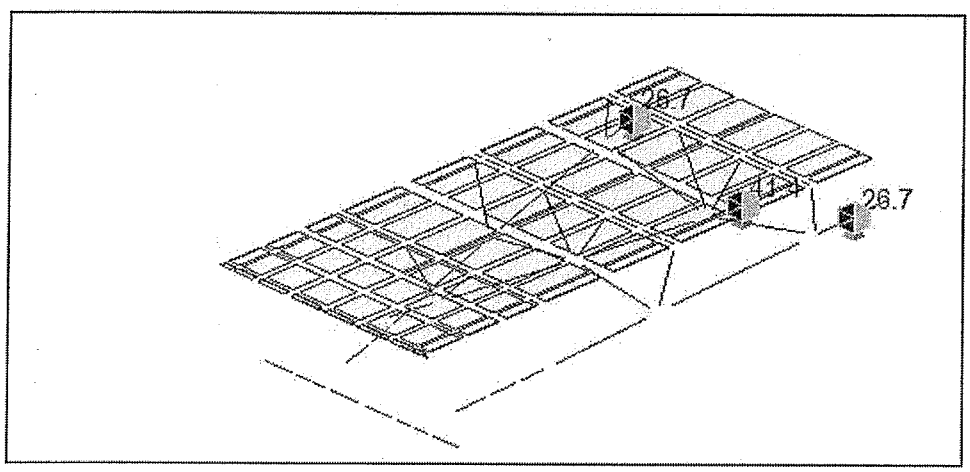
강재의 고정하중은 프로그램 상에서 자동 재하한 값을 사용한다.(할증1.3)

(2) 주거더가설시 하중

- 가설시 최대반력과 고정하중의 2% 수평력 적용

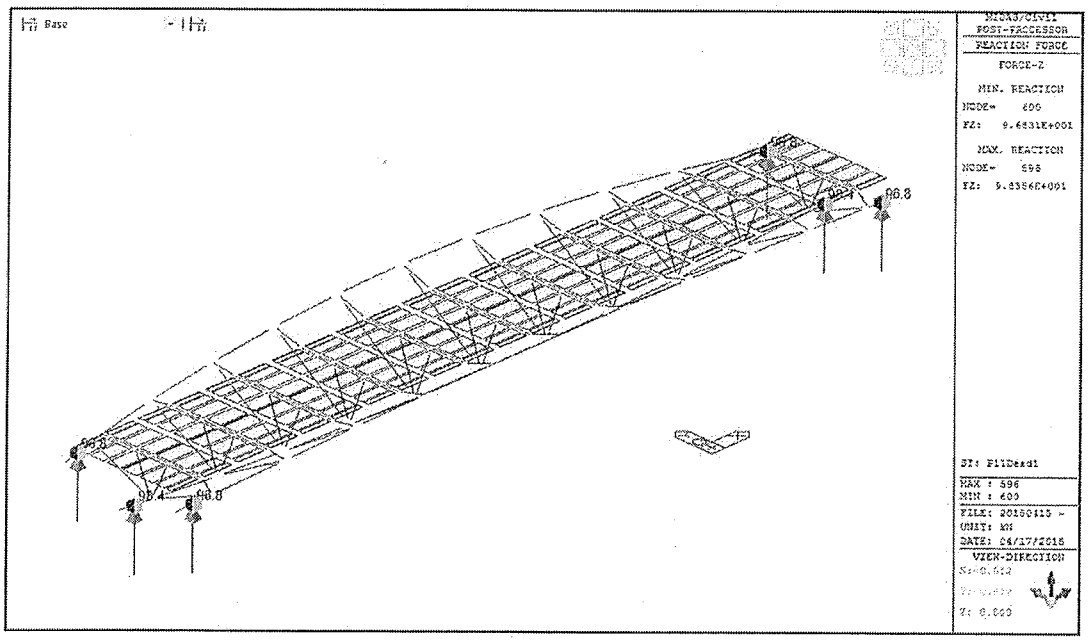
수직력 : 26.7 kN , 수평력 : 0.534 kN

수직력 : 41.4 kN , 수평력 : 0.828 kN

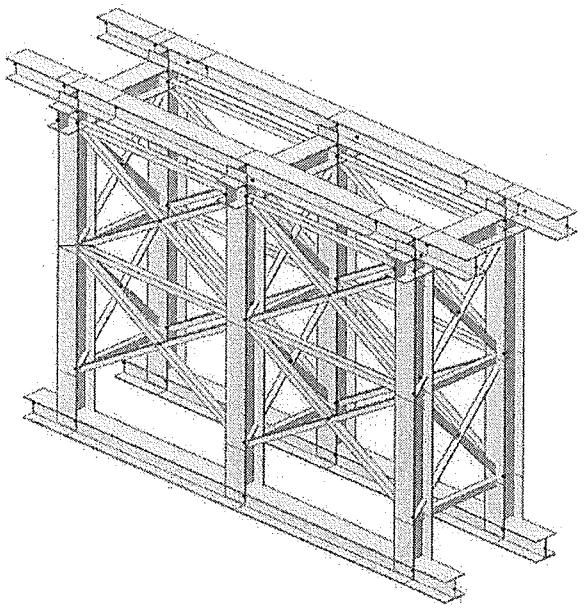


수직력 : 98.4 kN , 수평력 : 1.968 kN

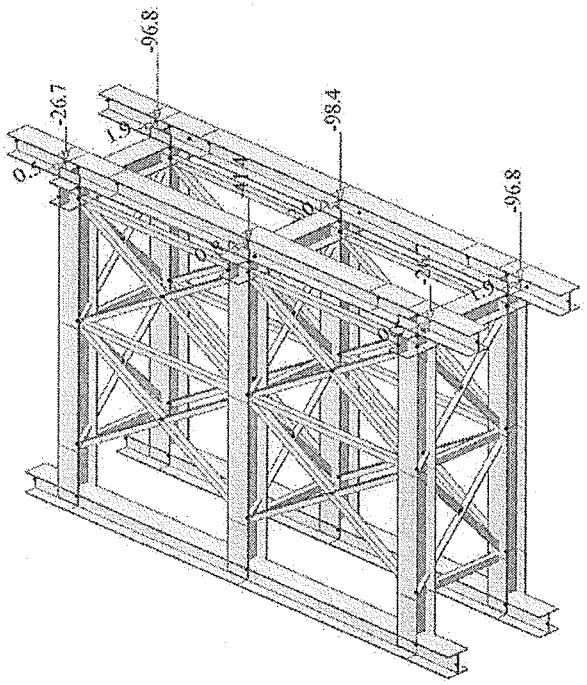
수직력 : 96.8 kN , 수평력 : 1.936 kN



4. 모델링

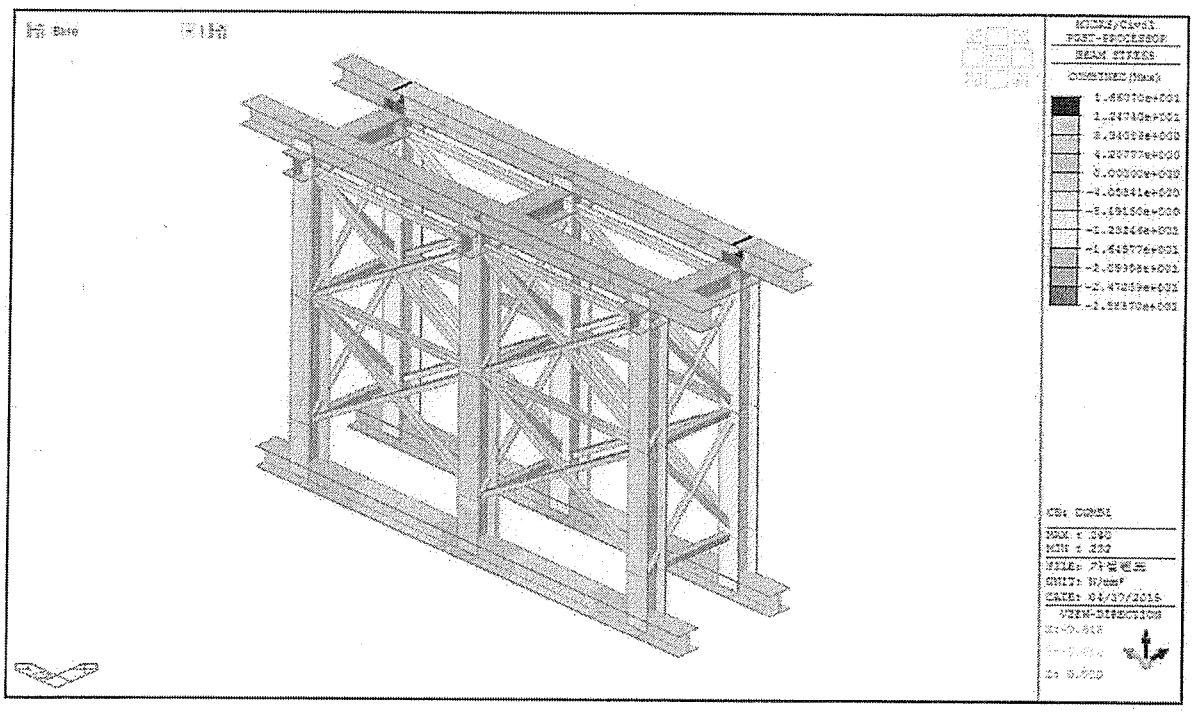


5. 하중재하도



6. 해석 결과

(1) 응력도



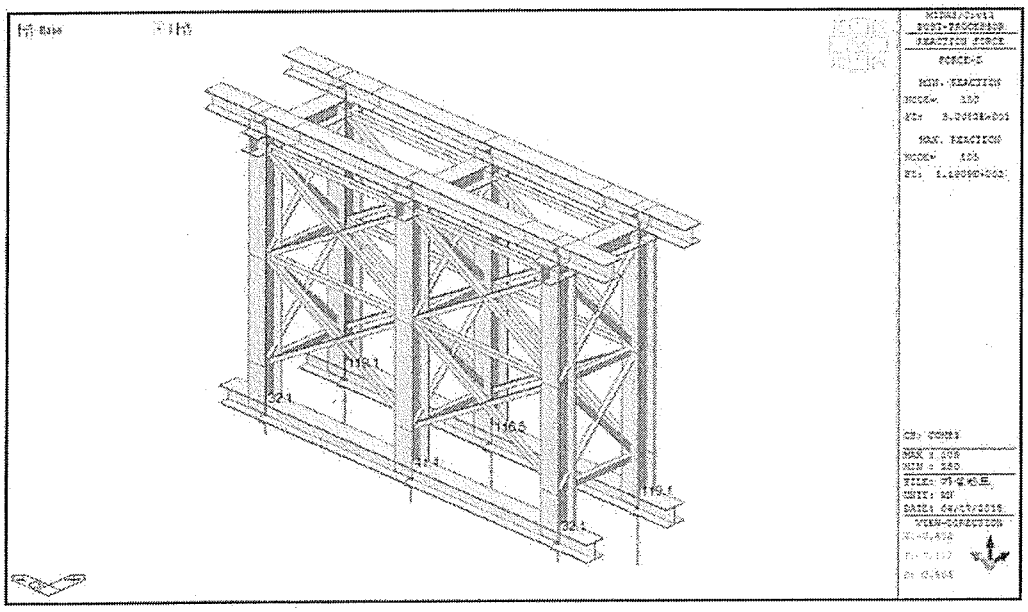
(2) 응력검토

최대응력 : 28.85 MPa < 허용응력 : 140 MPa

7. 가설벤트의 안정검토

– 주부재를 말뚝으로 사용하여 풍화암에 지지.

가설구조물임을 감안하여 별도의 말뚝 응력 검토는 생략하고 지지력 검토만 수행함.



(1) 반력 요약

node	연직반력
1	32.1
2	41.4
3	32.1
합계	105.6

node	연직반력
1	119.1
2	116.5
3	119.1
합계	354.7

목재 면적 : 6.5 X 0.3 X 1 = 1.950 m^2

최대반력 : 354.7 / 1.95 = 181.90 kN/m^2

(2) 지지력 검토

- 허용지지력(수정 Meyer-hof 식 - 구조물 기초 설계기준[건교부])

$Qa = 12 \times N \times Kd \{(B + 0.3) / B\}^2$ (kPa)

여기서, N : 10

kd : 깊이 계수(= 1 + D/3B, D≤B 일 때) = 1.000

B : 기초 최소폭(m) = 0.300 m

D : 근입 깊이(m) = 0.000 m

$$Qa = 12 \times 10 \times 1.000 \times \left(\frac{0.300 + 0.3}{0.300} \right)^2 = 480.000 \ kN/m^2$$

최대반력 : 181.9 kN/m^2 < 480.0 kN/m^2 O.K

승강기 기초계산서

<목 차>

1. 설계조건

2. 구조물 일반도

3. 설계하중

4. 구조해석

5. 해석결과 및 부재력 요약

6. 부재설계

7. 기초 검토

8. 해석입력자료

1.설계조건

1.1 설계 일반

1) 구조물명 : 승강기 기초BOX

2) 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조

3) 기초형식 : 직접기초

1.2 사용재료

1) 콘크리트

- 설계기준강도 : fck = 24 MPa
- 단위중량 : γ_c = 25.0 kN/m³
- 탄성계수 : Ec = 26986 MPa
- 프와송비 : ν = 0.167

2) 철근 (SD 30)

- 항복강도 : fy = 300 MPa
- 탄성계수 : Es = 200000 MPa

1.3 설계 하중

1) 고정하중 (D)

- 본체구조물의 자중 , 승강기의 전달하중

2) 활하중 (L)

- 승강기 내부의 군집하중

3) 토압 (He)

- 상시 정지 토압
- 지하수위 미고려시 정지토압 (Henw)
- 지하수위 고려시 정지토압 (Hew)

4) 수압 (Hw)

- 구조물 외부 지하수위에 의한 수압

5) 풍하중 (W)

- 승강기 벽면에 작용하는 풍하중이 앵커로 전달되는 하중

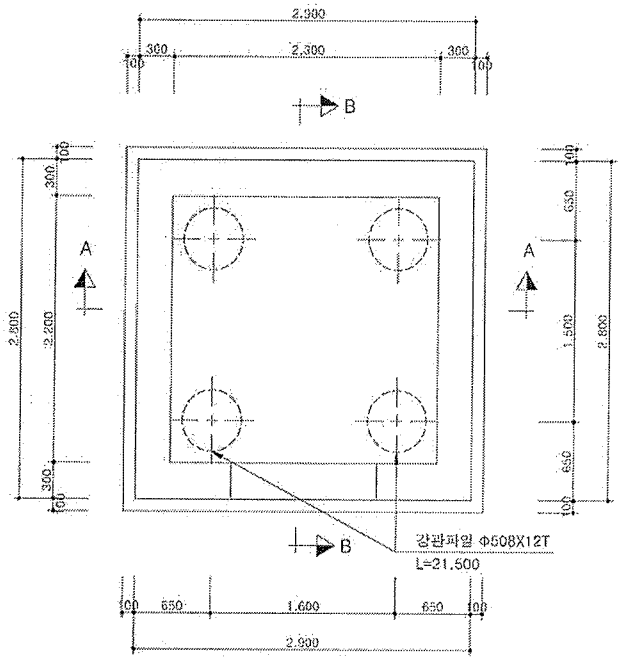
1.4 참고문헌

1) 콘크리트 구조설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)

2.구조물 일반도

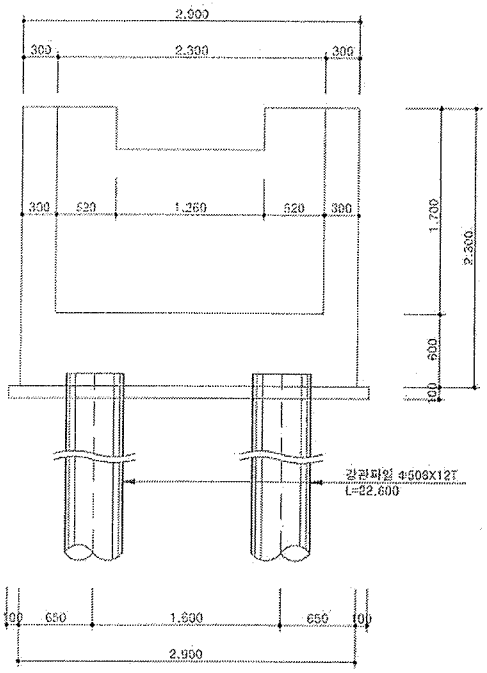
평 면 도

S=1:30



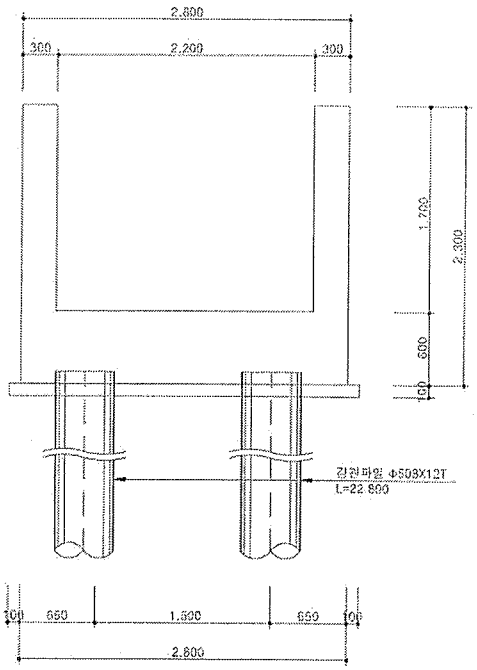
단 면 A-A

S=1:30



단 면 B-B

S=1:30



3.설계하중

3.1 고정하중 (D)

1) 구조물 자중

- 콘크리트 구체자중 해석시 프로그램 내에서 자동으로 고려
- 콘크리트 단위 중량 γ_c = 25.00 kN/m³

2) 승강기 전달 하중

- 승강기 총 중량 240 kN으로 가정
- 앵커 위치별 중력방향 전달하중 : P = 60 kN / ea

3.2 활하중 (L)

1) 승강기 내부 군집하중(w = 5kN)이 각 앵커로 전달되는 하중고려

- P = w x 승강기내부면적 x (1/4)

  = 5.0 x 1.45 m x 1.3 m x (1/4) = 2.36 kN / ea

3.3 토압

1) 토압

- 토사의 건조단위중량 : γ_s = 19.0 kN/m³
- 토사의 수중단위중량 : γ_{sub} = 9.0 kN/m³
- 정지토압계수 : Ko = 1 - sinφ = 1 - sin 30° = 0.5

  여기서, φ = 30° (내부마찰각)

2) 지하수위 미고려시의 토압 (Henw)

- Po = Ko · γ_s · z

  = 0.5 × 19.0 × z = 9.50 z kN/m³

  여기서, z : 토사의 깊이

3) 지하수위 고려시의 토압 (Hew)

- Po = Ko · γ_s · z

  = 0.5 × 9.0 × z = 4.50 z kN/m³

  여기서, z : 토사의 깊이

3.4 수압 (Hwo)

1) 구조물 외부의 수압 (Hwo) : 수평수압으로 작용

- 물의 단위중량 : γ_w = 10.0 kN/m³
- Hwo = 10.0 x h = 10.0 h kN/m³

  여기서, h : 지하수의 수위

3.5 풍하중 (W)

1) 승강기 구조물 벽면에 작용하는 풍하중에 의해 앵커로 전달되는 하중 고려

• 승강기 벽면에 작용하는 총 수평하중 강도

Hw = 승강기 벽면 면적 X 풍하중강도

= (2.985m X (8.1+4.85)m X 2.0 X 10^-3 MPa = 77.31 kN

• 각 앵커에 작용하는 풍하중에 의한 전달하중

수평력 : H = 77.31 / 4ea = 19.33 kN / ea

연직력 : P = (풍하중 하단의 모멘트) X (1 / 앵커간격) X (1/2)

= (77.31 kN X 6.475m) X (1 / 2.280m) X (1 / 2) = 109.78 kN / ea

3.6 설계 하중 조합

「 콘크리트 구조설계기준 」

1) 계수하중조합

하중경우	고정하중	활하중	토 압		수압	풍하중
	(D)	(L)	(Henw)	(Hew)	(Hwo)	(W)
CASE1	1.4					
CASE2	1.2	1.6	1.6			
CASE3	1.2	1				1.3
CASE4	0.9		1.6			1.3
CASE5	1.2	1.6	0.8			

2) 사용하중조합

하중경우	고정하중	활하중	토 압		수압	풍하중
	(D)	(L)	(Henw)	(Hew)	(Hwo)	(W)
CASE6	1.0					
CASE7	1.0	1.0	1.0			
CASE8	1.0	1.0				1.0
CASE9	1.0		1.0			1.0
CASE10	1.0	1.0	0.5			

3.7 참고문헌

1) 콘크리트구조 설계기준 ..... 한국콘크리트학회. 2012

2) 도로교 설계기준 ..... 국토해양부. 2010

3) 구조물 기초 설계기준 ..... 한국지반공학회. 2009

4.Full Modeling에 의한 지지력 검토

4.1 구조해석개요

1) 사용프로그램 : MIDAS (범용 구조해석 프로그램)

2) 해석모델요소 : Plate / Shell Elements (바닥슬래브, 벽체)

3) 해석 물성치

구 분	사용요소	탄성계수 E_c(MPa)	단위중량 γ_c (kN/m^3)	포아송비	비고
승강기 기초BOX	Plate Elements	2.7E+04	25.0	0.167	

4.2 기초의 연직방향 지반반력계수 산정

① 수평지반반력계수 (X-Dir.)

$K_{h1} = Kho\ (Bv/0.3)^{-3/4}$

여기서, Eo = 6000.0 kN/m2

Kho = 1/0.3 x α x Eo = 1 / 0.300 x 1.0 x 6000.0 = 20,000 kN/㎥

Bv = √Av = √(2.30 x 2.60) = 2.45 m

$$Kh1 = 20{,}000 \times \left(\frac{2.445}{0.3}\right)^{-3/4} = 4{,}146 \text{ kN/㎥}$$

② 수평지반반력계수 (Y-Dir.)

$Kh2 = Kho\ (Bv/0.3)^{-3/4}$

여기서, Eo = 6000.0 kN/m2

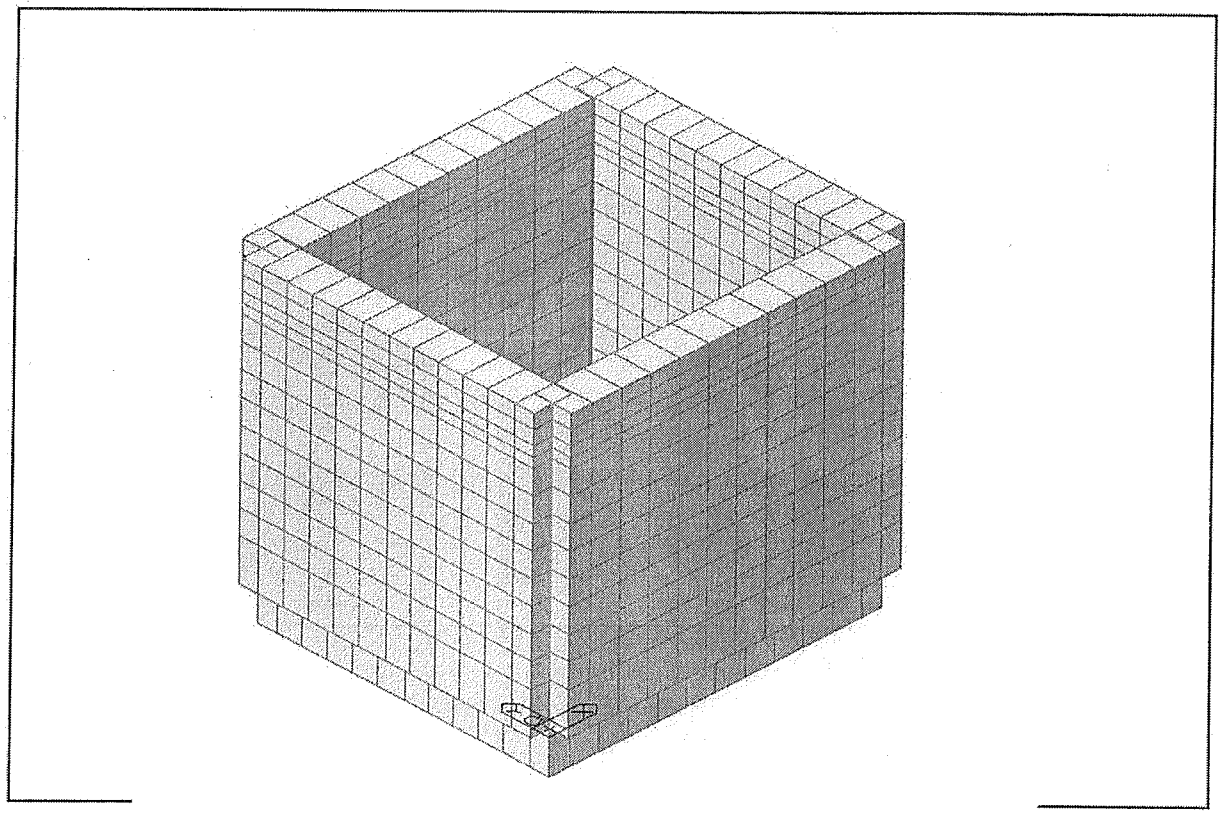
Kho = 1/0.3 x α x Eo = 1 / 0.300 x 1.0 x 6000.0 = 20,000 kN/㎥

Bv = √Av = √(2.30 x 2.90) = 2.58 m

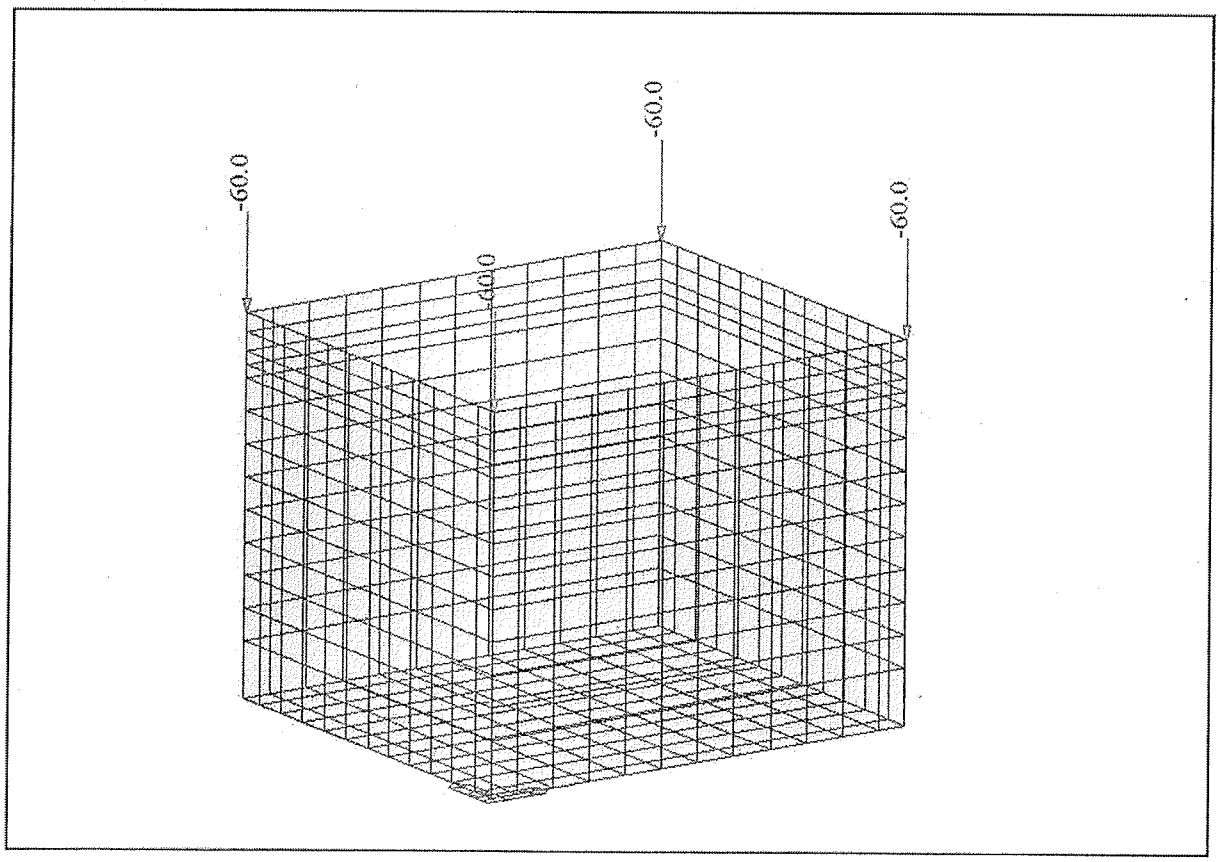
$$Kh2 = 20{,}000 \times \left(\frac{2.583}{0.3}\right)^{-3/4} = 3{,}979 \text{ kN/㎥}$$

4.3 하중 재하 모델

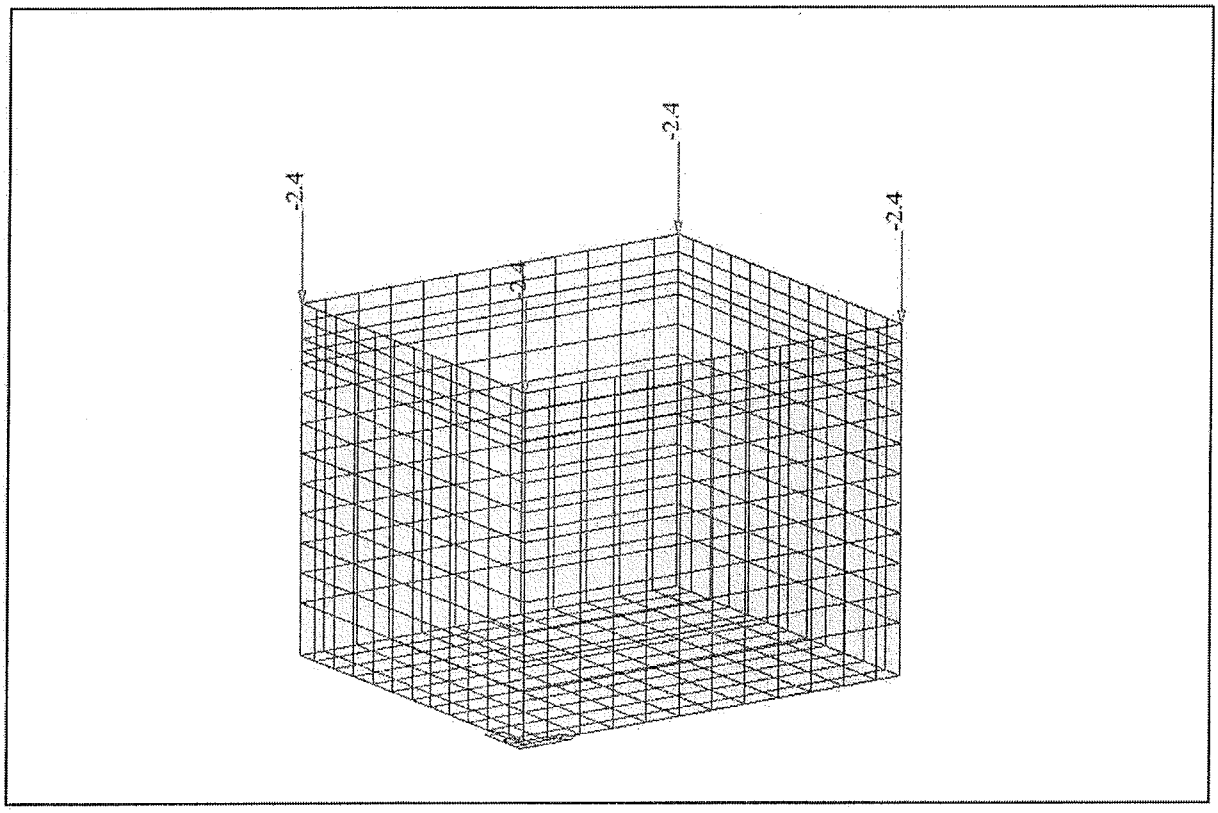
1) 해석 기본 모델



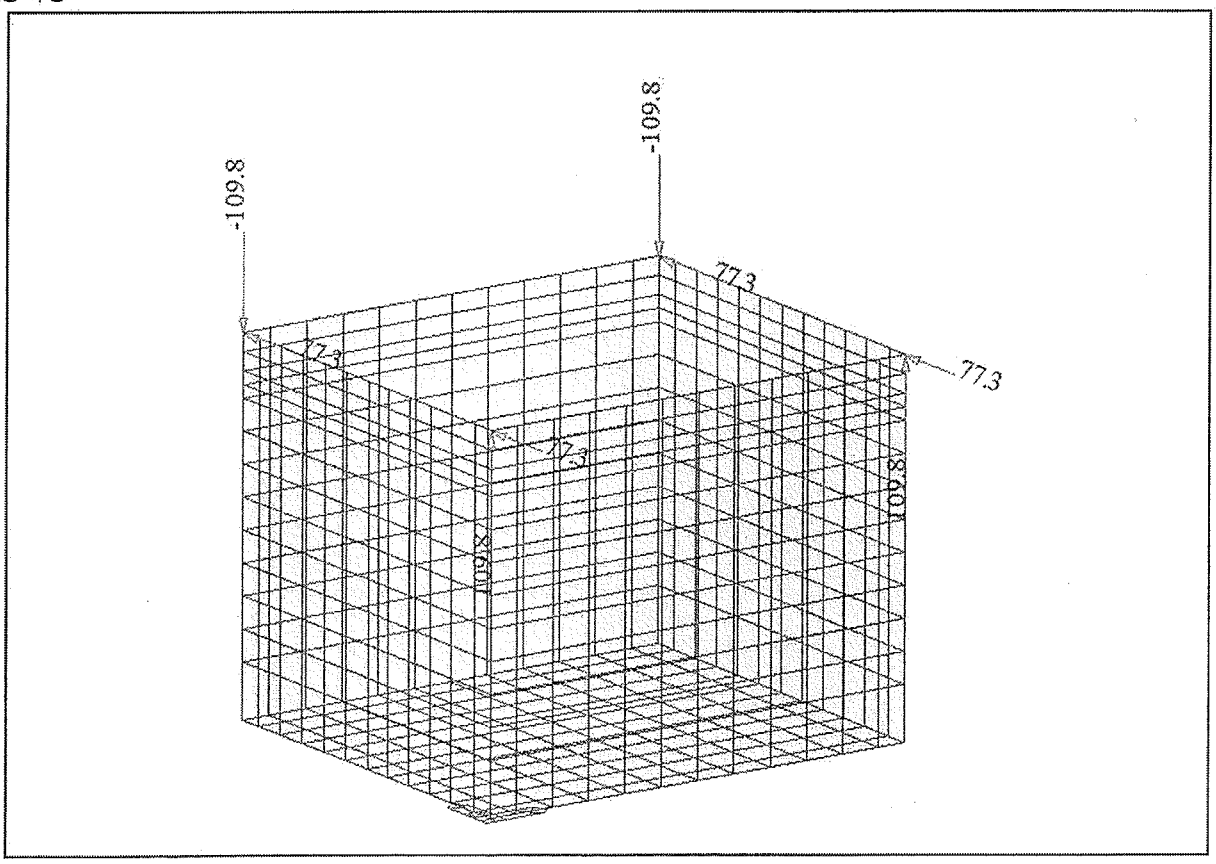
2) 고정하중 재하



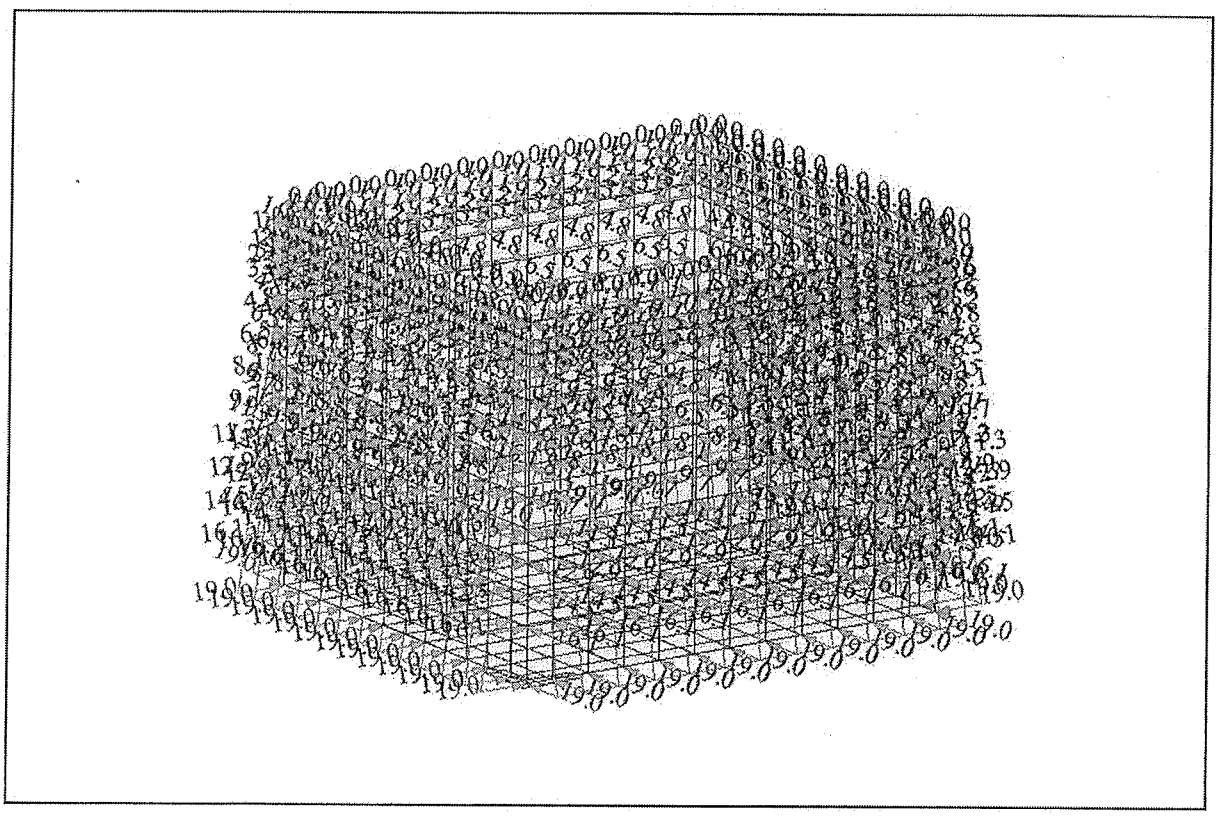
3) 활하중 재하



4) 풍하중

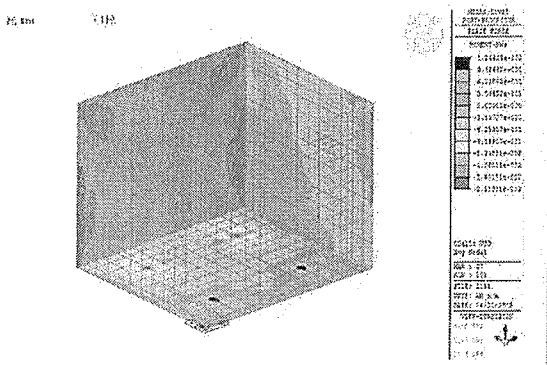
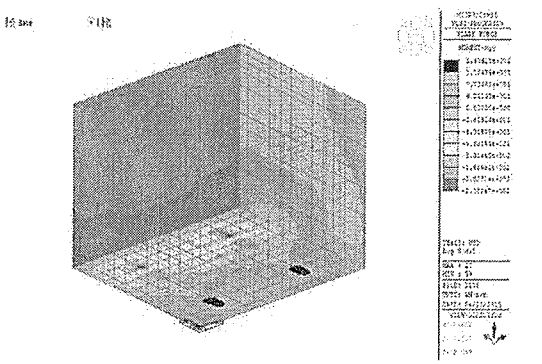
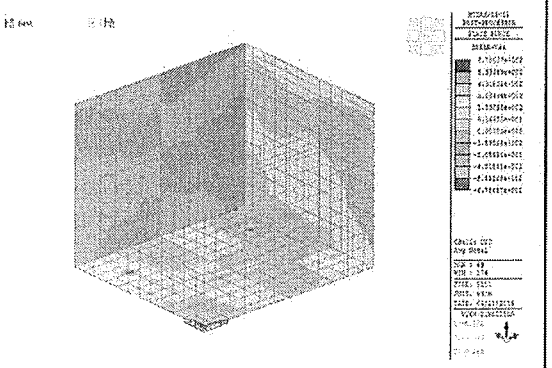
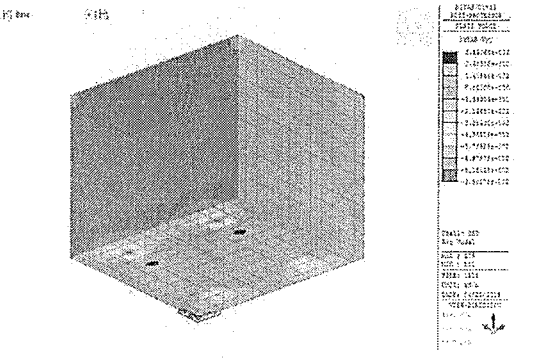
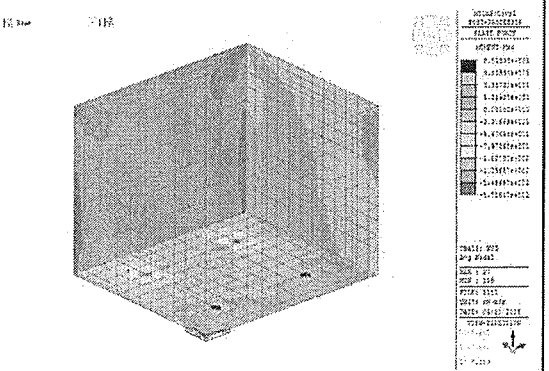
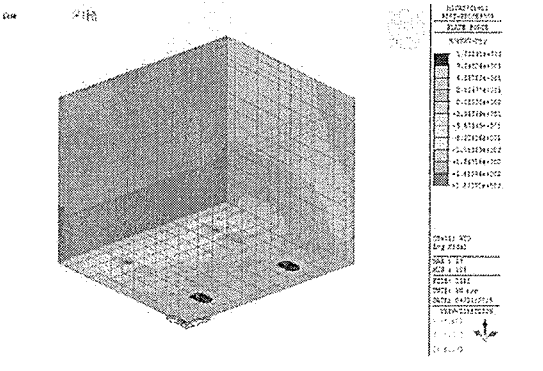


5) 토압



5.해석결과

5.1 해석결과

구 분	X 방향	Y 방향
힘모멘트 (계수하중)		
전단력		
힘모멘트 (사용하중)		

5.2 부재력 요약

1) 벽체 : X 방향

구 분	계수하중		사용하중	비 고
	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)	
지 점 부	36.61	48.50	29.24	
중 앙 부	23.02	0.00	18.03	

2) 벽체 : Y 방향

구 분	계수하중		사용하중	비 고
	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)	
지 점 부	30.89	38.95	24.13	
중 앙 부	21.46	0.00	15.11	

6.부재 설계

6.1.1 벽체 (X 방향) 지점부

콘크리트 설계강도	f_{ck} =	27	Mpa	휨 강도감소계수	Φ_b =	0.85	
철근 항복강도	f_y =	400	Mpa	전단 강도감소계수	Φ_v =	0.85	
부재 설계폭원	b =	1000	mm	계수 휨모멘트	M_u =	36.61	kN·m
부재 총높이	h =	300	mm	계수 전단력	V_u =	48.50	kN
부재 유효높이	d =	220	mm	사용 휨모멘트	M =	29.24	kN·m
인장부 최소피복	d_c =	80	mm				

1) 휨 설계

등가응력 사각형의 높이(a)와 중립축 깊이(c)의 비 ..... $k_1 = a / c$ = 0.85

단철근보 해석에 의한 소요철근량 ..... A_s_cal = 499 mm^2

휨부재의 최소 철근량[1] (= 1.4·b·d / fy) ..... $A_s_min\ 1$ = 770 mm^2

휨부재의 최소 철근량[2] (= A_s_cal × 4/3) ..... $A_s_min\ 2$ = 666 mm^2

건조수축 및 온도철근[3] (= 0.0015·h·s) ..... $A_s_min\ 3$ = 450 mm^2

단철근보의 부재설계를 위한 소요철근량 (= As_min 2) ..... req'd_A_s = 666 mm^2

사용 인장철근 : [1단배근] d'_1= 80 mm , H 16 -c.t.c 150 mm = 1324 mm^2

[2단배근] d'_2= 0 mm , H 0 -c.t.c 0 mm = 0 mm^2

[3단배근] d'_2= 0 mm , H 0 -c.t.c 0 mm = 0 mm^2

used_A_s = 1324 mm^2

사용철근에 의한 부재 유효높이 검토 : d_used = 220 mm ----> 가정 d와 일치

철근비 검토 : 최대철근비 P_{max} = 0.75 P_b = 0.75 × 0.02926 = 0.02195

P_{min} (= 0.00303) ≤ P_{use} (= 0.00602) ---최소철근비 만족

P_{use} (= 0.00602) ≤ P_{max} (= 0.02195) ---과소철근비 만족

▶ 휨 검토 : M_u (= 36.61 kN·m) ≤ M_r (= 93.84 kN·m) . . . O.K !!

2) 전단 설계

콘크리트가 부담하는 전단강도 (= Φ_v×1/6 ×√f_{ck}·b·d) ..... $\Phi_v \cdot V_c$ = 142.894 kN

전단보강 검토 : Φv·Vc ≥ Vu ..... 전단철근 보강 불필요

전단철근 설계 : [전단철근 형식 - 수직스터럽]

계산 전단철근량 산정 (계산 전단보강 필요시) ..... 간격 s = 300.00 mm

A_v_cal = 0.00 mm^2

전단철근 배근을 위한 소요 철근량 ..... req'd_A_v = 0.00 mm^2

사용 전단철근 : H 0 × 0 ea , s = 300.00 mm , used_A_v = 0.00 mm^2

전단철근이 부담하는 전단강도 (= $\Phi_v \cdot V_s$ = 0.000 kN

전단철근의 최대 공칭전단강도[V_s=(V_u-Φ_v·V_c)/Φ_v] 검토 ..... Vs ≤ 2/3 √fck·b·d . . O.K !!

▶ 전단 검토 : V_u (= 48.50 kN) ≤ V_r (= 142.89 kN) ..... O.K !!

3) 균열 검토

▶ 응력 산정

P = As / (b x d) = 0.00602 , k = -np + √((np)^2+2np) = 0.2512 , j = 1 - k/3 = 0.9163

fs = Mo / (As x j x d) = 109.557 MPa

▶ 균열 검토

철근간격 s = 150 mm , 인장철근 표면에서 콘크리트 표면사이의 최소두께 Cc = 72 mm

s_1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 109.557) - 2.5 x 72 = 539 mm

s_2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 109.557) = 575 mm

s_a = min (s_1,s_2) = min (539 , 575) = 539 mm

s = 150 mm ≤ 539 mm ..... O.K !!

6.1.2 벽체 (X 방향) 중앙부

콘크리트 설계강도	f_{ck}	=	27	Mpa	휨 강도감소계수	Φ_b	=	0.85	
철근 항복강도	f_y	=	400	Mpa	전단 강도감소계수	Φ_v	=	0.75	
부재 설계폭원	b	=	1000	mm	계수 휨모멘트	M_u	=	23.02	kN·m
부재 총높이	h	=	300	mm	계수 전단력	V_u	=	0.00	kN
부재 유효높이	d	=	220	mm	사용 휨모멘트	M	=	18.03	kN·m
인장부 최소피복	d_c	=	80	mm					

1) 휨 설계

등가응력 사각형의 높이(a)와 중립축 깊이(c)의 비							$k_1 = a / c$	=	0.85
단철근보 해석에 의한 소요철근량							A_s_cal	=	312 mm^2
휨부재의 최소 철근량[1]	(= 1.4·b·d / fy)						$A_s_min\ 1$	=	770 mm^2
휨부재의 최소 철근량[2]	(= A_s_cal × 4/3)						$A_s_min\ 2$	=	415 mm^2
건조수축 및 온도철근[3]	(= 0.0015·h·s)						$A_s_min\ 3$	=	450 mm^2
단철근보의 부재설계를 위한 소요철근량 (= As_min 3)							req'd_A_s	=	450 mm^2
사용 인장철근 :	[1단배근]	d'_1=	80 mm ,	H 16	-c.t.c	300 mm	=	662	mm^2
	[2단배근]	d'_2=	0 mm ,	H 0	-c.t.c	0 mm	=	0	mm^2
	[3단배근]	d'_2=	0 mm ,	H 0	-c.t.c	0 mm	=	0	mm^2
							used_A_s	=	662 mm^2

사용철근에 의한 부재 유효높이 검토 : d_used = 220 mm ----> 가정 d와 일치

철근비 검토 : 최대철근비 P_{max} = 0.75 P_b = 0.75 × 0.02926 = 0.02195

P_{min} (= 0.00205) ≤ P_{use} (= 0.00301) ---최소철근비 만족

P_{use} (= 0.00301) ≤ P_{max} (= 0.02195) ---과소철근비 만족

▶ 휨 검토 : M_u (= 23 kN·m) ≤ M_r (= 48 kN·m) ... O.K !!

2) 전단 설계

콘크리트가 부담하는 전단강도 (= Φ_v×1/6 ×√f_{ck}·b·d)	$\Phi_v \cdot V_c$	=	142.894 kN
전단보강 검토 : Φv·Vc ≥ Vu	전단철근 보강 불필요		
전단철근 설계 : [전단철근 형식 - 수직스터럽]	간격 s	=	300.00 mm
계산 전단철근량 산정 (계산 전단보강 필요시)	A_v_cal	=	0.00 mm^2
전단철근 배근을 위한 소요 철근량	req'd_A_v	=	0.00 mm^2
사용 전단철근 : H 0 × 0 ea , s = 300.00 mm ,	used_A_v	=	0.00 mm^2
전단철근이 부담하는 전단강도 (= Φ_v×A_v·f_y·d/s)	$\Phi_v \cdot V_s$	=	0.000 kN
전단철근의 최대 공칭전단강도[V_s=(V_u-Φ_v·V_c)/Φ_v] 검토	Vs ≤ 2/3 √fck·b·d .. O.K !!		

▶ 전단 검토 : V_u (= 0.00 kN) ≤ V_r (= 142.89 kN) ..... O.K !!

3) 균열 검토

▶ 응력 산정

P = As / (b x d) = 0.00301 , k = -np + √((np)^2+2np) = 0.1853 , j = 1 - k/3 = 0.9382

fs = Mo / (As x j x d) = 131.947 MPa

▶ 균열 검토

철근간격 s = 300 mm, 인장철근 표면에서 콘크리트 표면사이의 최소두께 Cc = 72 mm

s_1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 131.947) - 2.5 x 72 = 417 mm

s_2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 131.947) = 477 mm

s_a = min (s_1,s_2) = min (417 , 477) = 417 mm

s = 300 mm ≤ 417 mm ..... O.K !!

6.1.3 벽체 (Y 방향) 지점부

콘크리트 설계강도	f_{ck}	=	27	Mpa	휨 강도감소계수	Φ_b =	0.85	
철근 항복강도	f_y	=	400	Mpa	전단 강도감소계수	Φ_v =	0.75	
부재 설계폭원	b	=	1000	mm	계수 휨모멘트	M_u =	30.89	kN·m
부재 총높이	h	=	300	mm	계수 전단력	V_u =	38.95	kN
부재 유효높이	d	=	220	mm	사용 휨모멘트	M =	24.13	kN·m
인장부 최소피복	d_c	=	80	mm				

1) 휨 설계

등가응력 사각형의 높이(a)와 중립축 깊이(c)의 비 ..... $k_1 = a / c$ = 0.85

단철근보 해석에 의한 소요철근량 ..... A_s_cal = 420 mm^2

휨부재의 최소 철근량[1] (= 1.4·b·d / fy) ..... A_s_min 1 = 770 mm^2

휨부재의 최소 철근량[2] (= A_s_cal × 4/3) ..... A_s_min 2 = 560 mm^2

건조수축 및 온도철근[3] (= 0.0015·h·s) ..... A_s_min 3 = 450 mm^2

단철근보의 부재설계를 위한 소요철근량 (= As_min 2) ..... req'd_A_s = 560 mm^2

사용 인장철근 :	[1단배근]	d'_1=	80	mm ,	H 16	-c.t.c	150 mm =	1324 mm^2
	[2단배근]	d'_2=	0	mm ,	H 0	-c.t.c	0 mm =	0 mm^2
	[3단배근]	d'_2=	0	mm ,	H 0	-c.t.c	0 mm =	0 mm^2
							used_A_s =	1324 mm^2

사용철근에 의한 부재 유효높이 검토 : d_used = 220 mm ----> 가정 d와 일치

철근비 검토 : 최대철근비 P_{max} = 0.75 P_b = 0.75 × 0.02926 = 0.02195

P_{min} (= 0.00255) ≤ P_{use} (= 0.00602) ---최소철근비 만족

P_{use} (= 0.00602) ≤ P_{max} (= 0.02195) ---과소철근비 만족

▶ 휨 검토 : M_u (= 30.89 kN·m) ≤ M_r (= 93.84 kN·m) . . . O.K !!

2) 전단 설계

콘크리트가 부담하는 전단강도 (= Φ_v×1/6 ×√f_{ck}·b·d) . . . . . $\Phi_v \cdot V_c$ = 142.894 kN

전단보강 검토 : Φv·Vc ≥ Vu ..... 전단철근 보강 불필요

전단철근 설계 : [전단철근 형식 - 수직스터럽]

계산 전단철근량 산정 (계산 전단보강 필요시) ..... 간격 s = 300.00 mm

전단철근 배근을 위한 소요 철근량 ..... A_v_cal = 0.00 mm^2

사용 전단철근 : H 0 × 0 ea , s = 300.00 mm , req'd_A_v = 0.00 mm^2

used_A_v = 0.00 mm^2

전단철근이 부담하는 전단강도 (=₩ $\Phi_v \cdot V_s$ = 0.000 kN

전단철근의 최대 공칭전단강도[V_s=(V_u-Φ_v·V_c)/Φ_v] 검토 ..... Vs ≤ 2/3 √fck·b·d . . O.K !!

▶ 전단 검토 : V_u (= 38.95 kN) ≤ V_r (= 142.89 kN) . . . . . O.K !!

3) 균열 검토

▶ 응력 산정

P = As / (b x d) = 0.00602 , k = -np + √((np)²+2np) = 0.2512 , j = 1 - k/3 = 0.9163

fs = Mo / (As x j x d) = 90.411 MPa

▶ 균열 검토

철근간격 s = 150 mm, 인장철근 표면에서 콘크리트 표면사이의 최소두께 Cc = 72 mm

s_1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 90.411) - 2.5 x 72 = 691 mm

s_2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 90.411) = 697 mm

s_a = min (s_1,s_2) = min (691 , 697) = 691 mm

s = 150 mm ≤ 691 mm . . . . . O.K !!

6.1.4 벽체 (Y방향) 중앙부

콘크리트 설계강도	f_{ck}	=	27	Mpa	휨 강도감소계수	Φ_b	=	0.85	
철근 항복강도	f_y	=	400	Mpa	전단 강도감소계수	Φ_v	=	0.75	
부재 설계폭원	b	=	1000	mm	계수 휨모멘트	M_u	=	21.46	kN·m
부재 총높이	h	=	300	mm	계수 전단력	V_u	=	0.00	kN
부재 유효높이	d	=	220	mm	사용 휨모멘트	M	=	15.11	kN·m
인장부 최소피복	d_c	=	80	mm					

1) 휨 설계

등가응력 사각형의 높이(a)와 중립축 깊이(c)의 비							$k_1 = a / c$	=	0.85
단철근보 해석에 의한 소요철근량							A_s_cal	=	290 mm^2
휨부재의 최소 철근량[1] (= 1.4·b·d / fy)							$A_s_min\ 1$	=	770 mm^2
휨부재의 최소 철근량[2] (= A_s_cal × 4/3)							$A_s_min\ 2$	=	387 mm^2
건조수축 및 온도철근[3] (= 0.0015·h·s)							$A_s_min\ 3$	=	450 mm^2
단철근보의 부재설계를 위한 소요철근량 (= As_min 3)							req'd_A_s	=	450 mm^2
사용 인장철근 :	[1단배근]	d'_1=	80	mm ,	H 16	-c.t.c	300 mm	=	662 mm^2
	[2단배근]	d'_2=	0	mm ,	H 0	-c.t.c	0 mm	=	0 mm^2
	[3단배근]	d'_2=	0	mm ,	H 0	-c.t.c	0 mm	=	0 mm^2
							used_A_s	=	662 mm^2

사용철근에 의한 부재 유효높이 검토 : d_used = 220 mm ----> 가정 d와 일치

철근비 검토 : 최대철근비 P_{max} = 0.75 P_b = 0.75 × 0.02926 = 0.02195

P_{min} (= 0.00205) ≤ P_{use} (= 0.00301) ---최소철근비 만족

P_{use} (= 0.00301) ≤ P_{max} (= 0.02195) ---과소철근비 만족

▶ 휨 검토 : M_u (= 21 kN·m) ≤ M_r (= 48 kN·m) . . . O.K !!

2) 전단 설계

콘크리트가 부담하는 전단강도 (= Φ_v×1/6 ×√f_{ck}·b·d)	$\Phi_v \cdot V_c$	=	142.894	kN
전단보강 검토 : Φv·Vc ≥ Vu	전단철근 보강 불필요			
전단철근 설계 : [전단철근 형식 - 수직스터럽]	간격 s	=	300.00	mm
계산 전단철근량 산정 (계산 전단보강 필요시)	A_v_cal	=	0.00	mm^2
전단철근 배근을 위한 소요 철근량	req'd_A_v	=	0.00	mm^2
사용 전단철근 : H 0 × 0 ea , s = 300.00 mm ,	used_A_v	=	0.00	mm^2
전단철근이 부담하는 전단강도 (= Φ_v×A_v·f_y·d/s)	$\Phi_v \cdot V_s$	=	0.000	kN
전단철근의 최대 공칭전단강도[V_s=(V_u-Φ_v·V_c)/Φ_v] 검토	Vs ≤ 2/3 √fck·b·d . . O.K !!			

▶ 전단 검토 : V_u (= 0.00 kN) ≤ V_r (= 142.89 kN) . . . . . O.K !!

3) 균열 검토

▶ 응력 산정

P = As / (b x d) = 0.00301 , k = -np + √((np)^2+2np) = 0.1853 , j = 1 - k/3 = 0.9382

fs = Mo / (As x j x d) = 110.578 MPa

▶ 균열 검토

철근간격 s = 300 mm , 인장철근 표면에서 콘크리트 표면사이의 최소두께 Cc = 72 mm

s_1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 110.578) - 2.5 x 72 = 532 mm

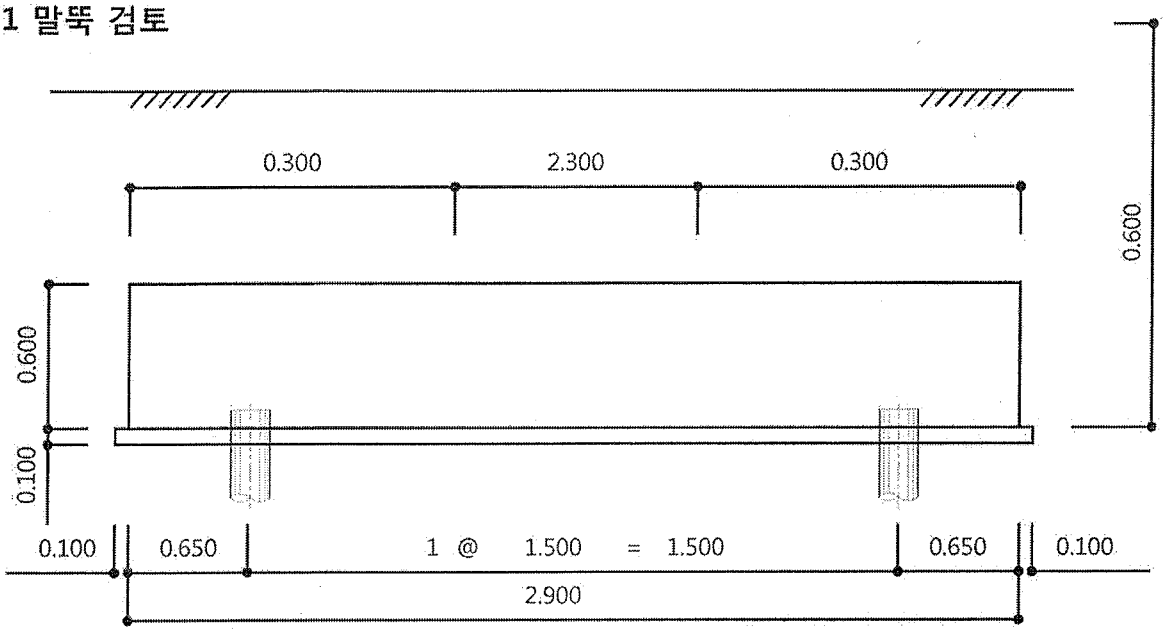
s_2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 110.578) = 570 mm

s_a = min (s_1,s_2) = min (532 , 570) = 532 mm

s = 300 mm ≤ 532 mm . . . . . O.K !!

7. 기초 검토

7.1 말뚝 검토



1) 기초안정검토

(1) 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN·m)
상 시	481.600	309.200	1123.600

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

(2) 안정검토

기초의 전도, 활동, 지지력에 대한 안정검토는 말뚝기초이므로 불필요

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교설계기준 P446]

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

$$\beta\lambda \leq 1.0$$

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

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 = kv × n × m / (L × B)

= 187892.4 × 4 / (2.900 × 2.900) = 89366.2 kN/m³

Kv : 1개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 187892 kN/m)

L : 확대기초의 길이 (= 2.900 m)

B : 확대기초의 폭 (= 2.900 m)

n×m : 말뚝의 개수 (= 4 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 23025203.58 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 0.600 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

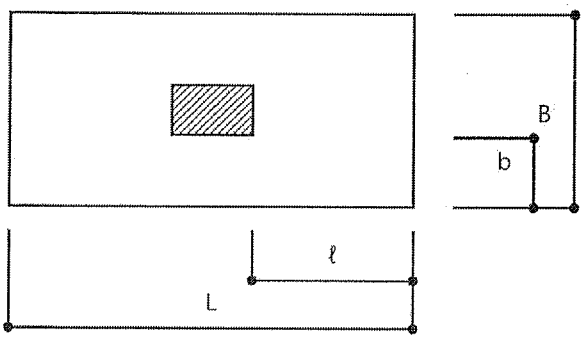
β = $\sqrt[4]{}$((3 × 89366) / (23025203.58 × 0.600 ³)) = 0.482 (m^{-1})

* 독립확대기초 및 벽변화확대기초의 경우

λ = max(ℓ,b) = 0.300 m

다만, ℓ ≥ L/2이면 ℓ = L/2 = 0.300 m

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 0.300 m



βλ = 0.482 × 0.300 = 0.145 ≤ 1.0 ∴ **O.K ⇒ 강체로 취급**

2) 기초단면검토

(1) 기초 중앙작용력 산정

구 분		P(kN)	Vx(kN)	My(kN·m)
극한하중	상 시	661.000	402.000	1460.600
사용하중	상 시	481.600	309.200	1123.600

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $Mr = \sum V \times \chi$, $Mo = |My + Vx \times h|$, $\chi = B/2 + \sum(Pi \times di)/\sum(Pi)$

W (기초의 자중) = 2.900 × 2.100 × 0.600 × 25.0 × 하중계수

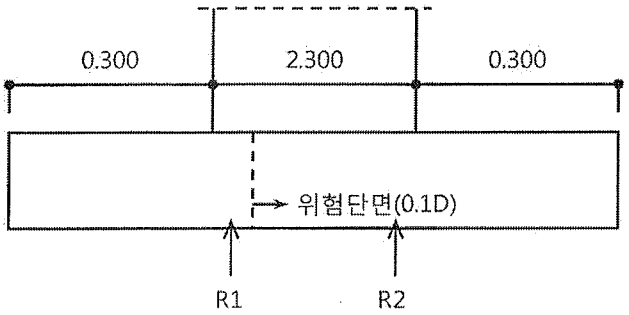
2.300 × 2.300 × 0.000 × 25.0 × 하중계수

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

지진시에는 토피하중(수직력,수평력) 및 기초의 관성력을 고려하여 설계한다.

(2) 기초의 단면력 계산 : 극한하중



R1 = Ru1 × 1 본 (kN)

R2 = Ru2 × 1 본 (kN)

구 분	R1	R2
상 시	1039.612	-371.750

ⓐ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 0.600 × 0.530 × 2.100 × 25.000 = 16.695 kN

Ma = 0.600 × 0.530 × 2.100 × 25.000 × 0.530 / 2

= 4.424 kN·m

ⓑ 토피에 의한 단면력

Vb = 0.000 × 0.530 × 2.100 × 20.000 = 0.000 kN

Ma = 0.000 × 0.530 × 2.100 × 20.000 × 0.530 / 2

= 0.000 kN·m

ⓒ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1 + R2

Ma = R1 × -0.120

ⓓ 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비고
	Vb(kN)	Ma(kN·m)	Vu(kN)	Mu(kN·m)	
상 시	667.862	-124.753	644.489	-130.947	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중,토피에 의한 단면력 × 고정하중계수

(3) 기초의 단면력 계산 : 사용하중

구 분	R1	R2
상 시	949.912	-461.450

ⓐ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 0.600 × 0.530 × 2.100 × 25.000 = 16.695 kN

Ma = 0.600 × 0.530 × 2.100 × 25.000 × 0.530 / 2

= 4.424 kN·m

ⓑ 토피에 의한 단면력

Vb = 0.000 × 0.530 × 2.100 × 20.000 = 0.000 kN

Ma = 0.000 × 0.530 × 2.100 × 20.000 × 0.530 / 2

= 0.000 kN·m

ⓒ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1 + R2

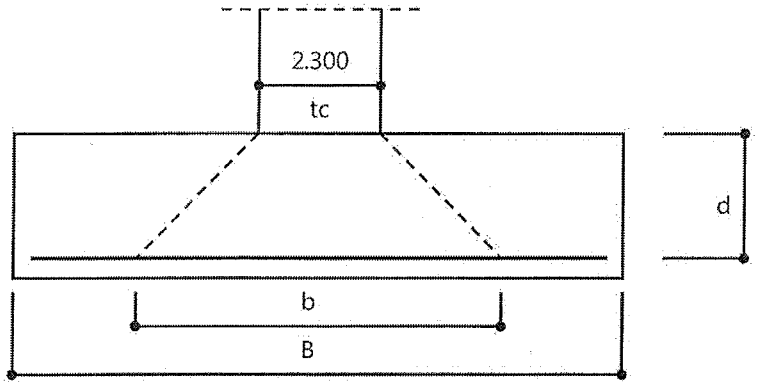
Ma = R1 × -0.120 + R2 × 0.000

ⓓ 사용하중단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비고
	Vb(kN)	Ma(kN·m)	Vu(kN)	Mu(kN·m)	
상 시	488.462	-113.989	471.767	-118.414	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중,토피에 의한 단면력

(4) 기초유효폭 산정



b : 유효폭
B : 확대기초 전폭
tc : 교각구체폭
d : 확대기초 유효높이

$b = tc + 2 \times d \leq B$

$= 2.300 + 2 \times 0.450 = 3.200\ m \leq B = 3.200\ m$

* 전단검토 전폭을 사용하므로 부재력을 재산정한다.

$Vu = 644.489 \times 3.200 / 3.200 = 644.489\ kN$

(5) 기초단면검토

fck = 27 MPa , fy = 400 MPa , β1 = 0.850 , Øf = 0.850 , Øv = 0.75

B(mm)	H(mm)	D(mm)	dc(mm)	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
2900	600	450	150	130.947	644.489	-118.414

a = fy × As / (0.85 × fck × B) = 0.0060 As

As = Mu / { Ø × fy × (D - a/2) } ⇒ $-1.022\ As^2$ + 153000 As - 130947280.4 = 0

∴ Req. As = 860.813 mm^2

1 단 H 16 @ 150 = 3839.600 mm^2 , d1 = 150 mm

mm^2

계 = 3839.600 mm^2 (철근도심 : 150 mm)

▷ 휨모멘트 검토

ØMn = Øf × fy × As × (D - a/2) = 572396191.41 N·mm

= 572.396 kN·m ≥ Mu ∴ **O.K !!!** (S.F = 4.37)

▷ 철근비 검토

Pmin = max (0.25 √fck / fy, 1.4 / fy) = 0.00350

소요등가응력깊이 a = 0.0060 × 860.813 = 5.174 mm

Preq = [Mu / { Øf × fy × (D - a/2) }] / (B × D) = 0.00066

⇒ 4/3 Preq = 0.00088

Puse = As / (B × D) = 0.00294 ∴ **Pmin > Puse** ⇒ ∴ **Req. As × 4/3 ⇒ OK !!!**

▷ 전단에 대한 검토

ØVc = Øv × 1/6 × √fck × B × d = 847.622 kN ≥ Vu ∴ 전단보강 필요없음.

▷ 사용성 검토조건

Mo = -118.414 kN·m (사용하중 모멘트), As = 3839.600 mm^2

B = 2900.0 mm, H = 600.0 mm, D = 450.0 mm, dc = 150.0 mm

Es = 200000.0 MPa, Ec = $8500 \times (fck + 8)^{1/3}$ = 27804.1 MPa, n = Es/Ec = 7

$\chi = - n \cdot As / B + n \cdot As / B \cdot \sqrt{\{ 1 + 2 \cdot B \cdot D / (n \cdot As) \}}$ = 82.531 mm

$fs = Mo / \{ As \times (D - \chi/3) \}$ = -72.996 MPa

▷ 균열폭 검토

< 철근콘크리트구조물의 허용균열폭 Wa (mm) >

강재종류	강재의 부식에 대한 환경조건			
	건조 환경	습윤 환경	부식성 환경	고부식성 환경
철 근	0.4mm와 0.006Cc 중 큰 값	0.3mm와 0.005Cc 중 큰 값	0.3mm와 0.004Cc 중 큰 값	0.3mm와 0.0035Cc 중 큰 값

여기서, Cc : 최외단 주철근의 표면과 콘크리트 표면사이의 콘크리트 최소 피복두께(mm)

Wa (허용균열폭) = MAX(0.3mm, 0.005 Cc) ⇒ 습윤 환경

= MAX { 0.3 mm, 0.0050 × (150 - 16 / 2) } = 0.710 mm

R = (H - χ) / (H - χ - d') = 1.408

A = 2 × 150 × 2900 / 19 = 45789.474 mm^2

W = $1.08 \times R \times \sqrt[3]{(dc \times A)} \times 0.00001$

= -0.211 mm ≤ Wa = 0.710 mm ∴ **O.K !!!**

7.2 말뚝검토(SPC 복합말뚝)

- 승강기기초(좌)

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

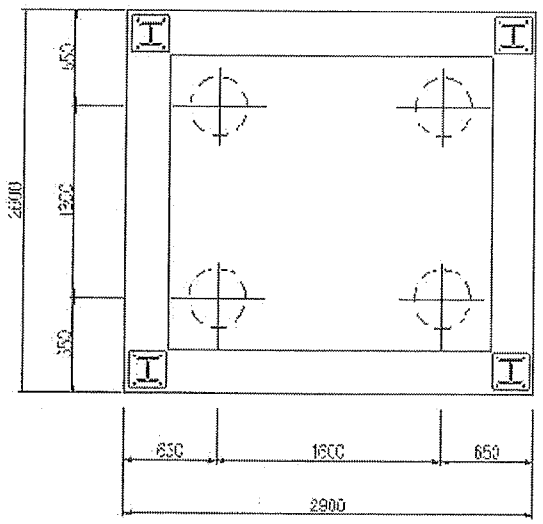
말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
PHC 말뚝	500	80	0	10.000
강관 말뚝	500	12	2	6.500
합성말뚝(강관파일+PHC말뚝)				16.500

※ 강관말뚝 길이 및 연결부 위치는 발생응력이 PHC말뚝 응력 이내의 지점으로 산정하였음.
※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 Ep(PHC) = 40000 MPa Ep(강관파일) = 210000 MPa
말뚝의 단면2차모멘트 I(PHC) = 0.002477 m^4 I(강관파일) = 0.000451 m^4
말뚝 머리의 평균 N치 N = 6
말뚝 선단의 평균 N치 N = 40
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.000 m
원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.000 m
말뚝의 타입 = A TYPE , 말뚝의 유효프리스트레스, fce = 4.0 MPa

② 말뚝의 배치

구분	각도	x_i(m)	본수
1	0 °	0.800	2
2	0 °	-0.800	2



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN·m)	비 고
사용하중	combo1	481.60	309.20	1123.60	
계수하중	combo1	661.00	309.20	1123.60	

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

- PHC 말뚝

Ap = 0.1085 m² ; 환산단면적

a = 0.01 x (L/D) + 0.360 = 0.560

Kv = a x Ap x Ep / L = 0.560 x 0.1085 x 40000 / 10.00

= 243040 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

- 강관 말뚝

Ap = 0.015268 m² ; 환산단면적

a = 0.01 x (L/D) + 0.360 = 0.490

Kv = a x Ap x Ep / L = 0.490 x 0.015268 x 210000 / 6.50

= 241706.4 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

- 합성 말뚝

Kv = 121185.7 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_o \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시) , 2 (지진시)

Eo = 2.8 N = 16.80 MPa

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \qquad \beta = \left[\frac{(\alpha E_o)^8 D^5}{0.3^2 2^{16}(EI)^8}\right]^{\frac{1}{29}}$$

β = 0.403169 1/m : 평상시(PHC파일)

= 0.408210 1/m : 평상시(강관파일)

= 0.488123 1/m : 지진시(PHC파일)

= 0.494227 1/m : 지진시(강관파일)

k_H = 20939.8 kN/m³ : 평상시(PHC파일)

= 21037.6 kN/m³ : 평상시(강관파일)

= 44992.9 kN/m³ : 지진시(PHC파일)

= 45203.0 kN/m³ : 지진시(강관파일)

βLe = 6.652 > 3 : 평상시 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

= 8.054 > 3 : 지진시 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1(PHC)	25969.040	46087.608	$4EI\beta^3$	kN/m
K1(강관파일)	25768.130	45731.051	$4EI\beta^3$	kN/m
K2(PHC)	32206.163	47208.967	$2EI\beta^2$	kN/rad
K2(강관파일)	31562.341	46265.230	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3(PHC)	32206.163	47208.967	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3(강관파일)	31562.341	46265.230	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4(PHC)	79882.576	96715.219	$2EI\beta$	kN·m/rad
K4(강관파일)	77318.873	93611.299	$2EI\beta$	kN·m/rad

나) 기초의 변위

말뚝 원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	103072.5	182924.2
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-126249.4	-185060.9
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	484742.7	484742.7
Aya,Aay	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i + K_2 \sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i \sin\theta_i + K_4\right\}$	619510.8	684680.5
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
combo1	0.0069582	0.0009935	0.0032317	0.0069582	0.0013636	0.0032317

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 6.958 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.00 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
combo1	1	0.006958	0.003579	0.003232	433.708	77.300	30.254
	2	0.006958	-0.001592	0.003232	-192.908	77.300	30.254

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
combo1	1	0.006958	0.003949	0.003232	478.558	77.300	30.254
	2	0.006958	-0.001222	0.003232	-148.058	77.300	30.254

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
combo1	1	0.800		433.708	77.300	30.254	2
	2	-0.800		-192.908	77.300	30.254	2
	계			481.60	309.20	1123.6	4

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
combo1	1	0.800		478.558	77.300	30.254	2
	2	-0.800		-148.058	77.300	30.254	2
	계			661.0	309.200	1123.6	4

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ 사용하중 : combo1

V = 433.708 kN H = 77.300 kN Mt = 30.254 kN·m

ho = Mt / H = 0.391 m

㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN·m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-30.254	-77.300	6.893	
1.100	-78.898	-16.270	3.703	
2.200	-78.405	12.779	1.450	
3.300	-58.022	21.323	0.159	
4.400	-34.783	19.315	-0.407	
5.500	-16.364	13.525	-0.534	
6.600	-4.648	7.685	-0.448	
7.700	1.321	3.328	-0.297	
8.800	3.412	0.696	-0.160	
9.900	3.386	-0.555	-0.062	
11.000	2.504	-0.922	-0.007	
12.100	1.500	-0.834	0.018	
13.200	0.705	-0.583	0.023	
14.300	0.200	-0.331	0.019	
15.400	-0.058	-0.143	0.013	
16.500	-0.148	-0.030	0.007	

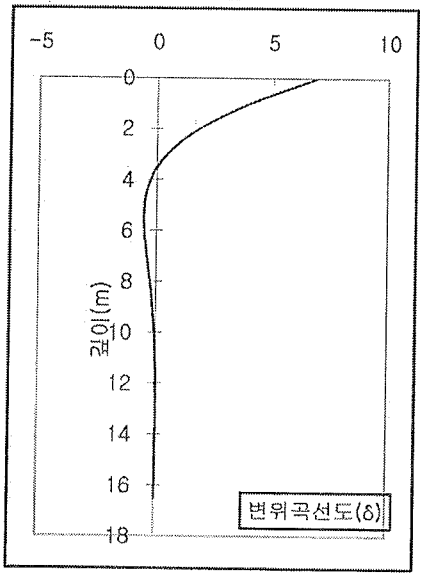
지중부 최대 모멘트의 작용 깊이 lm = 1.589 m

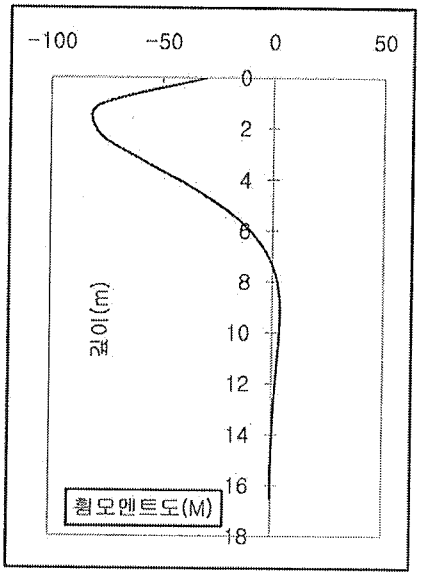
지중부 최대 모멘트의 크기 Mm = -81.958 kN·m

휨 응력을 검토하는 최대 모멘트 M = 81.958 kN·m

전단 응력을 검토하는 최대 전단력 S = 77.300 kN

㉡ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	12884.065	22865.525	$2EI\beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN·m/rad

나) 기초의 변위

말뚝 원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	51536.3	91462.1
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	484742.7	484742.7
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	310235.4	310235.4
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
combo1	0.0059997	0.0009935	0.0036218	0.0059997	0.0013636	0.0036218

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 6.000 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.00 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
combo1	1	0.006000	0.003891	0.003622	471.525	77.300	
	2	0.006000	-0.001904	0.003622	-230.725	77.300	

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
combo1	1	0.006000	0.004261	0.003622	516.375	77.300	
	2	0.006000	-0.001534	0.003622	-185.875	77.300	

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
combo1	1	0.800		471.525	77.300		2
	2	-0.800		-230.725	77.300		2
	계			481.6	309.200	1123.6	4

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
combo1	1	0.800		516.375	77.300		2
	2	-0.800		-185.875	77.300		2
	계			661.0	309.200	1123.6	4

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ 사용하중 : combo1

V = 471.525 kN H = 77.300 kN Mt = 0.000 kN·m

ho = Mt / H = 0.000 m

㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN·m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-77.300	5.953	
1.100	-53.121	-23.029	3.423	
2.200	-61.086	5.007	1.511	
3.300	-48.607	15.138	0.343	
4.400	-31.012	15.369	-0.221	
5.500	-15.862	11.507	-0.394	
6.600	-5.607	6.972	-0.363	
7.700	0.013	3.330	-0.257	
8.800	2.300	0.989	-0.148	
9.900	2.639	-0.219	-0.065	
11.000	2.098	-0.655	-0.015	
12.100	1.337	-0.664	0.010	
13.200	0.683	-0.497	0.017	
14.300	0.241	-0.301	0.016	
15.400	-0.001	-0.143	0.011	
16.500	-0.100	-0.042	0.006	

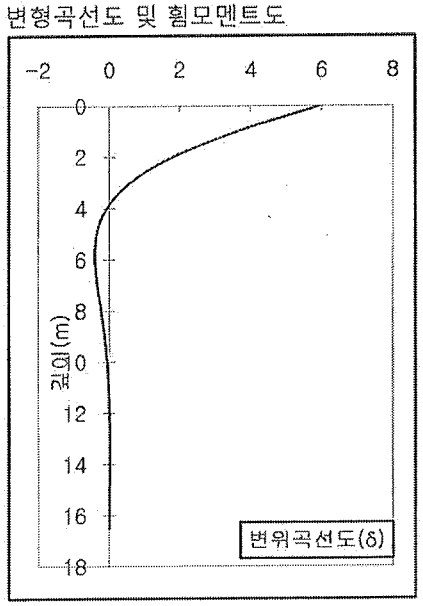
지중부 최대 모멘트의 작용 깊이 lm = 1.924 m

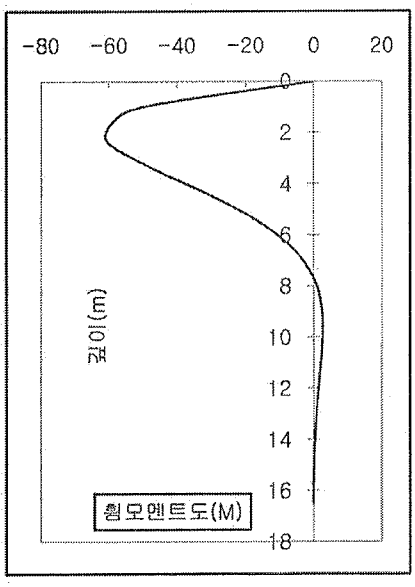
지중부 최대 모멘트의 크기 Mm = -61.050 kN·m

휨 응력을 검토하는 최대 모멘트 M = 61.050 kN·m

전단 응력을 검토하는 최대 전단력 S = 77.300 kN

㉡ 변형곡선도 및 휨모멘트도





5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력

1199.67 kN (평상시) 지반조사보고서 참고

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.0 ≥ δ = 6.96 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 242.950 kN (평상시)

라) 하중조합별 검토

구 분		Vmax(kN)	Vmin(kN)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
combo1	FIX	433.708	-192.908	777.000	242.950	O.K
	HINGE	471.525	-230.725	777.000	242.950	O.K

② 강관말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토 [도로교설계기준 하부구조편 P.223]

사용 PILE 본당 길이 : 15.0 m / 본

PILE 길이 : 10.0 m

이음개소수 : 0 개소 (용접 이음)

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.0 %

장경비 (L/D) = 10.0 / 0.5 = 20.00 ≤ 85

이므로 장경비에 따른 허용응력의 감소 없음.

강관말뚝과 PHC 말뚝의 이음에 따른 허용응력의 감소율 2.5 % 적용

따라서 허용응력의 총 감소율은 2.5 % 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

fca = 136.500 MPa fta = 136.500 MPa (평상시)

= 204.750 MPa = 204.750 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M x y/Io + fpe

= V / 15268.14 ± M x 500 / 2 / 450975060 + 0.0

구 분		Vmax(kN)	Vmin(kN)	M(kN·m)	fc(MPa)	fca(MPa)	ft(MPa)	fta(MPa)	비 고
combo1	FIX	433.708	-192.908	81.958	73.840	136.500	58.069	136.500	O.K
	HINGE	471.525	-230.725	61.050	64.726	136.500	48.955	136.500	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τa = 83.300 MPa (평상시)

= 221.700 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

α = 4 x (D²+ D×d + d²) / {3 x (D²+ d²)}

= 4 x (0.496 ² + 0.496 x 0.476 + 0.476 ²) / {3 x (0.496 ² + 0.476 ²)}

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ(MPa)	τa(MPa)	비 고
combo1	FIX	77.300	10.123	83.300	O.K
	HINGE	77.300	10.123	83.300	O.K

③ PHC말뚝의 응력검토

가) 휨응력 검토

fta (인) = 0.000 MPa fca (압) = 19.110 MPa (평상시)

= -2.925 MPa = 25.416 MPa (지진시)

f = 4 MPa

= V / 108500 ± M x 500.0 / 2 / 2476710000 + 4.0

구 분		Vmax(kN)	Vmin(kN)	M(kN·m)	fc(MPa)	fca(MPa)	ft(MPa)	fta(MPa)	비 고
combo1	FIX	433.708	-192.908	5.713	8.57	19.110	1.645	0.000	O.K
	HINGE	471.525	-230.725	6.539	9.006	19.110	1.213	0.000	O.K

나) 전단응력 검토

τa (압) = 1.170 MPa (평상시)

= 1.556 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

α = 4 x (D²+ D×d + d²) / {3 x (D²+ d²)}

= 4 x (0.500 ² + 0.500 x 0.340 + 0.340 ²) / {3 x (0.500 ² + 0.340 ²)}

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ(MPa)	τa(MPa)	비 고
combo1	FIX	8.216	0.148	1.170	O.K
	HINGE	7.384	0.133	1.170	O.K

7.2 말뚝검토(SPC 복합말뚝)

- 승강기기초(우)

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
PHC 말뚝	500	80	0	13.000
강관 말뚝	500	12	2	6.000
합성말뚝(강관파일+PHC말뚝)				19.000

※ 강관말뚝 길이 및 연결부 위치는 발생응력이 PHC말뚝 응력 이내의 지점으로 산정하였음.

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 Ep(PHC) = 40000 MPa Ep(강관파일) = 210000 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I(PHC) = 0.002477 m^4 I(강관파일) = 0.000451 m^4

말뚝 머리의 평균 N치 N = 6

말뚝 선단의 평균 N치 N = 40

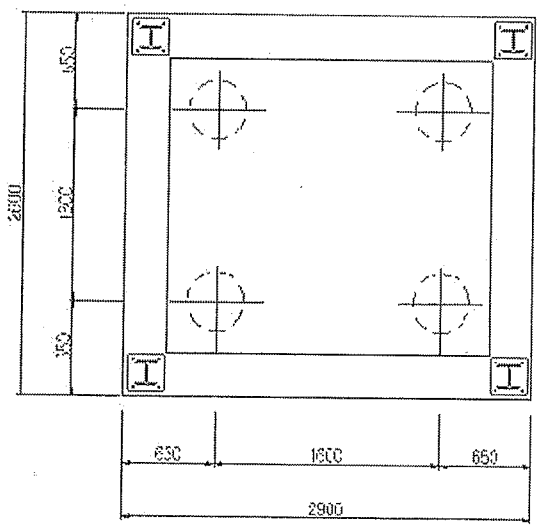
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.000 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.000 m

말뚝의 타입 = A TYPE , 말뚝의 유효프리스트레스, fce = 4.0 MPa

② 말뚝의 배치

구분	각도	x_i(m)	본수
1	0 °	0.800	2
2	0 °	-0.800	2



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN·m)	비 고
사용하중	combo1	481.60	309.20	1123.60	
계수하중	combo1	661.00	309.20	1123.60	

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

- PHC 말뚝

Ap = 0.1085 m² ; 환산단면적

a = 0.01 x (L/D) + 0.360 = 0.620

Kv = a x Ap x Ep / L = 0.620 x 0.1085 x 40000 / 13.00

= 206984.6 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

- 강관 말뚝

Ap = 0.015268 m² ; 환산단면적

a = 0.01 x (L/D) + 0.360 = 0.480

Kv = a x Ap x Ep / L = 0.480 x 0.015268 x 210000 / 6.00

= 256504.8 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

- 합성 말뚝

Kv = 114549.6 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시) , 2 (지진시)

Eo = 2.8 N = 16.80 MPa

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \qquad \beta = \left[\frac{(\alpha E_o)^8 D^5}{0.3^2 2^{16} (EI)^8}\right]^{\frac{1}{29}}$$

β = 0.403169 1/m : 평상시(PHC파일)

= 0.408210 1/m : 평상시(강관파일)

= 0.488123 1/m : 지진시(PHC파일)

= 0.494227 1/m : 지진시(강관파일)

k_H = 20939.8 kN/m³ : 평상시(PHC파일)

= 21037.6 kN/m³ : 평상시(강관파일)

= 44992.9 kN/m³ : 지진시(PHC파일)

= 45203.0 kN/m³ : 지진시(강관파일)

βLe = 7.660 > 3 : 평상시 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

= 9.274 > 3 : 지진시 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1(PHC)	25969.040	46087.608	$4EI\beta^3$	kN/m
K1(강관파일)	25768.130	45731.051	$4EI\beta^3$	kN/m
K2(PHC)	32206.163	47208.967	$2EI\beta^2$	kN/rad
K2(강관파일)	31562.341	46265.230	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3(PHC)	32206.163	47208.967	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3(강관파일)	31562.341	46265.230	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4(PHC)	79882.576	96715.219	$2EI\beta$	kN·m/rad
K4(강관파일)	77318.873	93611.299	$2EI\beta$	kN·m/rad

나) 기초의 변위

말뚝 원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	103072.5	182924.2
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-126249.4	-185060.9
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	458198.5	458198.5
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	602522.6	667692.3
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
combo1	0.0071083	0.0010511	0.0033543	0.0071083	0.0014426	0.0033543

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.108 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.00 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
combo1	1	0.007108	0.003734	0.003354	427.784	77.300	34.993
	2	0.007108	-0.001632	0.003354	-186.984	77.300	34.993

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
combo1	1	0.007108	0.004126	0.003354	472.634	77.300	34.993
	2	0.007108	-0.001241	0.003354	-142.134	77.300	34.993

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
combo1	1	0.800		427.784	77.300	34.993	2
	2	-0.800		-186.984	77.300	34.993	2
	계			481.60	309.20	1123.6	4

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
combo1	1	0.800		472.634	77.300	34.993	2
	2	-0.800		-142.134	77.300	34.993	2
	계			661.0	309.200	1123.6	4

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ 사용하중 : combo1

V = 427.784 kN H = 77.300 kN Mt = 34.993 kN·m

ho = Mt / H = 0.453 m

㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN·m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-34.993	-77.300	7.040	
1.267	-84.965	-8.965	3.329	
2.533	-75.637	18.190	0.948	
3.800	-48.200	22.043	-0.201	
5.067	-23.075	16.384	-0.545	
6.333	-6.783	9.147	-0.494	
7.600	1.172	3.657	-0.318	
8.867	3.627	0.539	-0.154	
10.133	3.343	-0.741	-0.047	
11.400	2.176	-0.960	0.006	
12.667	1.067	-0.732	0.023	
13.933	0.333	-0.417	0.022	
15.200	-0.035	-0.172	0.014	
16.467	-0.154	-0.030	0.007	
17.733	-0.147	0.030	0.002	
19.000	-0.098	0.042	0.000	

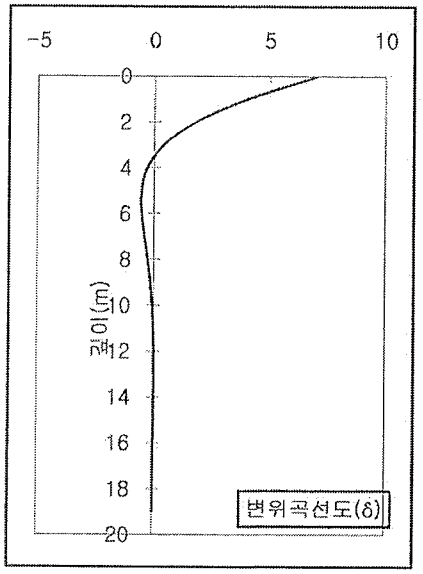
지중부 최대 모멘트의 작용 깊이 lm = 1.545 m

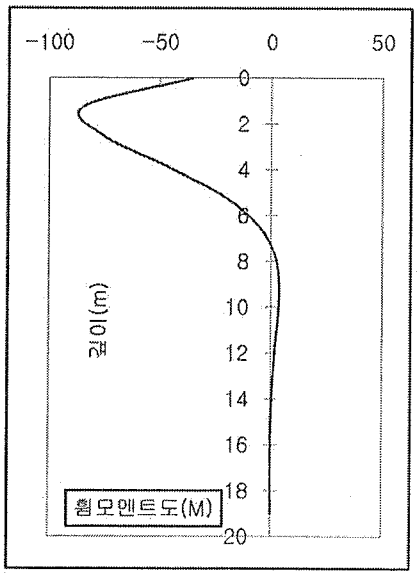
지중부 최대 모멘트의 크기 Mm = -85.456 kN·m

휨 응력을 검토하는 최대 모멘트 M = 85.456 kN·m

전단 응력을 검토하는 최대 전단력 S = 77.300 kN

㉡ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	12884.065	22865.525	$2EI\beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN·m/rad

나) 기초의 변위

말뚝 원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	51536.3	91462.1
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	458198.5	458198.5
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	293247.1	293247.1
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
combo1	0.0059997	0.0010511	0.0038316	0.0059997	0.0014426	0.0038316

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 6.000 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.00 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
combo1	1	0.006000	0.004116	0.003832	471.525	77.300	
	2	0.006000	-0.002014	0.003832	-230.725	77.300	

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
combo1	1	0.006000	0.004508	0.003832	516.375	77.300	
	2	0.006000	-0.001623	0.003832	-185.875	77.300	

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
combo1	1	0.800		471.525	77.300		2
	2	-0.800		-230.725	77.300		2
	계			481.6	309.200	1123.6	4

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
combo1	1	0.800		516.375	77.300		2
	2	-0.800		-185.875	77.300		2
	계			661.0	309.200	1123.6	4

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ 사용하중 : combo1

V = 471.525 kN H = 77.300 kN Mt = 0.000 kN·m

ho = Mt / H = 0.000 m

㉠ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN·m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-77.300	5.953	
1.267	-56.514	-17.282	3.086	
2.533	-58.584	9.568	1.082	
3.800	-40.638	16.063	0.025	
5.067	-21.298	13.250	-0.359	
6.333	-7.630	8.024	-0.381	
7.600	-0.338	3.607	-0.267	
8.867	2.363	0.887	-0.142	
10.133	2.569	-0.363	-0.052	
11.400	1.824	-0.692	-0.003	
12.667	0.977	-0.588	0.015	
13.933	0.364	-0.364	0.017	
15.200	0.030	-0.168	0.012	
16.467	-0.098	-0.045	0.006	
17.733	-0.112	0.013	0.002	
19.000	-0.082	0.030	0.000	

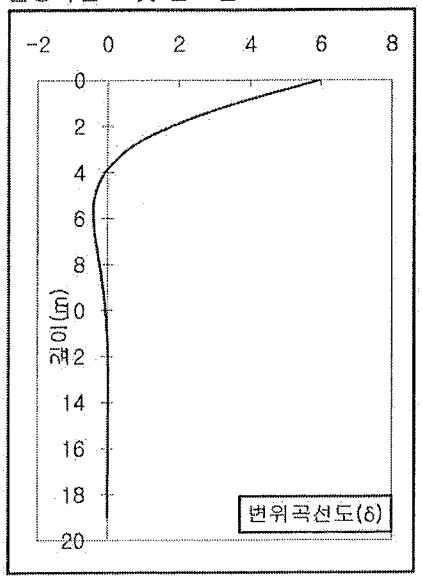
지중부 최대 모멘트의 작용 깊이 lm = 1.924 m

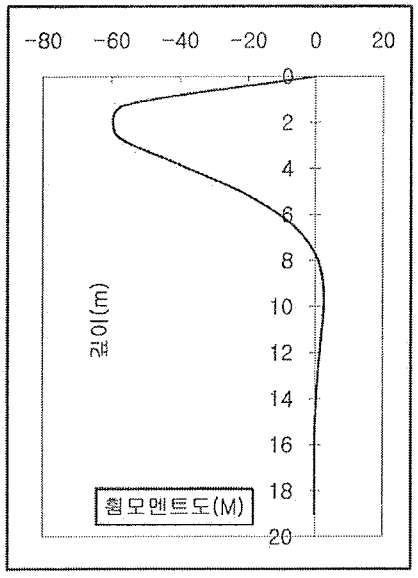
지중부 최대 모멘트의 크기 Mm = -61.050 kN·m

휨 응력을 검토하는 최대 모멘트 M = 61.050 kN·m

전단 응력을 검토하는 최대 전단력 S = 77.300 kN

㉡ 변형곡선도 및 휨모멘트도





5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력

1256.79 kN (평상시) 지반조사보고서 참고

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.0 ≥ δ = 7.11 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 242.950 kN (평상시)

라) 하중조합별 검토

구 분		Vmax(kN)	Vmin(kN)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
combo1	FIX	427.784	-186.984	1256.790	242.950	O.K
	HINGE	471.525	-230.725	1256.790	242.950	O.K

② 강관말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토 [도로교설계기준 하부구조편 P.223]

사용 PILE 본당 길이 : 15.0 m / 본

PILE 길이 : 13.0 m

이음개소수 : 0 개소 (용접 이음)

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.0 %

장경비 (L/D) = 13.0 / 0.5 = 26.00 ≤ 85

이므로 장경비에 따른 허용응력의 감소 없음.

강관말뚝과 PHC 말뚝의 이음에 따른 허용응력의 감소율 2.5 % 적용

따라서 허용응력의 총 감소율은 2.5 % 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

fca = 136.500 MPa fta = 136.500 MPa (평상시)

= 204.750 MPa = 204.750 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M x y/Io + fpe

= V / 15268.14 ± M x 500 / 2 / 450975060 + 0.0

구 분		Vmax(kN)	Vmin(kN)	M(kN·m)	fc(MPa)	fca(MPa)	ft(MPa)	fta(MPa)	비 고
combo1	FIX	427.784	-186.984	85.456	75.391	136.500	59.620	136.500	O.K
	HINGE	471.525	-230.725	61.050	64.726	136.500	48.955	136.500	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τa = 127.100 MPa (평상시)

= 338.300 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

α = 4 x (D²+ D×d + d²) / {3 x (D²+ d²)}

= 4 x (0.496 ² + 0.496 x 0.476 + 0.476 ²) / {3 x (0.496 ² + 0.476 ²)}

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ(MPa)	τa(MPa)	비 고
combo1	FIX	77.300	10.123	127.100	O.K
	HINGE	77.300	10.123	127.100	O.K

③ PHC말뚝의 응력검토

가) 휨응력 검토

fta (압) = 0.000 MPa fca (압) = 19.110 MPa (평상시)

= -2.925 MPa = 25.416 MPa (지진시)

f = 4 MPa

= V / 108500 ± M x 500.0 / 2 / 2476710000 + 4.0

구 분		Vmax(kN)	Vmin(kN)	M(kN·m)	fc(MPa)	fca(MPa)	ft(MPa)	fta(MPa)	비 고
combo1	FIX	427.784	-186.984	11.070	9.06	19.110	1.159	0.000	O.K
	HINGE	471.525	-230.725	11.227	9.479	19.110	0.740	0.000	O.K

나) 전단응력 검토

τa (압) = 1.170 MPa (평상시)

= 1.556 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

α = 4 x (D²+ D×d + d²) / {3 x (D²+ d²)}

= 4 x (0.500 ² + 0.500 x 0.340 + 0.340 ²) / {3 x (0.500 ² + 0.340 ²)}

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ(MPa)	τa(MPa)	비 고
combo1	FIX	11.051	0.199	1.170	O.K
	HINGE	9.399	0.169	1.170	O.K

제2장 신강고가차도교

2.1 상부구조

중앙경간

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 바닥판 설계

4. 주형 설계
   4.1 하중계산
   4.2 단면가정
   4.3 바닥판 및 플랜지 유효폭 산정
   4.4 단면상수 계산
   4.5 해석모델링
   4.6 부재력 집계
   4.7 반력 집계
   4.8 PRESTRESS 산출

5. 단면검토

6. 주형이음설계

7. 보강재 설계

8. 가로보 설계

9. 전단연결재 검토

10. 용접설계

11. 피로검토

12. 신축이음 계산

13. CAMBER 계산

※ 전산 INPUT & OUTPUT

1. 설 계 조 건

1.1 교 량 제 원

1) 교량형식 : 합성형 ROLLED STEEL BEAM교

2) 교량연장 : 53.950 m

3) 교량폭원 : 12.800 m

4) 교량등급 : 1 등교 (DB-24)

5) 평면선형 : R = 0.0 m

6) 사 각 : 76.163 °

7) 차 선 수 : 2 차선

1.2 설 계 하 중

1) 고정하중 (도.설 2.1.2)

- 철근콘크리트 : γ_c = 2.500 t/m³ ⇒ 25.00 kN/m³
- 포 장 : γ_p = 2.300 t/m³ ⇒ 23.00 kN/m³
- 강 재 : γ_s = 7.850 t/m³ ⇒ 78.50 kN/m³

2) 활 하 중 (도.설 2.1.3)

- 표준 트럭하중 : DB-24
- 표준 차선하중 : DL-24

- 충격계수 (i) = $\dfrac{15}{40 + L} \leq 0.3$

3) 충돌하중

- 설계속도(V) = 60.0 km/h

4) 풍 하 중 (도.설 2.1.11)

단면형상	플레이트거더교의 풍하중(kN/m)
1 ≤ B/D < 8	[4.0 - 0.2×(B/D)]×D ≥ 6
8 ≤ B/D	2.4×D ≥ 6

B = 교량 총폭(m)

D = 교량 총높이(m)

5) 온 도 하 중 (도.설 p22)

- 바닥판의 상하면 온도차 : Δt_y = ± 10 ℃
- 합성형교 선팽창 계수 : 1.2×10^{-5}

1.3 사용재료의 특성치

1) 콘크리트

- 설계기준강도 : f_{ck} = 27 MPa
- 탄 성 계 수 : E_c = 27084 MPa
- 허용휨압축응력 : f_{ca} = 10.80 MPa
- 허용전단응력 : v_{ca} = 0.42 MPa

2) 철 근

- 항 복 강 도 : f_y = 400 MPa
- 탄 성 계 수 : E_s = 200000 MPa
- 허용인장응력 : f_{sa} = 180.0 MPa

3) 강 재 (판두께 : 40 mm 이하)

- 주 부 재 : SM490 , SM520
- 부 부 재 : SS400

(1) 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력(MPa) (도.설 3.3.2.1)

응력종류 \ 강 종 / 두께		SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
축방향 인장응력 및 휨 인장응력	40이하	140	190	215	270
	40이상 75이하	130	175 (190)	200 (215)	260 (270)
	40이상 75이하			195 (215)	250 (270)

(2) 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력(MPa) (도.설 3.3.2.1)

강 종 / 두께		SS400 SM400 SMA490	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40이하	CASE 1	$\ell/r \le 18.6$ 140	$\ell/r \le 16$ 190	$\ell/r \le 15.1$ 215	$\ell/r \le 13.4$ 270
	CASE 2	$18.6 < \ell/r \le 92.8$ $140-0.82(\ell/r-18.6)$	$16 < \ell/r \le 80.1$ $190-1.29\ (\ell/r-16.0)$	$15.1 < \ell/r \le 75.5$ $215-1.55\ (\ell/r-15.1)$	$13.4 < \ell/r \le 67.1$ $270-2.19(\ell/r-13.4)$
	CASE 3	$92.8 < \ell/r$ $1200000/[6700+(\ell/r)^2]$	$80.1 < \ell/r$ $1200000/[5000+(\ell/r)^2]$	$75.5 < \ell/r$ $1200000/[4400+(\ell/r)^2]$	$67.1 < \ell/r$ $1200000/[3500+(\ell/r)^2]$

※ ℓ : 부재의 유효좌굴길이(mm) r : 부재 총단면의 단면회전반경(mm)

(3) 허용휨압축응력(MPa) -(a) (도.설 3.3.2.1)

강 종	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 직접 고정되어 있는경우 (두께 40mm이하)	140	190	215	270

(4) 허용휨압축응력(MPa) -(a)에 규정한 이외의 경우 (도.설 3.3.2.1)

강 종 / 두께40이하		SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
$A_w/A_c \le 2$	CASE ①	$\ell/b \le 4.6$ 140	$\ell/b \le 4.0$ 190	$\ell/b \le 3.8$ 215	$\ell/b \le 3.4$ 270
	CASE ②	$4.6 < \ell/b \le 30$ $140-2.49\,(\ell/b-4.6)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $190-3.91\,(\ell/b-4.0)$	$3.8 < \ell/b \le 27$ $215-4.69\,(\ell/b-3.8)$	$3.4 < \ell/b \le 25$ $270-6.64\,(\ell/b-3.4)$
$A_w/A_c > 2$	CASE ①	$\ell/b \le 9.3/K$ 140	$\ell/b \le 8/K$ 190	$\ell/b \le 7.5/K$ 215	$\ell/b \le 6.7/K$ 270
	CASE ②	$9.3/K < \ell/b \le 30$ $140-1.24\,(K\ell/b-9.3)$	$8/K < \ell/b \le 30$ $190-1.95\,(K\ell/b-8)$	$7.5/K < \ell/b \le 27$ $215-2.35\,(K\ell/b-7.5)$	$6.7/K < \ell/b \le 25$ $270-3.32\,(K\ell/b-6.7)$

※ A_w : 복부판의 총단면적 (mm^2) ℓ : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)

Ac : 압축플랜지 총단면적 (mm^2) b : 압축플랜지 폭 (mm)

$K = \sqrt{(3 + A_w / 2A_c)}$

(4) 허용전단응력 및 허용지압응력(MPa) (도.설 3.3.2.1)

응력종류 \ 강 종 / 두께		SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
전단응력	40이하	80	110	125	155
지압응력		210	285	325	405

(5) 구조용 강재의 항복점 응력(MPa) (도.설 3.9.3.2)

강 종	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
항복응력	235	315	355	450

1.4 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준(2008) ; 국토해양부

2) 도로교 설계기준해설(2008) ; 대한토목학회

3) 콘크리트 구조 설계기준(2007) ; 한국콘크리트학회

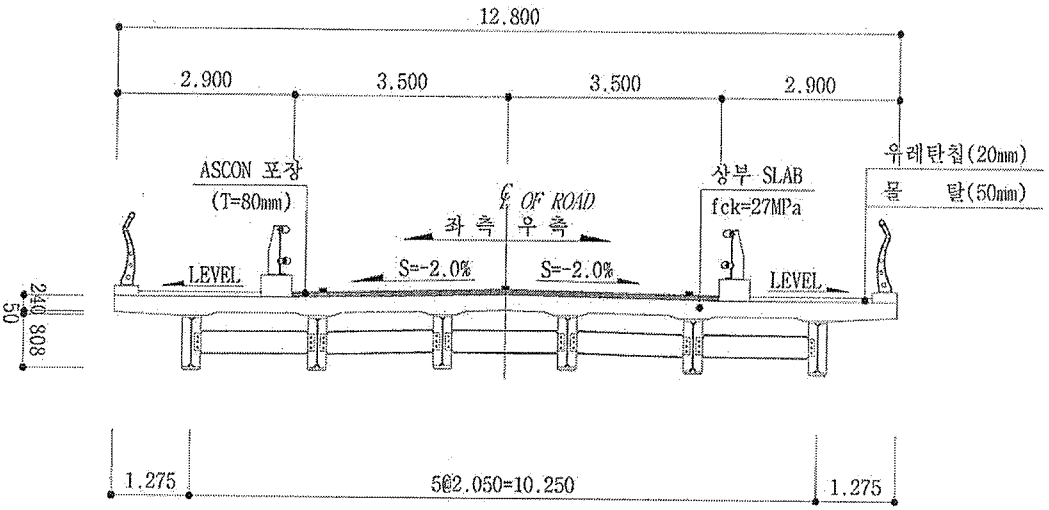
4) 도로설계 편람(2008) ; 국토해양부

5) 도로설계 요령(2009) ; 도로공사

6) 강도로교 상세부 설계지침(2006) ; 건설교통부

2. 단 면 가 정

2.1 횡단면도



3. 바닥판의 설계

3.1 경험적 설계법 구간 설계

1) 경험적 설계조건 검토 (도.설 4.7.7.3)

① 지지부재 : 콘크리트 ····· O.K

② 콘크리트 압축강도 ≥ 27 MPa

- 콘크리트 설계기준 강도 : 27 MPa ≥ 27 MPa ····· O.K

③ 콘크리트 타설 및 양생 : 현장타설 및 습윤양생 ····· O.K

④ 주거더의 수 ≥ 3 EA

- 횡단면의 BEAM 수 = 6 EA ≥ 3 EA ····· O.K

⑤ 합성거동 여부 : 완전합성거동 ····· O.K

⑥ 바닥판 최소두께 ≥ 240 mm

- t 240 mm ≥ 240 mm ····· O.K

⑦ 유효경간 ≤ 표준차선폭(3.60 m)

- L = C.T.C - (bf + tw) / 2

= 2.050 - 0.151 = 1.899 m ≤ 3.600 m ····· O.K

⑧ 바닥판 두께에 대한 유효지간비(L/D) 조건 : 6 < L/D < 15

- 유효지간비(L/D) = 7.91 ∴ 6 < L/D < 15 ····· O.K

⑨ 상하면 철근의 최외측간격 ≥ 15 cm 이상

- 상면철근 : H16 - 하면철근 : H16

- 상면피복 : 60 mm - 하면피복 : 40 mm

- 철근외측간격(T) 156 mm ≥ 150 mm ····· O.K

∴ 상위 설계조건을 모두 만족하므로 바닥판 설계는 경험적 설계법을 적용함.

2) 켄틸레버 인접경간 경험적 설계조건 적용검토

; 켄틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께의 5배이상, 또는 3배이상이고 연속 방호책과 합성인 경우

① 좌측 켄틸레버 인접 경간

- 켄틸레버 길이(L) = 127.5 cm - 연속 방호책 : 난간기초

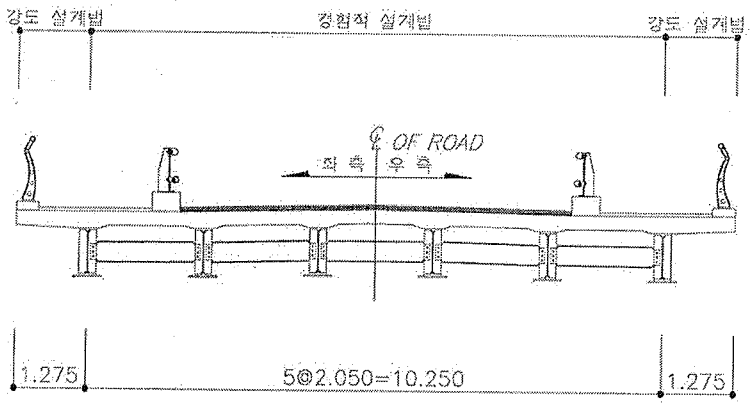
- L / D = 5.31 ≥ 3 ·····경험적설계법

② 우측 켄틸레버 인접 경간

- 켄틸레버 길이(L) = 127.5 cm - 연속 방호책 : 난간기초

- L / D = 5.31 ≥ 3 ·····경험적설계법

3) 경험적설계 및 강도설계법 구간



4) 경험적 설계 적용구간의 철근량검토 (도.설.해 4.7.7.4)

구 분		경험적 설계기준		사용철근량 (㎟)	판 정
		필요철근비	필요철근량(㎟)		
주철근	상면	0.003	720.0	H16@200 = 993.0	O.K
	하면	0.004	960.0	H16@200 = 993.0	O.K
배력철근	상면	0.003	720.0	H16@250 = 794.4	O.K
	하면	0.003	720.0	H16@250 = 794.4	O.K

3.2 바닥판 설계 요약

1) 최소두께 검토결과

검 토 구 간	유효경간(m)	바닥판 최소두께 산정식	최소두께(mm)	사용두께(mm)	판정
좌측 켄틸레버	0.000	T = 280×L + 180	220.0	290.0	O.K
우측 켄틸레버	0.000	T = 280×L + 180	220.0	290.0	O.K

2) 강도 및 철근량 검토결과

강도설계법 적 용 구간	강도검토 (kN·m)		주철근량(mm^2)			배력철근량(mm^2)			단부 주철근량(mm^2)			판정
	Mu	Md	필요	사용철근량		필요	사용철근량		필요	사용철근량		
좌 측 켄틸레버	31.2	74.7	540.8	H16@200	993.0	362.3	H16@250	794.4	1082	H16@100	1986	O.K
					0.0							
우 측 켄틸레버	31.2	74.7	540.8	H16@200	993.0	362.3	H16@250	794.4	1082	H16@100	1986	O.K
					0.0							

3) 사용성 검토결과

사 용 성 검 토 구 간	사용모멘트 (kN·m)		간격 검토		처짐검토 (별도검토)	피로검토 (별도검토)	판정
	Mo	M ℓ	s_{max}	사용간격			
좌측 켄틸레버	24.0	5.2	553	200	필요없음	필요없음	O.K
우측 켄틸레버	24.0	5.2	553	200	필요없음	필요없음	O.K

4) 바닥판 설계 재정수

- f_{ck} = 27 MPa — 평형철근비 : $\rho_b = 0.85\ \beta_1 (f_{ck} / f_y) \cdot 600 / (600 + f_y)$ = 0.029261
- f_y = 400 MPa — 최대철근비 : $\rho_{max} = 0.75\ \rho_b$ = 0.021946
- f_{sa} = 180 MPa — 최소철근비 : $\rho_{min} = MAX [\ 1.4 / f_y\ ,\ 0.25\ \sqrt{f_{ck}} / f_y\ ]$ = 0.003500
- $\beta_1 = 0.85 - (f_{ck} - 28) \times 0.007$ = 0.857 ∴ β1 = 0.85 — ϕ_f = 0.85

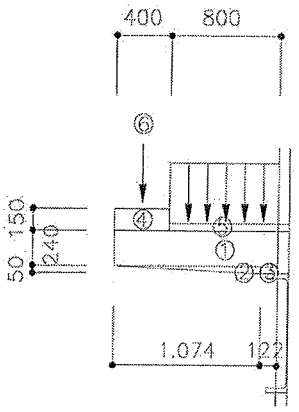
3.3 바닥판 하중산정

1) 좌측 캔틸레버부 : 난간기초

(1) 바닥판의 최소 두께 검토 (도.설 4.7.4) - 차량진행 방향에 직각인 경우

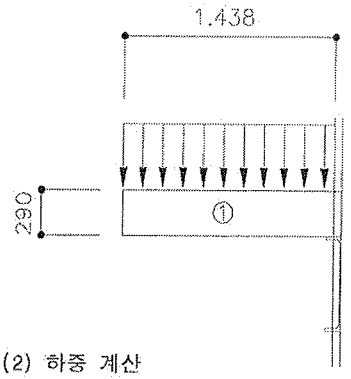
L = 0.000 m < 0.250 m 이므로

T = 280×L + 180 = 280 × 0.000 + 180 = 180.0 mm or 220.0 mm < 290.0 mm ------ O.K



(좌측캔틸레버)

No	고 정 하 중 (kN)		거리 (m)	모멘트(kN·m)
1	1.2×0.240×25.00 =	7.20	0.598	4.31
2	0.5×1.074 ×0.050×25.00 =	0.67	0.481	0.32
3	0.122×0.050×25.00 =	0.15	0.061	0.01
4	0.400×0.150×25.00 =	1.50	0.996	1.49
5	0.800×0.070×23.50 =	1.32	0.398	0.52
6	난간하중 =	1.00	0.996	1.00
		-	-	-
합 계		11.84	-	7.65



(단부 종방향 캔틸레버)

No	고 정 하 중 (kN)		거리 (m)	모멘트(kN·m)
1	1.438×0.290×25.00 =	10.43	0.719	7.50
		-	-	-
합 계		10.43	-	7.50

(2) 하중 계산

① 고 정 하 중

Md = 7.65 kN·m

② 활 하 중 (Pr = 96.0 kN)

- 군중 하중

W = 5.00 KN/m^2

- 군중 하중에 의한 모멘트 (좌측캔틸레버)

$M = w*l^2 / 2$ = 5.0 × 0.800^2 / 2

= 1.60 kN·m

- 군중 하중에 의한 모멘트 (단부종방향 캔틸레버)

$M = w*l^2 / 2$ = 5.0 × 1.438^2 / 2

= 5.17 kN·m

③ 충돌 하중 (도.기.해 2.4.3.6)

- 설계속도 (V) = 60.0 km/hr - 회전반경 (R) = 0.0 m - 작용높이 (H) = 1.000 m

▣ 92' 도로교표준시방서

- Pco = $(V / 60)^2 \times 0 + 0 = (60 / 60)^2 \times 0 + 0 =$ 0.0 kN

- Mco = 0.0 ×(0.000 + 0.000 / 0) = 0.00 kN · m

▣ 도로안전시설 설치 및 관리지침

- Pco = 0.0 kN (직선구간 : 10.0, 곡선구간 : 20.0)

- Mco = 0.0 ×(0.000 + 0.000 / 0) = 0.00 kN · m

∴ Mco = 0.00 kN · m

④ 원심하중 - 교면상 1.8m 높이에 작용하는 것으로 본다

▣ 원심하중 적용 판단

- BEAM 수 = 6 EA - 경간 = 2 경간 - 교량연장 = 53.950 m

- 교량중심각(°)= 0.00 < 5.00 °

∴ 직선교로 결정하여 원심하중을 고려하지 않는다!

⑤ 풍하중 (도.기.해 2.1.11)

- 풍압 (Pw) = 3.00 kN/m : 활하중 비재하시

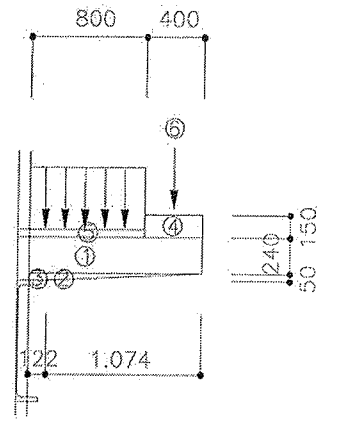
- Mw = 3.00 × 1.190 × 1.190 / 2 = 2.12 kN · m

2) 우측 캔틸레버부 : 난간기초

(1) 바닥판의 최소 두께 검토 (도.설 4.7.4) - 차량진행 방향에 직각인 경우

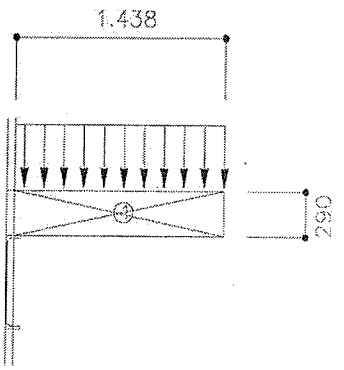
L = 0.000 m < 0.250 m 이므로

T = 280×L + 180 = 280 × 0.000 + 180 = 180.0 mm or 220.0 mm < 290.0 mm ------ O.K



(좌측캔틸레버)

No	고 정 하 중 (kN)		거리	모멘트(kN·m)
1	1.2×0.240×25.00 =	7.20	0.598	4.31
2	0.5×1.074 ×0.050×25.00 =	0.67	0.481	0.32
3	0.122×0.050×25.00 =	0.15	0.061	0.01
4	0.400×0.150×25.00 =	1.50	0.996	1.49
5	0.800×0.070×23.50 =	1.32	0.398	0.52
6	난간하중 =	1.00	0.996	1.00
		-	-	-
		-	-	-
		-	-	-
합 계		11.84	-	7.65



(단부 종방향 캔틸레버)

No	고 정 하 중 (kN)		거리 (m)	모멘트(kN·m)
1	1.438×0.290×25.00 =	10.43	0.719	7.50
		-	-	-
합 계		10.43	-	7.50

(2) 하중 계산

① 고 정 하 중

Md = 7.65 kN · m

② 활 하 중 (Pr = 96.0 kN)

- 군중 하중

W = 5.00 KN/m^2

- 군중 하중에 의한 모멘트

$M = w*l^2 / 2$ = 5.0 × 0.800^2 / 2

= 1.60 kN · m

- 군중 하중에 의한 모멘트

$M = w*l^2 / 2$ = 5.0 × 1.438^2 / 2

= 5.17 kN · m

③ 충돌 하중 (도.기.해 2.4.3.6)

- 설계속도 (V) = 60.0 km/hr - 회전반경 (R) = 0.0 m - 작용높이 (H) = 1.000 m

▣ 92' 도로교표준시방서

- Pco = $(V / 60)^2$ x 0 + 0 = $(60 / 60)^2$ x 0 + 0 = 0.0 kN

- Mco = 0.0 ×(0.000 + 0.000 / 0) = 0.00 kN · m

▣ 도로안전시설 설치 및 관리지침

- Pco = 0.0 kN (직선구간 : 10.0, 곡선구간 : 20.0)

- Mco = 0.0 ×(0.000 + 0.000 / 0) = 0.00 kN · m

∴ Mco = 0.00 kN · m

④ 원심하중 - 교면상 1.8m 높이에 작용하는 것으로 본다

▣ 원심하중 적용 판단

- BEAM 수 = 6 EA - 경간 = 2 경간 - 교량연장 = 53.950 m

- 교량중심각(°) = 0.00 < 5.00 °

∴ 직선교로 결정하여 원심하중을 고려하지 않는다!

⑤ 풍하중 (도.기.해 2.1.11)

- 풍압 (Pw) = 3.00 kN/m : 활하중 비재하시

- Mw = 3.00 × 1.190 × 1.190 / 2 = 2.12 kN · m

3.4 하중조합 및 집계

1) 하중조합

(1) 좌측 켄틸레버부

조합 번호	고정하중	활하중	충돌하중	풍하중	원심하중	계수하중 (kN·m)	사용하중 (kN·m)
	7.65	5.17	11.20	2.12	0.00		
1	1.300	2.150	-	-	1.300	21.06	12.82
2	1.300	1.300	1.300	-	1.300	31.23	24.02
3	1.300	1.300	-	0.650	1.300	18.05	13.46
4	1.200	-	1.200	1.200	-	25.17	19.49
5	1.300	-	-	1.300	-	12.71	8.29

(2) 우측 켄틸레버부

조합 번호	고정하중	활하중	충돌하중	풍하중	원심하중	계수하중 (kN·m)	사용하중 (kN·m)
	7.65	5.17	11.20	2.12	0.00		
1	1.300	2.150	-	-	1.300	21.06	12.82
2	1.300	1.300	1.300	-	1.300	31.23	24.02
3	1.300	1.300	-	0.650	1.300	18.05	13.46
4	1.200	-	1.200	1.200	-	25.17	19.49
5	1.300	-	-	1.300	-	12.71	8.29

2) 하중집계

바닥판	좌측 켄틸레버부			우측 켄틸레버부		
검토하중 (kN·m)	Mu	Mo	M ℓ	Mu	Mo	M ℓ
	31.23	24.02	5.17	31.23	24.02	5.17

3.5 철근량 및 강도검토

1) 좌측 캔틸레버부

설계단면력: Mu = 31.2 kN·m

사용단면 : H = 290.0 mm B = 1000 mm

사용휨철근: As = H16@200 = 993.0 mm² Dc = 60 mm (D = H - Dc = 230 mm)

0 = 0.0 mm²

∴ As = 993.0 mm²

① 휨철근 검토

- 소요철근량(reqAs) 산정

Ru = Mu / (B·D²)×1000000 = 0.59032

$$\rho = 0.85 \times \frac{fck}{fy} \times \left[1 - \sqrt{\left\{1 - 2 \times \frac{Ru}{\phi \times 0.85 \times fck}\right\}}\right] = 0.001763$$

4/3 ρ = 0.002351 , ρmin = 0.003500

∴ reqρ = 0.002351 reqAs = reqρ·B·D = 540.8 mm²

- 사용철근량(useAs) 검토

useAs = 993.0 mm² (useρ = useAs / (B·D) = 0.004317

∴ useAs = 993.0 mm² > reqAs = 540.76 mm² ------ O.K

- 설계모멘트강도(Md) 검토

a = (fy×UseAs) / (0.85×fck×B) = 17.307

Md = φMn = φ·useAs·fy (D - a / 2) ÷1000000 = 74.73 kN·m

∴ Md = 74.73 kN·m > Mu = 31.23 kN·m ------ O.K

② 배력철근 검토 - 배력철근 검토(도.설 3.6.1.4)

- 소요철근량(reqAs) 산정 (L = 사하중지간)

120 / √L = 120 / √ 0.771 = 136.66 > 67 %

∴ reqAs = 540.8 ×0.67 = 362.3 mm²

- 사용철근량(useAs) 검토

useAs = H16@250 = 794.4 mm²

∴ useAs = 794.4 mm² > reqAs = 362.3 mm² ------ O.K

③ 단부철근 검토 (도.설 4.7.6.4)

- 소요철근량(reqAs) 산정 : 휨철근 소요철근량의 2배

reqAs = 2 × 540.8 = 1081.5 mm²

- 사용철근량(useAs) 검토

useAs = H16@100 = 1986.0 mm² > reqAs = 1081.5 mm² ------ O.K

2) 우측 캔틸레버부

설계단면력: Mu = 31.2 kN·m

사용단면 : H = 290.0 mm B = 1000 mm

사용휨철근: As = H16@200 = 993.0 mm² Dc = 60 mm (D = H - Dc = 230 mm)

0 = 0.0 mm²

∴ As = 993.0 mm²

① 휨철근 검토

- 소요철근량(reqAs) 산정

Ru = Mu / (B·D²)×1000000 = 0.59032

$$\rho = 0.85 \times \frac{fck}{fy} \times \left[1 - \sqrt{\{1 - 2 \times \frac{Ru}{\phi \times 0.85 \times fck}\}}\right] = 0.001763$$

4/3 ρ = 0.002351 , ρmin = 0.003500

∴ reqρ = 0.002351 reqAs = reqρ·B·D = 540.8 mm²

- 사용철근량(useAs) 검토

useAs = 993.0 mm² (useρ = useAs / (B·D) = 0.004317

∴ useAs = 993.0 mm² > reqAs = 540.76 mm² ----- O.K

- 설계모멘트강도(Md) 검토

a = (fy×UseAs) / (0.85×fck×B) = 17.307

Md = φMn = φ·useAs·fy (D - a / 2) ÷1000000 = 74.73 kN·m

∴ Md = 74.73 kN·m > Mu = 31.23 kN·m ----- O.K

② 배력철근 검토 - 배력철근 검토(도.설 3.6.1.4)

- 소요철근량(reqAs) 산정 (L = 사하중지간)

120 / √L = 120 / √ 0.771 = 136.66 > 67 %

∴ reqAs = 540.8 ×0.67 = 362.3 mm²

- 사용철근량(useAs) 검토

useAs = H16@250 = 794.4 mm²

∴ useAs = 794.4 mm² > reqAs = 362.3 mm² ----- O.K

③ 단부철근 검토 (도.설 4.7.6.4)

- 소요철근량(reqAs) 산정 : 휨철근 소요철근량의 2배

reqAs = 2 × 540.8 = 1081.5 mm²

- 사용철근량(useAs) 검토

useAs = H16@100 = 1986.0 mm² > reqAs = 1081.5 mm² ----- O.K

3.6 사용성검토

1) 좌측 캔틸레버부

사용모멘트: Mo = 24.0 kN·m　　Mℓ = 5.2 kN·m

사용단면 : H = 290.0 mm　　B = 1000 mm

사용휨철근: As = H16@200 = 993.0 mm²　　Dc = 60 mm (D = H - Dc = 230 mm)

0 = 0.0 mm²　　철근수 = 5.0 EA

∴ As = 993.0 mm²

① 중립축 비 산정

- $n = 43 / \sqrt{fck} = 43 / \sqrt{27} =$ 8　　- $\rho = As / (b \cdot d) =$ 0.0043
- $k = -n \cdot \rho + \sqrt{(n \cdot \rho)^2 + 2 \cdot n \cdot \rho} =$ 0.23055　　- $j = 1 - k/3 =$ 0.92315
- $fs = Mo / \rho \cdot j \cdot b \cdot d^2 =$ 113.9 MPa < fsa = 180 MPa ----- O.K

② 인장철근의 간격검토 (콘.기.해 4.2)

- 최외단 피복두께: C = Dc - (주철근직경) / 2 = 44.1 mm
- s1 = 375 x 210 / fs - 2.5 Cc = 375 x 210 / 113.9 - 2.5 x 44.1 = 580.9 mm
- s2 = 300 x 210 / fs = 300 x 210 / 113.9 = 552.95285 mm 중 작은값 이하
- $\therefore s_{max} =$ 553.0 mm > 200 mm ----- O.K

③ 처짐검토 (콘.기.해 4.3.1)

$t_{min} = L / 10 =$ 771.0 / 10 = 77.1 mm < T = 290.0 mm

∴ 별도의 처짐검토가 필요없음!!!

④ 피로검토 (콘.기.해 4.4.2)

- 충격을 고려한 활하중 모멘트 : Mmax = 5.2 kN·m
- $fs = Mmax / (As \cdot d) =$ 22.6 MPa < fsa = 180 MPa ----- O.K

∴ 별도의 피로검토가 필요없음!!!

2) 우측 캔틸레버부

사용모멘트: Mo = 24.0 kN·m　　Mℓ = 5.2 kN·m

사용단면 : H = 290.0 mm　　B = 1000 mm

사용휨철근: As = H16@200 = 993.0 mm²　　Dc = 60 mm (D = H - Dc = 230 mm)

0 = 0.0 mm²　　철근수 = 5.0 EA

∴ As = 993.0 mm²

① 중립축 비 산정

- n = 43 / √fck = 43 / √27 = 8　　- p = As / (b · d) = 0.0043

- k = -n · p + √((n · p)² + 2 · n · p) = 0.23055　　- j = 1 - k/3 = 0.92315

- fs = Mo / p · j · b · d² = 113.9 MPa < fsa = 180 MPa ----- O.K

② 인장철근의 간격검토 (콘.기.해 4.2)

- 최외단 피복두께: C = Dc - (주철근직경) / 2 = 44.1 mm

- s1 = 375 x 210 / fs - 2.5 Cc = 375 x 210 / 113.9 - 2.5 x 44.1 = 580.9 mm

- s2 = 300 x 210 / fs = 300 x 210 / 113.9 = 552.95285 mm 중 작은값 이하

∴ s_{max} = 553.0 mm > 200 mm ----- O.K

③ 처짐검토 (콘.기.해 4.3.1)

t_{min} = L / 10 = 771.0 / 10 = 77.1 mm < T = 290.0 mm

∴ 별도의 처짐검토가 필요없음!!!

④ 피로검토 (콘.기.해 4.4.2)

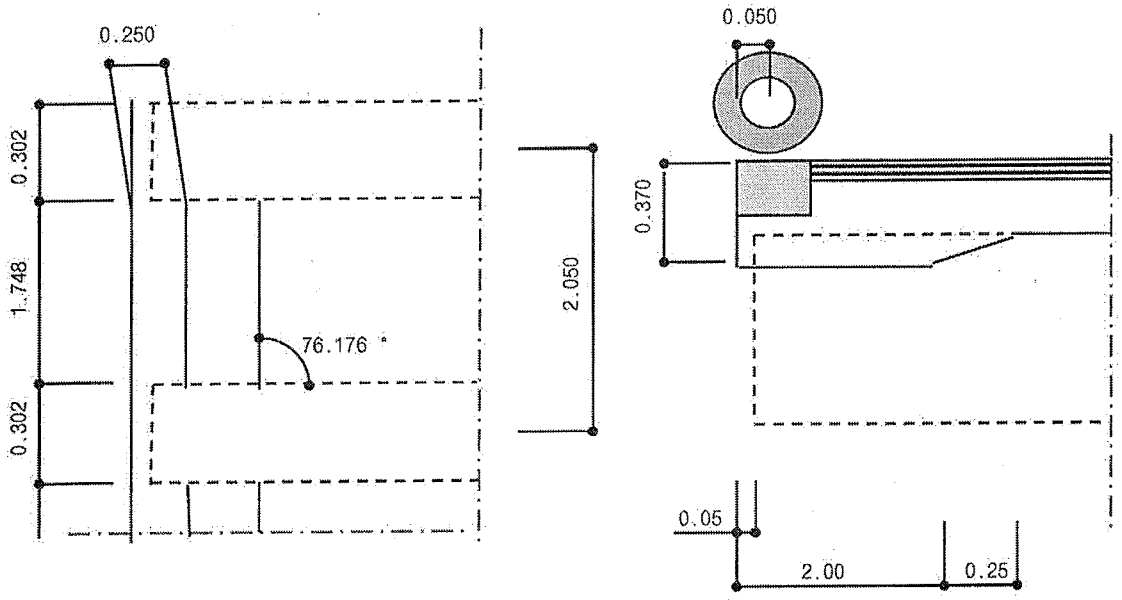
- 충격을 고려한 활하중 모멘트 : Mmax = 5.2 kN·m

- fs = Mmax / (As · d) = 22.6 MPa < fsa = 180 MPa ----- O.K

∴ 별도의 피로검토가 필요없음!!!

3.7 슬래브 단부검토

1) 하중산정



(1) 바닥판의 최소 두께 검토 (도.기 P 338) - 차량진행 방향에 평행한 경우

L = 0.250 - 0.050 = 0.200 m

T = 240×L + 150 = 240 × 0.200 + 150 = 198.0 mm < 290.0 mm --- O.K !!!

(2) 하중 계산

① 고 정 하 중

- Pd = 0.250 × 0.37 × 25.0 = 2.31 kN

- Md = 2.31 × 0.25 / 2 = 0.289 kN · m

② 활 하 중 (Pr= 96.0 kN)

- 충격계수 i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.200)= 0.373 > 0.3 ∴i = 0.300

- 윤하중 분포폭 E = 0.35 L + 0.98 = 0.35 × 0.200 + 0.98 = 1.05 < 2.1 ∴E = 1.050 m

$M_{(I+i)}$ = Pr · (1 + i) · X / E = 96.0 ×(1 + 0.300)× 0.200 / 1.248 = 19.99 kN · m

(3) 하중 조합

Mu = 1.30 × Md + 2.15 × $M_{(I+i)}$ = 43.36 kN · m

2) 철근량 및 강도검토

강도검토 (kN·m)		단부 배력철근량(mm2)		판정
Mu	Md	필요철근량	사용철근량	
43.4	163.9	665.2	H16@100 1986.0	0.K

설계단면력: Mu = 43.4 kN·m

사용단면 : H = 320 mm B = 1000 mm

사용휨철근: As = H16@100 = 1986.0 mm² Dc = 60 mm (D = H - Dc = 260 mm)

0 = 0.0 mm²

∴ As = 1986.0 mm²

① 휨철근 검토

- 소요철근량(reqAs) 산정

Ru = Mu / (B·D²) ×1000000 = 0.64148

$$\rho = 0.85 \times \frac{fck}{fy} \times \left[1 - \sqrt{\{1 - 2 \times \frac{Ru}{\phi \times 0.85 \times fck}\}}\right] = 0.00$$

4/3 ρ = 0.002558

ρmin = 0.003500

∴ reqρ = 0.002558 reqAs = reqρ·B·D = 665 mm²

- 사용철근량(useAs) 검토

useAs = 1986.0 mm² (useρ = useAs / (B·D) = 0.007638

∴ useAs = 1986.0 mm² > reqAs = 665.18 mm² --- O.K !!!

- 설계모멘트강도(Md) 검토

a = (fy ×UseAs) / (0.85 ×fck ×B) = 34.614

Md = ϕMn = ϕ·useAs·fy (D - a / 2) ÷1000000 = 163.88 kN·m

∴ Md = 163.88 kN·m > Mu = 43.36 kN·m --- O.K !!!

3.8 연속지점부 바닥판 (차량진행방향) - 주장률철근

1) 철근량 검토

- 소요철근량(reqAs) 산정 : 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근량

reqAs = 0.015 × 1000.0 × 240.0 = 3600.0 mm²

- 사용철근량(useAs) 검토

useAs = (상면: H19@125 = 2292.0 mm²) + (하면: H19@125 = 2292.0 mm²) = 4584.0 mm²

∴ useAs = 4584.0 mm² > reqAs = 3600.00 mm² ------ O.K

2) 주장률 검토 : 교축방향 철근의 총주변장 / 바닥판 콘크리트의 면적 ≥ 0.0035 mm/mm² (도.설 3.9.2.3)

- 주장률 : μ = π × 19.1 × 16 / (1000.0 × 240.0) = 0.0040 mm/mm²

∴ μ = 0.0040 mm/mm² ≥ 0.0035 mm/mm² ------ O.K

4. 주형의 설계

4.1 하중계산

1) 고정하중

(1) 합성전 고정하중

① 슬래브 W_{d1} = 0.240 × 25.0 = 6.000 kN/m²

② 슬래브 + 헌치 W_{d2} = 0.290 × 25.0 = 7.250 kN/m²

③ 강재자중 : 구조해석 PROGRAM에서 자동입력 (부부재고려 20% 할증 = A × 78.5 × 1.2)

(2) 합성후 고정하중

① 포 장 W_{d4} = 0.080 × 23.0 = 1.840 kN/m²

② 좌우측방호책 P_1 = 0.150 × 0.4 × 25.0 + 1.0 = 2.500 KN/m

③ 좌우측 보도 P_2 = 0.070 × 23.5 = 1.645 kN/m²

④ 좌우측연석 P_4 = 0.500 × 0.3 × 25.0 + 1.0 = 5.125 KN/m

2) 활 하 중

(1) 경 간 장 (L) = 26.525 m

(2) 충격계수 (i)

= 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 26.525)= 0.225 < 0.3 ∴ i = 0.225

(3) 설계차선폭 (W)

$$W = \frac{Wc}{N} = \frac{7.000}{2} = 3.500 < 3.600$$ ∴ W = 3.500 m

(4) 적용활하중

① 보도활하중 : Wl = 3.50 kN/m²

② 표준 트럭하중

- 전륜하중 : Pf = 24.00 × (1 + 0.225) = 29.41 kN
- 후륜하중 : Pr = 96.00 × (1 + 0.225) = 117.65 kN

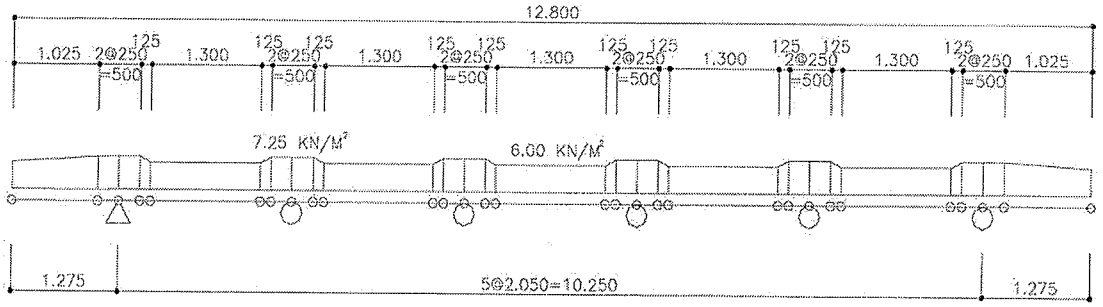
③ 표준 차선하중

- 분포하중 : W_l = 12.7 × (1 + 0.225) = 15.56 / 3.0 = 5.19 kN/m
- 집중하중 : P_m = 108.0 × (1 + 0.225) = 132.35 / 3.0 = 44.12 kN

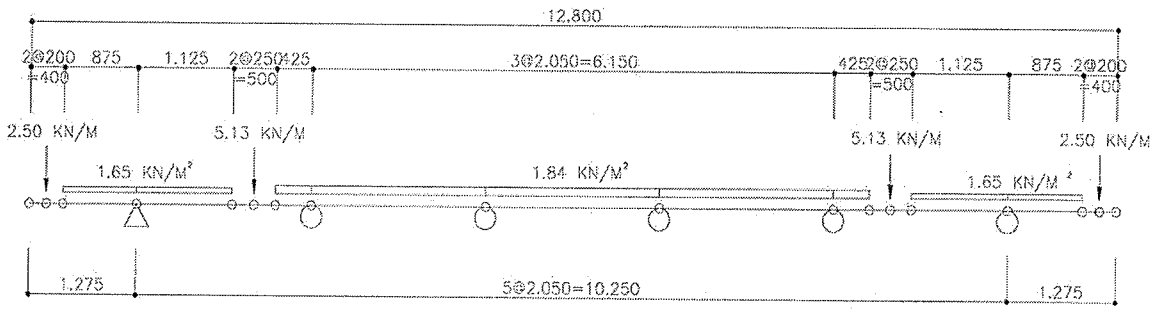
P_s = 156.0 × (1 + 0.225) = 191.17 / 3.0 = 63.72 kN

3) 횡분배 하중재하

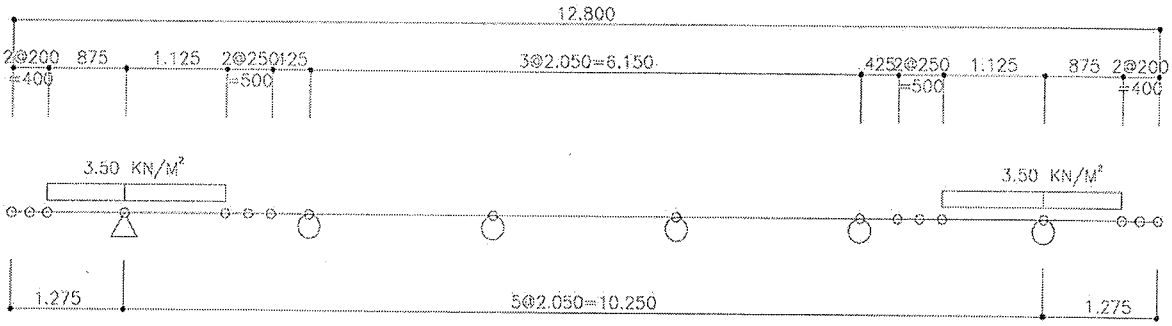
(1) 합성전 고정하중



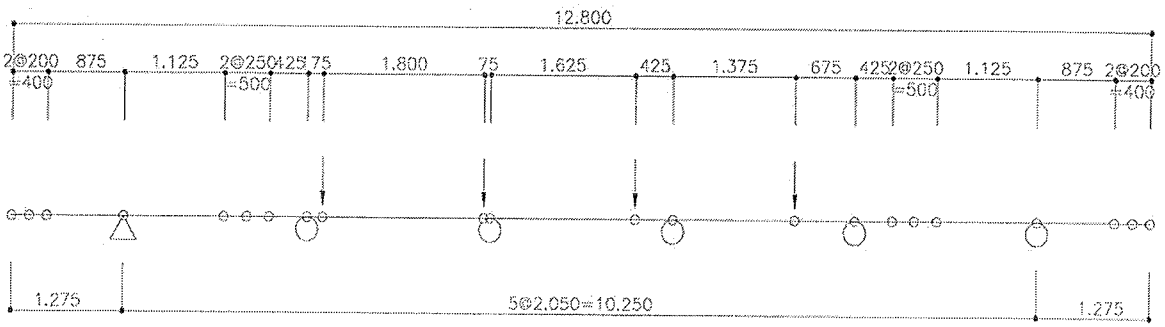
(2) 합성후 고정하중



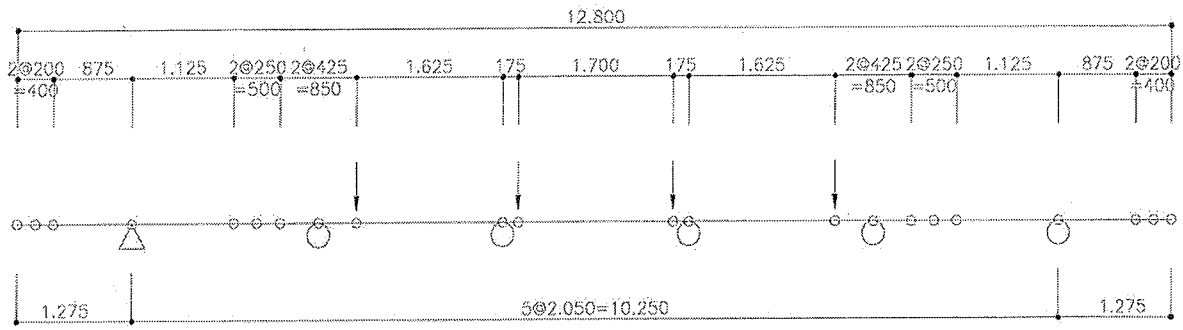
(3) 합성후 활하중 군중하중



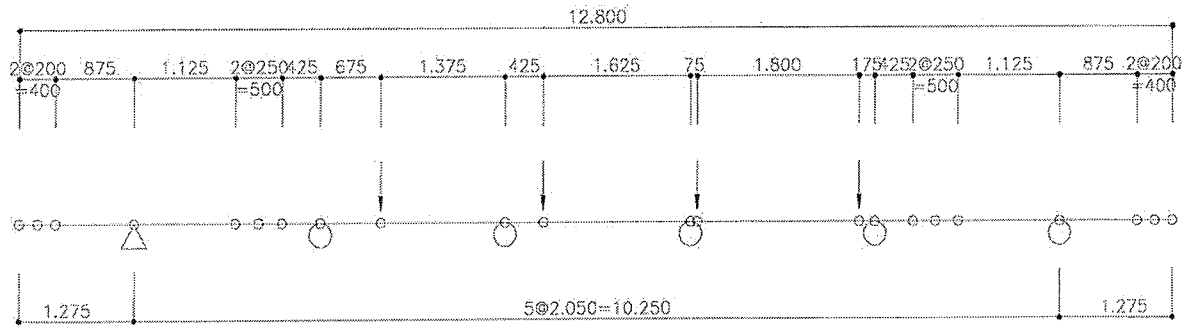
(4) 합성후 활하중 DB하중 2차선 좌측재하



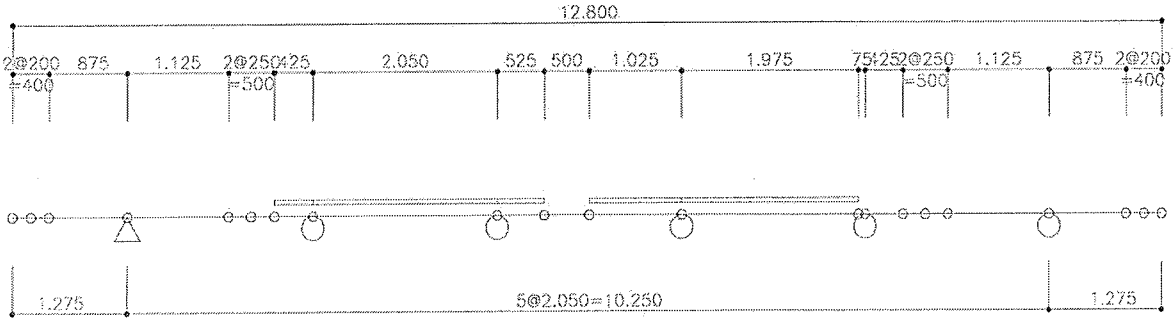
(5) 합성후 활하중 DB하중 2차선 중앙재하



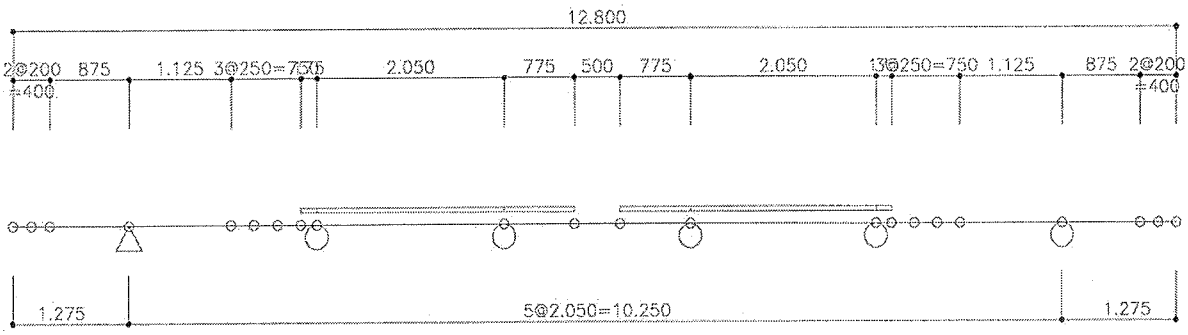
(6) 합성후 활하중 DB하중 2차선 우측재하



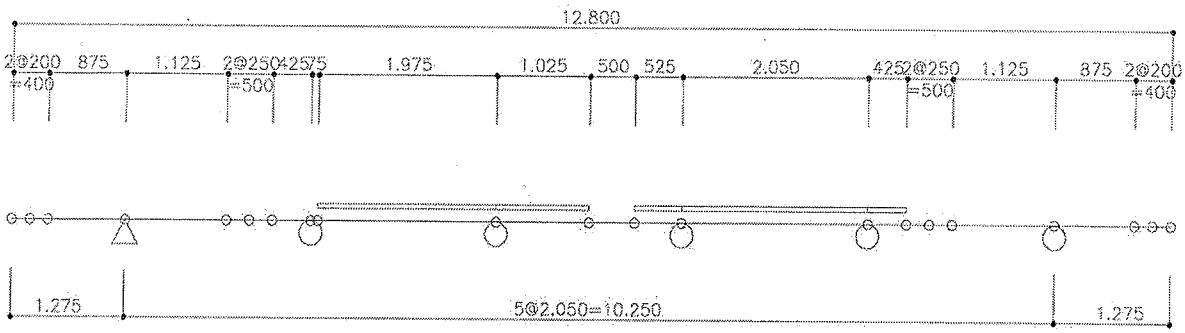
(7) 합성후 활하중 DL하중 2차선 좌측재하



(8) 합성후 활하중 DL하중 2차선 중앙재하



(9) 합성후 활하중 DL하중 2차선 우측재하



4) 하중 횡분배 집계

(1) 고정하중

구 분	BEAM 번호					
	1	2	3	4	5	6
합성전 고정하중	17.078	10.664	13.565	13.565	10.664	17.078
합성후 고정하중	7.985	5.554	3.666	3.666	5.554	7.985

(2) 활 하 중

① 분배계수

구 분			BEAM 번호					
종류	재하	차선	1	2	3	4	5	6
DB	좌측	2	-0.034	0.969	1.203	1.248	0.677	-0.063
		1	-0.039	0.998	1.080	-0.049	0.012	-0.002
	중앙	2	-0.055	0.827	1.228	1.228	0.827	-0.055
		1	0.009	-0.054	1.045	1.045	-0.054	0.009
	우측	2	-0.063	0.677	1.248	1.203	0.969	-0.034
		1	-0.002	0.012	-0.049	1.080	0.998	-0.039
DL	좌측	2	-0.066	1.484	1.755	1.946	0.969	-0.088
		1	-0.069	1.503	1.646	-0.101	0.026	-0.004
	중앙	2	-0.087	1.232	1.855	1.855	1.232	-0.087
		1	0.017	-0.103	1.586	1.586	-0.103	0.017
	우측	2	-0.088	0.969	1.946	1.755	1.484	-0.066
		1	-0.004	0.026	-0.101	1.646	1.503	-0.069

② 보도활하중

구 분	BEAM 번호					
	1	2	3	4	5	6
합성후 보도하중	5.976	0.802	-0.128	-0.128	0.802	5.976

③ 표준트럭하중 (DB하중)

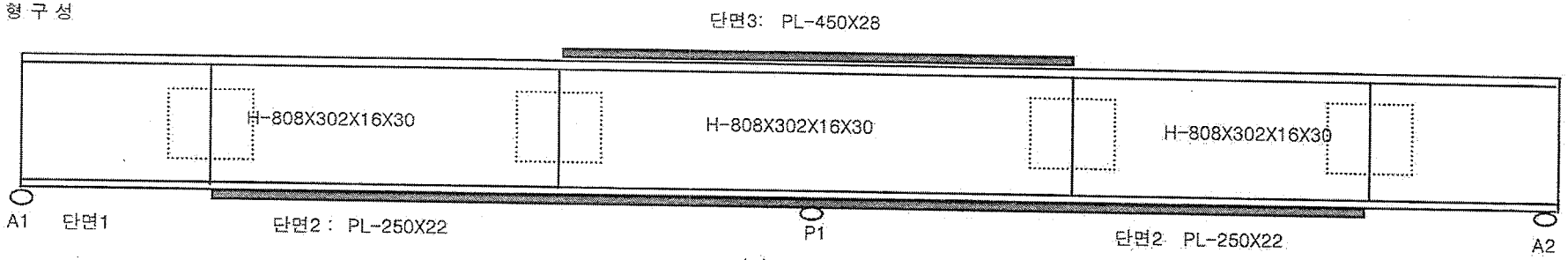
구 분			BEAM 번호					
재하	차선	하중	1	2	3	4	5	6
좌측	2	Pf	-1.00	28.51	35.38	36.69	19.91	-1.84
		Pr	-4.01	114.06	141.50	146.77	79.62	-7.35
	1	Pf	-1.14	29.35	31.76	-1.45	0.36	-0.06
		Pr	-4.56	117.41	127.05	-5.81	1.45	-0.24
중앙	2	Pf	-1.61	24.31	36.12	36.12	24.31	-1.61
		Pr	-6.44	97.25	144.49	144.49	97.25	-6.44
	1	Pf	0.27	-1.60	30.74	30.74	-1.60	0.27
		Pr	1.06	-6.38	122.96	122.96	-6.38	1.06
우측	2	Pf	-1.84	19.91	36.69	35.38	28.51	-1.00
		Pr	-7.35	79.62	146.77	141.50	114.06	-4.01
	1	Pf	-0.06	0.36	-1.45	31.76	29.35	-1.14
		Pr	-0.24	1.45	-5.81	127.05	117.41	-4.56

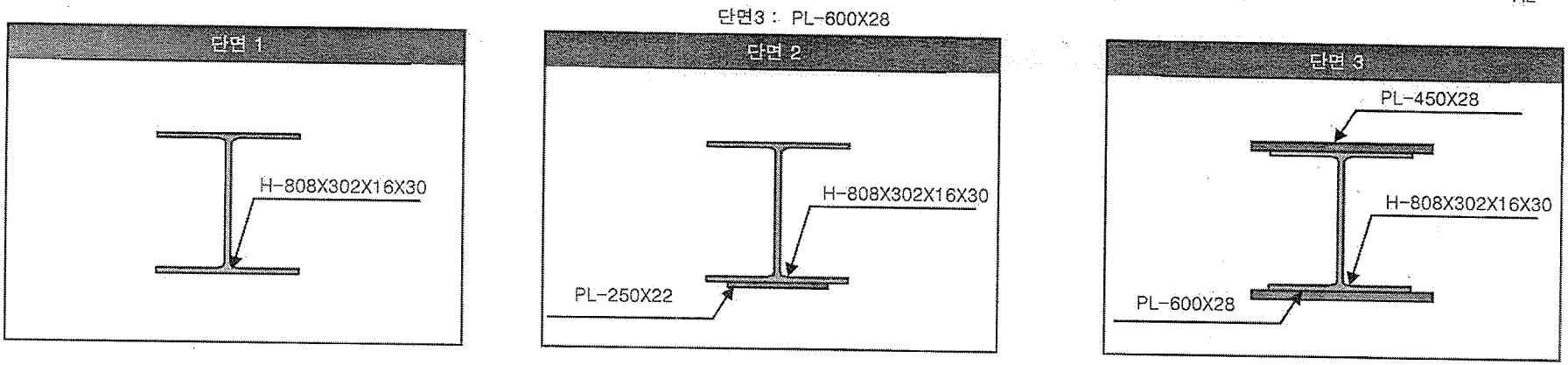
④ 표준차선하중 (DL하중)

구 분			BEAM 번호					
재하	차선	하중	1	2	3	4	5	6
좌측	2	Wl	-0.34	7.70	9.11	10.10	5.02	-0.46
		Pm	-2.92	65.46	77.45	85.86	42.73	-3.88
		Ps	-4.21	94.55	111.87	124.02	61.72	-5.60
	1	Wl	-0.36	7.80	8.54	-0.52	0.13	-0.02
		Pm	-3.06	66.31	72.61	-4.46	1.14	-0.19
		Ps	-4.42	95.79	104.88	-6.45	1.65	-0.27
중앙	2	Wl	-0.45	6.39	9.62	9.62	6.39	-0.45
		Pm	-3.83	54.33	81.85	81.85	54.33	-3.83
		Ps	-5.53	78.48	118.22	118.22	78.48	-5.53
	1	Wl	0.09	-0.53	8.23	8.23	-0.53	0.09
		Pm	0.77	-4.54	69.95	69.95	-4.54	0.77
		Ps	1.11	-6.56	101.04	101.04	-6.56	1.11
우측	2	Wl	-0.46	5.02	10.10	9.11	7.70	-0.34
		Pm	-3.88	42.73	85.86	77.45	65.46	-2.92
		Ps	-5.60	61.72	124.02	111.87	94.55	-4.21
	1	Wl	-0.02	0.13	-0.52	8.54	7.80	-0.36
		Pm	-0.19	1.14	-4.46	72.61	66.31	-3.06
		Ps	-0.27	1.65	-6.45	104.88	95.79	-4.42

4.2 단면가정

1) 주 형 구 성





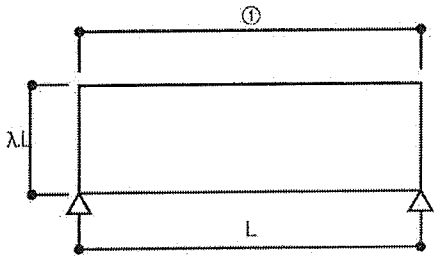
2) 사용부재 제원

부 재 명	강 종	단면제원	A (m^2)	I_{33} (m^4)	I_{22} (m^4)	r_{33} (m)	r_{22} (m)	J (m^4)
주 형 (1)	SM490	H-808X302X16X30	0.030760	0.0033900000	0.0001380000	0.331976	0.066980	0.0000064573
주 형 (2)	SM490	H-808X302X16X30	0.030760	0.0033900000	0.0001380000	0.331976	0.066980	0.0000064573
하중분배 가로보	SS400	H-600X200X11X17	0.013440	0.0007760000	0.0000228000	0.240288	0.041188	0.0000009062
단 지 점 가로보	SS400	H-600X200X11X17	0.013440	0.0007760000	0.0000228000	0.240288	0.041188	0.0000009062
중간지점 가로보	SS400	H-600X200X11X17	0.013440	0.0007760000	0.0000228000	0.240288	0.041188	0.0000009062
중간일반 가로보	SS400	H-350X175X7X11	0.006314	0.0001360000	0.0000098400	0.146763	0.039477	0.0000001928
상연 COVER PL 1	SM520	PL-450X28	0.012600	0.0000008232	0.0002126250	0.008083	0.129904	0.0000032928
하연 COVER PL 1	SM520	PL-250X22	0.005500	0.0000002218	0.0000286458	0.006351	0.072169	0.0000008873
하연 COVER PL 2	SM520	PL-600X28	0.016800	0.0000010976	0.0005040000	0.008083	0.173205	0.0000043904
하연 COVER PL 3	SM520	PL-250X22	0.005500	0.0000002218	0.0000286458	0.006351	0.072169	0.0000008873

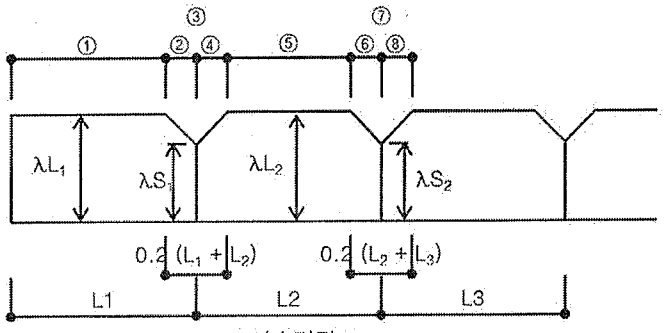
4.3 바닥판 및 FLANGE 유효폭 산정

1) 등가지간장 산정 (2 경간)

지 간	L1		L2				
지간장 (m)	26.975		26.975	-		-	
등 가 지간장(ℓ)	0.8 L1	0.2 (L1+L2)	0.8 L2				
	21.580	10.790	21.580	-	-	-	-



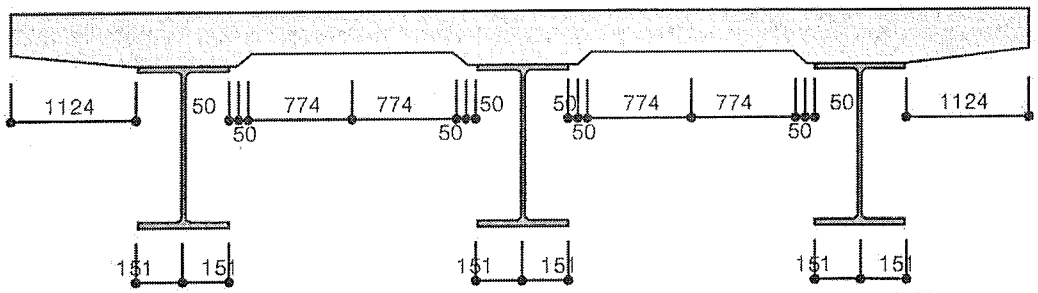
< 단 경 간 >



< 연속경간 >

2) 유효폭 산정 (단위 : mm)

구 분	경 간 중 앙 부 (λ_L)			연 속 지 점 부 (λ_S)		
경계조건	$b/\ell \le 0.05$	$0.05 < b/\ell \le 0.30$	$b/\ell > 0.30$	$b/\ell \le 0.02$	$0.02 < b/\ell \le 0.30$	$b/\ell > 0.30$
유 효 폭	b	$\{1.1 - 2\,(b/\ell)\}\cdot b$	$0.15\,\ell$	b	$\{1.06 - 3.2(b/\ell) + 4.5(b/\ell)^2\}\cdot b$	$0.15\,\ell$



※ 헌치는 계산상 45°로 가정

(1) 1 경간중앙부 (ℓ = 21.580 m)

구 분	플 랜 지				슬 래 브						
					좌 측 부			우 측 부			적용폭(B_e)
	b	b/ℓ	λ_L	적용폭(B_f)	b	b/ℓ	λ_L	b	b/ℓ	λ_L	
좌측거더	151	0.007	151.0	302.0	1124	0.052	1119.3	774	0.036	774.0	2295.3
중앙거더	151	0.007	151.0	302.0	774	0.036	774.0	774	0.036	774.0	2050.0
우측거더	151	0.007	151.0	302.0	774	0.036	774.0	1124	0.052	1119.3	2295.3

(2) 1 연속지점부 (ℓ = 10.790 m)

구 분	플 랜 지				슬 래 브						
					좌 측 부			우 측 부			적용폭(B_s)
	b	b/ℓ	λ_S	적용폭(B_f)	b	b/ℓ	λ_S	b	b/ℓ	λ_S	
좌측거더	151	0.014	151.0	302.0	1124	0.104	871.6	774	0.072	660.7	1934.3
중앙거더	151	0.014	151.0	302.0	774	0.072	660.7	774	0.072	660.7	1823.4
우측거더	151	0.014	151.0	302.0	774	0.072	660.7	1124	0.104	871.6	1934.3

(3) 2 경간중앙부 (ℓ = 21.580 m)

구 분	플 랜 지				슬 래 브						
					좌 측 부			우 측 부			적용폭(B_s)
	b	b/ℓ	λ_L	적용폭(B_f)	b	b/ℓ	λ_L	b	b/ℓ	λ_L	
좌측거더	151	0.007	151.0	302.0	1124	0.052	1119.3	774	0.036	774.0	2295.3
중앙거더	151	0.007	151.0	302.0	774	0.036	774.0	774	0.036	774.0	2050.0
우측거더	151	0.007	151.0	302.0	774	0.036	774.0	1124	0.052	1119.3	2295.3

4.4 단면상수 계산

1) 단면상수 집계(구조해석 모델링 적용)

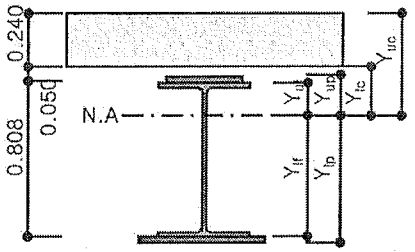
명	합성	거더부	단면 UPP. COVER PL. 제원	단면 LOW. COVER PL. 제원	유효폭 (m)	단면상수 A (m^2)	I_{33} (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
"1"	전	전체	H-808X302X16X30			0.030760	0.00339000	0.00013800	0.000006457
	후	좌측	PL-0X0	PL-0X0	2.3000	0.099760	0.01073095	0.03055550	0.001331257
		중앙			2.0500	0.092260	0.01044092	0.02167581	0.001187257
		우측			2.3000	0.099760	0.01073095	0.03055550	0.001331257
"2"	전	전체	H-808X302X16X30			0.036260	0.00419378	0.00016665	0.000007345
	후	좌측	PL-0X0	PL-250X22	2.3000	0.105260	0.01416819	0.03058415	0.001332145
		중앙			2.0500	0.097760	0.01374341	0.02170446	0.001188145
		우측			2.3000	0.105260	0.01416819	0.03058415	0.001332145
"3"	전	전체	H-808X302X16X30			0.060160	0.00847757	0.00085463	0.000014140
	후	좌측	PL-450X28	PL-600X28	2.3000	0.129160	0.02050177	0.03127213	0.001338940
		중앙			2.0500	0.121660	0.01983728	0.02239244	0.001194940
		우측			2.3000	0.129160	0.02050177	0.03127213	0.001338940

- 탄성계수비 (n) = E_s / E_c = 205000 / 27084 = 8 - 주형 : H-808X302X16X30

2) 단면 : "1"

거더 구성 강재	단면제원	강종
H-BEAM	H-808X302X16X30	SM490
UPP. COVER PL.	PL-0X0	SM520
LOW. COVER PL.	PL-0X0	SM520

거더	바닥판폭(m)
좌측	2.3000
중앙	2.0500
우측	2.3000



(1) 합성전 단면상수

구 분	A (m^2)	Y (m)	A·Y (m^3)	I_{33} (m^4)	A·Y^2 (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
H-BEAM	0.030760	0.4040	0.012427	0.00339000	0.00502052	0.00013800	0.000006457
UPP. COVER PL.	-	-	-	-	-	-	-
LOW. COVER PL.	-	0.8080	-	-	-	-	-
Σ	0.030760		0.012427	0.00339000	0.00502052	0.00013800	0.000006457

· e = ∑A·Y / ∑A = 0.012427 / 0.030760 = 0.4040 m

· Y_{uf} = 0.4040 - 0.0000 = 0.4040 m · Y_{lf} = 0.4040 - 0.8080 = -0.4040 m

· Y_{up} = 0.4040 + 0.0000 = 0.4040 m · Y_{lp} = 0.4040 - 0.8080 = -0.4040 m

· I_{33} = 0.00339000 + 0.00502052 - 0.030760 × 0.4040^2 = 0.00339000 m^4

(2) 합성후 단면상수 : 좌측

구 분	A (m^2)	Y (m)	A·Y (m^3)	I_{33} (m^4)	A·Y^2 (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
ⓐ 합성전 단면	0.030760	0.6940	0.0213474	0.00339000	0.01481512	0.00013800	0.000006457
ⓑ 바 닥 판	0.552000	0.1200	0.06624	0.00264960	0.00794880	0.24334000	0.010598400
∑ = ⓐ + ⓑ/8	0.09976		0.029627	0.00372120	0.01580872	0.03055550	0.001331257

· e = ∑A·Y / ∑A = 0.029627 / 0.099760 = 0.2970 m

· Y_{uf} = 0.2970 − 0.2900 = 0.0070 m · Y_{lf} = 0.2970 − 1.0980 = −0.8010 m

· Y_{up} = 0.2970 − 0.2900 = 0.0070 m · Y_{lp} = 0.2970 − 1.0980 = −0.8010 m

· Y_{uc} = 0.2970 − 0.0000 = 0.2970 m · Y_{lc} = 0.2970 − 0.2400 = 0.0570 m

· I_{33} = 0.00372120 + 0.01580872 − 0.099760 × 0.2970^2 = 0.01073095 m^4

(3) 합성후 단면상수 : 중앙

구 분	A (m^2)	Y (m)	A·Y (m^3)	I_{33} (m^4)	A·Y^2 (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
ⓐ 합성전 단면	0.030760	0.6940	0.0213474	0.00339000	0.01481512	0.00013800	0.000006457
ⓑ 바 닥 판	0.492000	0.1200	0.05904	0.00236160	0.00708480	0.17230250	0.009446400
∑ = ⓐ + ⓑ/8	0.09226		0.028727	0.00368520	0.01570072	0.02167581	0.001187257

· e = ∑A·Y / ∑A = 0.028727 / 0.092260 = 0.3114 m

· Y_{uf} = 0.3114 − 0.2900 = 0.0214 m · Y_{lf} = 0.3114 − 0.2900 = 0.0214 m

· Y_{up} = 0.3114 − 0.2900 = 0.0214 m · Y_{lp} = 0.3114 − 0.2900 = 0.0214 m

· Y_{uc} = 0.3114 − 0.0000 = 0.3114 m · Y_{lc} = 0.3114 − 0.2400 = 0.0714 m

· I_{33} = 0.00368520 + 0.01570072 − 0.092260 × 0.3114^2 = 0.01044092 m^4

(4) 합성후 단면상수 : 우측

구 분	A (m^2)	Y (m)	A·Y (m^3)	I_{33} (m^4)	A·Y^2 (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
ⓐ 합성전 단면	0.030760	0.6940	0.0213474	0.00339000	0.01481512	0.00013800	0.000006457
ⓑ 바 닥 판	0.552000	0.1200	0.06624	0.00264960	0.00794880	0.24334000	0.010598400
∑ = ⓐ + ⓑ/8	0.09976		0.029627	0.00372120	0.01580872	0.03055550	0.001331257

· e = ∑A·Y / ∑A = 0.029627 / 0.099760 = 0.2970 m

· Y_{uf} = 0.2970 − 0.2900 = 0.0070 m · Y_{lf} = 0.2970 − 0.2900 = 0.0070 m

· Y_{up} = 0.2970 − 0.2900 = 0.0070 m · Y_{lp} = 0.2970 − 0.2900 = 0.0070 m

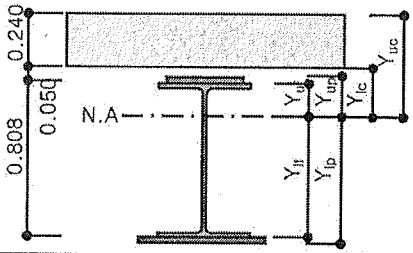
· Y_{uc} = 0.2970 − 0.0000 = 0.2970 m · Y_{lc} = 0.2970 − 0.2400 = 0.0570 m

· I_{33} = 0.00372120 + 0.01580872 − 0.099760 × 0.2970^2 = 0.01073095 m^4

3) 단면 : "2"

거더 구성 강재	단면제원	강종
H-BEAM	H-808X302X16X30	SM490
UPP. COVER PL.	PL-0X0	SM520
LOW. COVER PL.	PL-250X22	SM520

거 더 바닥판폭(m)	
좌측	2.3000
중앙	2.0500
우측	2.3000



(1) 합성전 단면상수

구 분	A (m^2)	Y (m)	A·Y (m^3)	I_{33} (m^4)	A·Y^2 (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
H-BEAM	0.030760	0.4040	0.012427	0.00339000	0.00502052	0.00013800	0.000006457
UPP. COVER PL.	-	-	-	-	-	-	-
LOW. COVER PL.	0.005500	0.8190	0.004505	0.00000022	0.00368919	0.00002865	0.000000887
∑	0.036260		0.016932	0.00339022	0.00870971	0.00016665	0.000007345

· e = ∑A·Y / ∑A = 0.016932 / 0.036260 = 0.4669 m

· Y_{uf} = 0.4669 − 0.0000 = 0.4669 m · Y_{lf} = 0.4669 − 0.8080 = −0.3411 m

· Y_{up} = 0.4669 + 0.0000 = 0.4669 m · Y_{lp} = 0.4669 − 0.8300 = −0.3631 m

· I_{33} = 0.00339022 + 0.00870971 − 0.036260 × 0.4669^2 = 0.00419378 m^4

(2) 합성후 단면상수 : 좌측

구 분	A (m^2)	Y (m)	A·Y (m^3)	I_{33} (m^4)	A·Y^2 (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
ⓐ 합성전 단면	0.036260	0.7569	0.0274469	0.00419378	0.02077591	0.00016665	0.000007345
ⓑ 바 닥 판	0.552000	0.1200	0.06624	0.00264960	0.00794880	0.24334000	0.010598400
Σ = ⓐ + ⓑ/8	0.10526		0.035727	0.00452498	0.02176951	0.03058415	0.001332145

· e = ∑A·Y / ∑A = 0.035727 / 0.105260 = 0.3394 m

· Y_{uf} = 0.3394 − 0.2900 = 0.0494 m · Y_{lf} = 0.3394 − 1.0980 = −0.7586 m

· Y_{up} = 0.3394 − 0.2900 = 0.0494 m · Y_{lp} = 0.3394 − 1.1200 = −0.7806 m

· Y_{uc} = 0.3394 − 0.0000 = 0.3394 m · Y_{lc} = 0.3394 − 0.2400 = 0.0994 m

· I_{33} = 0.00452498 + 0.02176951 − 0.105260 × 0.3394^2 = 0.01416819 m^4

(3) 합성후 단면상수 : 중앙

구 분	A (m^2)	Y (m)	A·Y (m^3)	I_{33} (m^4)	A·Y^2 (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
ⓐ 합성전 단면	0.036260	0.7569	0.0274469	0.00419378	0.02077591	0.00016665	0.000007345
ⓑ 바 닥 판	0.492000	0.1200	0.05904	0.00236160	0.00708480	0.17230250	0.009446400
Σ = ⓐ + ⓑ/8	0.09776		0.034827	0.00448898	0.02166151	0.02170446	0.001188145

· e = ∑A·Y / ∑A = 0.034827 / 0.097760 = 0.3562 m

· Y_{uf} = 0.3562 − 0.2900 = 0.0662 m · Y_{lf} = 0.3562 − 0.2900 = 0.0662 m

· Y_{up} = 0.3562 − 0.2900 = 0.0662 m · Y_{lp} = 0.3562 − 0.2900 = 0.0662 m

· Y_{uc} = 0.3562 − 0.0000 = 0.3562 m · Y_{lc} = 0.3562 − 0.2400 = 0.1162 m

· I_{33} = 0.00448898 + 0.02166151 − 0.097760 × 0.3562^2 = 0.01374341 m^4

(4) 합성후 단면상수 : 우측

구 분	A (m^2)	Y (m)	A·Y (m^3)	I_{33} (m^4)	A·Y^2 (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
ⓐ 합성전 단면	0.036260	0.7569	0.0274469	0.00419378	0.02077591	0.00016665	0.000007345
ⓑ 바 닥 판	0.552000	0.1200	0.06624	0.00264960	0.00794880	0.24334000	0.010598400
Σ = ⓐ + ⓑ/8	0.10526		0.035727	0.00452498	0.02176951	0.03058415	0.001332145

· e = ∑A·Y / ∑A = 0.035727 / 0.105260 = 0.3394 m

· Y_{uf} = 0.3394 − 0.2900 = 0.0494 m · Y_{lf} = 0.3394 − 0.2900 = 0.0494 m

· Y_{up} = 0.3394 − 0.2900 = 0.0494 m · Y_{lp} = 0.3394 − 0.2900 = 0.0494 m

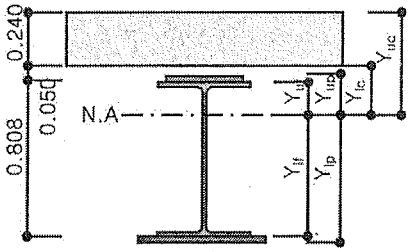
· Y_{uc} = 0.3394 − 0.0000 = 0.3394 m · Y_{lc} = 0.3394 − 0.2400 = 0.0994 m

· I_{33} = 0.00452498 + 0.02176951 − 0.105260 × 0.3394^2 = 0.01416819 m^4

4) 단면 : "3"

거더 구성 강재	단면제원	강종
H-BEAM	H-808X302X16X30	SM490
UPP. COVER PL.	PL-450X28	SM520
LOW. COVER PL.	PL-600X28	SM520

거 더	바닥판폭(m)
좌측	2.3000
중앙	2.0500
우측	2.3000



(1) 합성전 단면상수

구 분	A (m^2)	Y (m)	A·Y (m^3)	I_{33} (m^4)	A·Y^2 (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
H-BEAM	0.030760	0.4040	0.012427	0.00339000	0.00502052	0.00013800	0.000006457
UPP. COVER PL.	0.012600	-0.0140	-0.000176	0.00000082	0.00000247	0.00021263	0.000003293
LOW. COVER PL.	0.016800	0.8220	0.013810	0.00000110	0.01135149	0.00050400	0.000004390
Σ	0.060160		0.026060	0.00339192	0.01637448	0.00085463	0.000014140

· e = ∑A·Y / ∑A = 0.026060 / 0.060160 = 0.4332 m

· Y_{uf} = 0.4332 − 0.0000 = 0.4332 m · Y_{lf} = 0.4332 − 0.8080 = −0.3748 m

· Y_{up} = 0.4332 + 0.0280 = 0.4052 m · Y_{lp} = 0.4332 − 0.8360 = −0.4028 m

· I_{33} = 0.00339192 + 0.01637448 − 0.060160 × 0.4332^2 = 0.00847757 m^4

(2) 합성후 단면상수 : 좌측

구 분	A (m^2)	Y (m)	A·Y (m^3)	I_{33} (m^4)	A·Y^2 (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
ⓐ 합성전 단면	0.060160	0.7232	0.0435066	0.00847757	0.03146323	0.00085463	0.000014140
ⓑ 바 닥 판	0.552000	0.1200	0.06624	0.00264960	0.00794880	0.24334000	0.010598400
∑ = ⓐ + ⓑ/8	0.12916		0.051787	0.00880877	0.03245683	0.03127213	0.00133894

· e = ∑A·Y / ∑A = 0.051787 / 0.129160 = 0.4009 m

· Y_{uf} = 0.4009 − 0.2900 = 0.1109 m · Y_{lf} = 0.4009 − 1.0980 = −0.6971 m

· Y_{up} = 0.4009 − 0.2620 = 0.1389 m · Y_{lp} = 0.4009 − 1.1260 = −0.7251 m

· Y_{uc} = 0.4009 − 0.0000 = 0.4009 m · Y_{lc} = 0.4009 − 0.2400 = 0.1609 m

· I_{33} = 0.00880877 + 0.03245683 − 0.129160 × 0.4009 ^{2} = 0.02050177 m^4

(3) 합성후 단면상수 : 중앙

구 분	A (m^2)	Y (m)	A·Y (m^3)	I_{33} (m^4)	A·Y^2 (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
ⓐ 합성전 단면	0.060160	0.7232	0.0435066	0.00847757	0.03146323	0.00085463	0.000014140
ⓑ 바 닥 판	0.492000	0.1200	0.05904	0.00236160	0.00708480	0.17230250	0.009446400
∑ = ⓐ + ⓑ/8	0.12166		0.050887	0.00877277	0.03234883	0.02239244	0.00119494

· e = ∑A·Y / ∑A = 0.050887 / 0.121660 = 0.4183 m

· Y_{uf} = 0.4183 − 0.2900 = 0.1283 m · Y_{lf} = 0.4183 − 0.2900 = 0.1283 m

· Y_{up} = 0.4183 − 0.2900 = 0.1283 m · Y_{lp} = 0.4183 − 0.2900 = 0.1283 m

· Y_{uc} = 0.4183 − 0.0000 = 0.4183 m · Y_{lc} = 0.4183 − 0.2400 = 0.1783 m

· I_{33} = 0.00877277 + 0.03234883 − 0.121660 × 0.4183 ^{2} = 0.01983728 m^4

(4) 합성후 단면상수 : 우측

구 분	A (m^2)	Y (m)	A·Y (m^3)	I_{33} (m^4)	A·Y^2 (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
ⓐ 합성전 단면	0.060160	0.7232	0.0435066	0.00847757	0.03146323	0.00085463	0.000014140
ⓑ 바 닥 판	0.552000	0.1200	0.06624	0.00264960	0.00794880	0.24334000	0.010598400
∑ = ⓐ + ⓑ/8	0.12916		0.051787	0.00880877	0.03245683	0.03127213	0.00133894

· e = ∑A·Y / ∑A = 0.051787 / 0.129160 = 0.4009 m

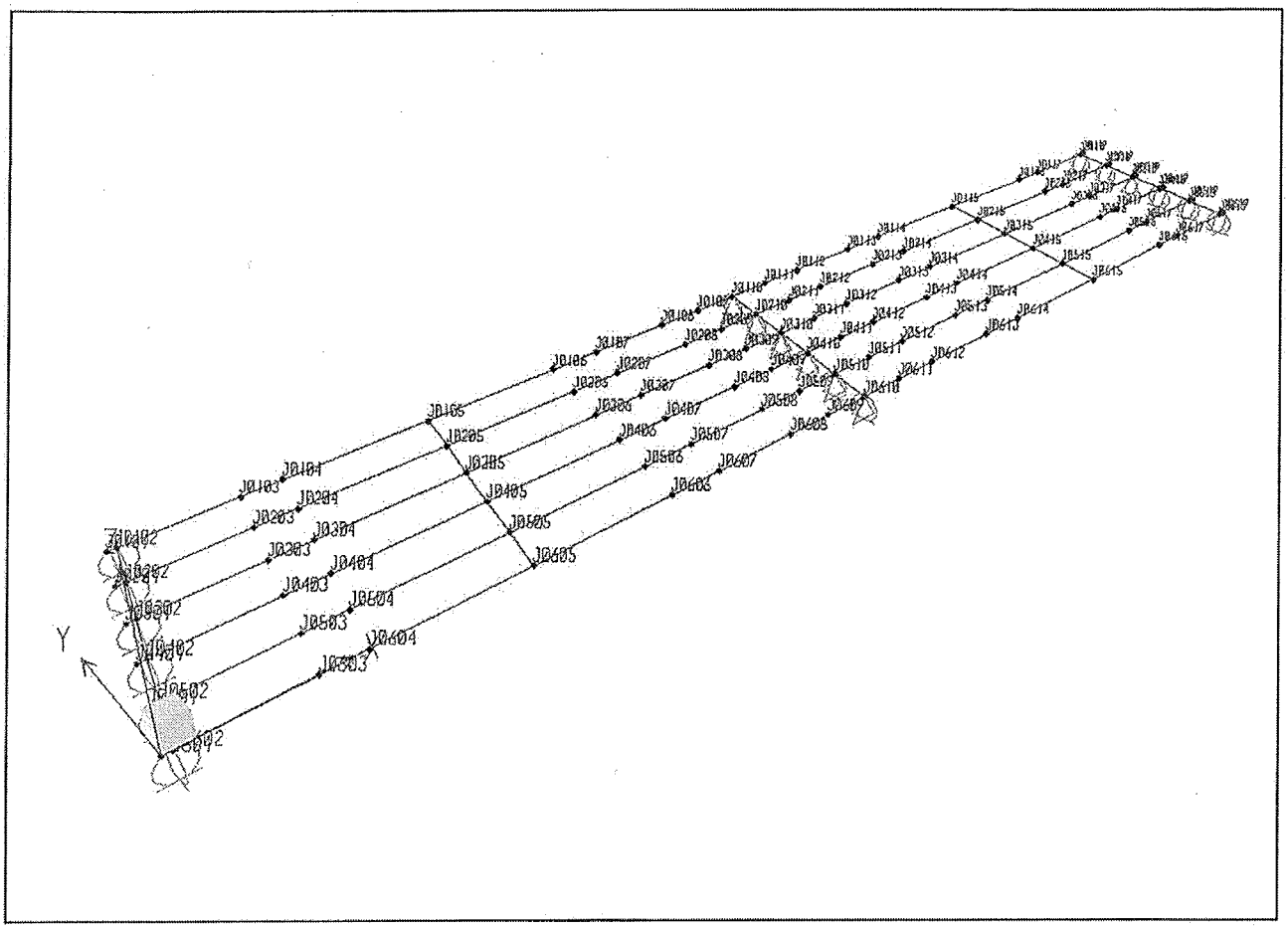
· Y_{uf} = 0.4009 − 0.2900 = 0.1109 m · Y_{lf} = 0.4009 − 0.2900 = 0.1109 m

· Y_{up} = 0.4009 − 0.2900 = 0.1109 m · Y_{lp} = 0.4009 − 0.2900 = 0.1109 m

· Y_{uc} = 0.4009 − 0.0000 = 0.4009 m · Y_{lc} = 0.4009 − 0.2400 = 0.1609 m

· I_{33} = 0.00880877 + 0.03245683 − 0.129160 × 0.4009 ^{2} = 0.02050177 m^4

4.5 구조해석 MODELING



4.6 하중재하

1) LOAD CASE 1 ; 합성전 고정하중(강재자중)
구조해석 프로그램에서 자동재하 함.(기타 부부재등을 고려하여 20% 할증함)

2) LOAD CASE 2 ; 합성전 고정하중(슬래브)

3) LOAD CASE 3 ; 합성후 고정하중(포장 및 방호책)

5) LOAD CASE 5 ; 활하중(DB-24) SAP 2000 BRIDGE 모듈 사용

6) LOAD CASE 6 ; 활하중(DL-24)

11) LOAD COMB 1 ; 활 하 중 ENVELOPE

4.7 단 면 력 집 계

1) 거더 : 1

부재 번호	절점 번호	휨 모 멘 트 (kN·m)									K값
		합성전		합성후					합 계		
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0101	J0101	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000
B0101	J0102	-0.13	-0.77	-0.36	-0.27	-0.27	0.00	0.00	-1.53	-1.53	1.000
B0102	J0102	-0.14	-0.85	-2.47	6.05	-5.76	0.13	-0.13	2.72	-9.34	0.998
B0102	J0103	101.24	454.94	222.95	363.80	46.71	24.62	-24.62	1167.55	801.22	0.746
B0103	J0103	101.24	454.94	222.95	363.80	46.71	24.62	-24.62	1167.55	801.22	0.746
B0103	J0104	125.96	551.09	272.51	472.46	39.29	33.92	-33.92	1455.93	954.93	0.651
B0104	J0104	125.96	551.09	272.51	472.46	39.29	33.92	-33.92	1455.93	954.93	0.651
B0104	J0105	146.61	554.15	290.64	746.95	-109.43	67.81	-67.81	1806.16	814.16	0.305
B0105	J0105	146.61	554.23	293.81	737.03	-103.19	67.69	-67.69	1799.38	823.78	0.307
B0105	J0106	49.74	197.96	136.02	376.06	-144.47	100.38	-100.38	860.17	138.87	-0.029
B0106	J0106	49.74	197.96	136.02	376.06	-144.47	100.38	-100.38	860.17	138.87	-0.029
B0106	J0107	-15.77	-80.82	8.98	189.67	-214.59	112.82	-112.82	214.89	-415.03	-0.157
B0107	J0107	-15.77	-80.82	8.98	189.67	-214.59	112.82	-112.82	214.89	-415.03	-0.157
B0107	J0108	-169.97	-703.54	-276.84	-125.54	-391.29	133.08	-133.08	-1142.81	-1674.71	-0.365
B0108	J0108	-169.97	-703.54	-276.84	-125.54	-391.29	133.08	-133.08	-1142.81	-1674.71	-0.365
B0108	J0109	-289.25	-1153.32	-484.10	-269.98	-584.08	144.65	-144.65	-2052.00	-2655.41	-0.484
B0109	J0109	-289.25	-1153.32	-484.10	-269.98	-584.08	144.65	-144.65	-2052.00	-2655.41	-0.484
B0109	J0110	-431.20	-1671.42	-723.33	-422.83	-829.46	156.22	-156.22	-3092.55	-3811.63	-0.603
B0110	J0110	-431.20	-1671.47	-725.60	-424.11	-827.36	156.22	-156.22	-3096.15	-3811.85	-0.603
B0110	J0111	-289.23	-1153.30	-485.00	-269.54	-580.38	144.28	-144.28	-2052.80	-2652.19	-0.478
B0111	J0111	-289.23	-1153.30	-485.00	-269.54	-580.38	144.28	-144.28	-2052.80	-2652.19	-0.478
B0111	J0112	-169.93	-703.45	-276.35	-121.02	-389.32	132.33	-132.33	-1138.42	-1671.38	-0.354
B0112	J0112	-169.93	-703.45	-276.35	-121.02	-389.32	132.33	-132.33	-1138.42	-1671.38	-0.354
B0112	J0113	-15.70	-80.61	11.87	200.55	-209.44	111.42	-111.42	227.54	-405.29	-0.136
B0113	J0113	-15.70	-80.61	11.87	200.55	-209.44	111.42	-111.42	227.54	-405.29	-0.136
B0113	J0114	49.83	198.25	140.39	389.39	-138.02	98.58	-98.58	876.44	151.88	-0.002
B0114	J0114	49.83	198.25	140.39	389.39	-138.02	98.58	-98.58	876.44	151.88	-0.002
B0114	J0115	146.75	554.73	302.07	755.89	-94.04	64.82	-64.82	1824.27	844.69	0.349
B0115	J0115	146.75	554.75	304.25	744.76	-88.43	64.94	-64.94	1815.45	852.38	0.347
B0115	J0116	126.03	551.42	280.86	465.42	53.10	32.48	-32.48	1456.21	978.93	0.672
B0116	J0116	126.03	551.42	280.86	465.42	53.10	32.48	-32.48	1456.21	978.93	0.672
B0116	J0117	101.29	455.19	229.86	355.43	58.56	23.58	-23.58	1165.35	821.32	0.761
B0117	J0117	101.29	455.19	229.86	355.43	58.56	23.58	-23.58	1165.35	821.32	0.761
B0117	J0118	-0.14	-0.80	0.61	4.90	-8.60	0.12	-0.12	4.70	-9.05	0.998
B0118	J0118	-0.13	-0.77	-0.36	-0.27	-0.27	0.00	0.00	-1.53	-1.53	1.000
B0118	J0119	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000

부재 번호	절점 번호	전단력 (kN)									비고
		합성전		합성후					합계		
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0101	J0101	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
B0101	J0102	0.87	5.12	2.40	1.79	1.79	0.00	0.00	10.18	10.18	
B0102	J0102	-30.55	-145.72	-71.13	-24.51	-99.41	6.00	-6.00	-265.91	-352.81	
B0102	J0103	-18.60	-75.27	-38.17	0.16	-74.75	6.00	-6.00	-125.87	-212.78	
B0103	J0103	-18.60	-75.27	-38.17	0.16	-74.75	6.00	-6.00	-125.87	-212.78	
B0103	J0104	-13.30	-48.79	-25.78	9.43	-65.48	6.00	-6.00	-72.45	-159.36	
B0104	J0104	-13.30	-48.79	-25.78	9.43	-65.48	6.00	-6.00	-72.45	-159.36	
B0104	J0105	6.00	47.71	19.36	43.22	-31.69	6.00	-6.00	122.28	35.38	
B0105	J0105	7.50	14.81	5.36	47.40	-16.09	5.79	-5.79	80.84	5.78	
B0105	J0106	26.80	111.31	50.50	81.18	17.69	5.79	-5.79	275.57	200.51	
B0106	J0106	26.80	111.31	50.50	81.18	17.69	5.79	-5.79	275.57	200.51	
B0106	J0107	34.14	148.03	67.68	94.04	30.55	5.79	-5.79	349.68	274.61	
B0107	J0107	34.14	148.03	67.68	94.04	30.55	5.79	-5.79	349.68	274.61	
B0107	J0108	53.97	207.81	95.64	114.97	51.48	5.79	-5.79	478.19	403.12	
B0108	J0108	53.97	207.81	95.64	114.97	51.48	5.79	-5.79	478.19	403.12	
B0108	J0109	65.31	241.97	111.62	126.93	63.44	5.79	-5.79	551.62	476.56	
B0109	J0109	65.31	241.97	111.62	126.93	63.44	5.79	-5.79	551.62	476.56	
B0109	J0110	76.64	276.13	127.60	138.89	75.40	5.79	-5.79	625.05	549.99	
B0110	J0110	-76.65	-276.17	-128.29	-76.07	-139.89	5.97	-5.97	-551.21	-626.97	
B0110	J0111	-65.32	-242.01	-112.31	-64.11	-127.93	5.97	-5.97	-477.77	-553.54	
B0111	J0111	-65.32	-242.01	-112.31	-64.11	-127.93	5.97	-5.97	-477.77	-553.54	
B0111	J0112	-53.98	-207.85	-96.33	-52.15	-115.97	5.97	-5.97	-404.34	-480.11	
B0112	J0112	-53.98	-207.85	-96.33	-52.15	-115.97	5.97	-5.97	-404.34	-480.11	
B0112	J0113	-34.15	-148.07	-68.37	-31.22	-95.04	5.97	-5.97	-275.83	-351.60	
B0113	J0113	-34.15	-148.07	-68.37	-31.22	-95.04	5.97	-5.97	-275.83	-351.60	
B0113	J0114	-26.80	-111.34	-51.19	-18.37	-82.18	5.97	-5.97	-201.73	-277.49	
B0114	J0114	-26.80	-111.34	-51.19	-18.37	-82.18	5.97	-5.97	-201.73	-277.49	
B0114	J0115	-7.50	-14.84	-6.04	15.42	-48.40	5.97	-5.97	-6.99	-82.76	
B0115	J0115	-5.98	-47.66	-18.43	32.55	-41.94	5.74	-5.74	-33.78	-119.76	
B0115	J0116	13.32	48.84	26.71	66.34	-8.16	5.74	-5.74	160.95	74.97	
B0116	J0116	13.32	48.84	26.71	66.34	-8.16	5.74	-5.74	160.95	74.97	
B0116	J0117	18.61	75.32	39.10	75.61	1.11	5.74	-5.74	214.38	128.39	
B0117	J0117	18.61	75.32	39.10	75.61	1.11	5.74	-5.74	214.38	128.39	
B0117	J0118	30.57	145.77	72.06	100.28	25.78	5.74	-5.74	354.41	268.43	
B0118	J0118	-0.87	-5.12	-2.40	-1.79	-1.79	0.00	0.00	-10.18	-10.18	
B0118	J0119	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
									-	-	

부재 번호	절점 번호	비틀림 (kN)									비고
		합성전		합성후					합계		
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0101	J0101	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0101	J0102	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0102	J0102	-0.02	-0.20	-8.53	25.52	-22.18	0.51	-0.51	17.28	-31.44	
B0102	J0103	-0.02	-0.20	-8.53	25.52	-22.18	0.51	-0.51	17.28	-31.44	
B0103	J0103	-0.02	-0.20	-8.53	25.52	-22.18	0.51	-0.51	17.28	-31.44	
B0103	J0104	-0.02	-0.20	-8.53	25.52	-22.18	0.51	-0.51	17.28	-31.44	
B0104	J0104	-0.02	-0.20	-8.53	25.52	-22.18	0.51	-0.51	17.28	-31.44	
B0104	J0105	-0.02	-0.20	-8.53	25.52	-22.18	0.51	-0.51	17.28	-31.44	
B0105	J0105	0.00	0.11	4.34	17.58	-24.65	0.97	-0.97	23.00	-21.17	
B0105	J0106	0.00	0.11	4.34	17.58	-24.65	0.97	-0.97	23.00	-21.17	
B0106	J0106	0.00	0.11	4.34	17.58	-24.65	0.97	-0.97	23.00	-21.17	
B0106	J0107	0.00	0.11	4.34	17.58	-24.65	0.97	-0.97	23.00	-21.17	
B0107	J0107	0.00	0.11	4.34	17.58	-24.65	0.97	-0.97	23.00	-21.17	
B0107	J0108	0.00	0.11	4.34	17.58	-24.65	0.97	-0.97	23.00	-21.17	
B0108	J0108	0.00	0.11	4.34	17.58	-24.65	0.97	-0.97	23.00	-21.17	
B0108	J0109	0.00	0.11	4.34	17.58	-24.65	0.97	-0.97	23.00	-21.17	
B0109	J0109	0.00	0.11	4.34	17.58	-24.65	0.97	-0.97	23.00	-21.17	
B0109	J0110	0.00	0.11	4.34	17.58	-24.65	0.97	-0.97	23.00	-21.17	
B0110	J0110	0.00	-0.10	-4.87	20.59	-16.07	0.96	-0.96	16.59	-21.99	
B0110	J0111	0.00	-0.10	-4.87	20.59	-16.07	0.96	-0.96	16.59	-21.99	
B0111	J0111	0.00	-0.10	-4.87	20.59	-16.07	0.96	-0.96	16.59	-21.99	
B0111	J0112	0.00	-0.10	-4.87	20.59	-16.07	0.96	-0.96	16.59	-21.99	
B0112	J0112	0.00	-0.10	-4.87	20.59	-16.07	0.96	-0.96	16.59	-21.99	
B0112	J0113	0.00	-0.10	-4.87	20.59	-16.07	0.96	-0.96	16.59	-21.99	
B0113	J0113	0.00	-0.10	-4.87	20.59	-16.07	0.96	-0.96	16.59	-21.99	
B0113	J0114	0.00	-0.10	-4.87	20.59	-16.07	0.96	-0.96	16.59	-21.99	
B0114	J0114	0.00	-0.10	-4.87	20.59	-16.07	0.96	-0.96	16.59	-21.99	
B0114	J0115	0.00	-0.10	-4.87	20.59	-16.07	0.96	-0.96	16.59	-21.99	
B0115	J0115	-0.03	0.00	3.96	21.10	-33.93	0.49	-0.49	25.53	-30.47	
B0115	J0116	-0.03	0.00	3.96	21.10	-33.93	0.49	-0.49	25.53	-30.47	
B0116	J0116	-0.03	0.00	3.96	21.10	-33.93	0.49	-0.49	25.53	-30.47	
B0116	J0117	-0.03	0.00	3.96	21.10	-33.93	0.49	-0.49	25.53	-30.47	
B0117	J0117	-0.03	0.00	3.96	21.10	-33.93	0.49	-0.49	25.53	-30.47	
B0117	J0118	-0.03	0.00	3.96	21.10	-33.93	0.49	-0.49	25.53	-30.47	
B0118	J0118	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0118	J0119	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
									-	-	

2) 거더 : 2

부재 번호	절점 번호	휨 모 멘 트 (kN·m)									K값
		합성전		합성후					합 계		
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0201	J0201	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000
B0201	J0202	-0.13	-0.48	-0.25	-0.04	-0.04	0.00	0.00	-0.90	-0.90	1.000
B0202	J0202	-0.14	-0.49	-2.01	6.85	-6.15	0.11	-0.11	4.32	-8.89	0.998
B0202	J0203	101.84	373.65	168.98	734.16	-36.26	23.60	-23.60	1402.22	584.59	0.746
B0203	J0203	101.84	373.65	168.98	734.16	-36.26	23.60	-23.60	1402.22	584.59	0.746
B0203	J0204	126.79	467.35	208.81	862.04	-52.03	32.51	-32.51	1697.51	718.41	0.651
B0204	J0204	126.79	467.35	208.81	862.04	-52.03	32.51	-32.51	1697.51	718.41	0.651
B0204	J0205	148.25	592.08	241.14	947.95	-125.78	64.99	-64.99	1994.41	790.70	0.306
B0205	J0205	148.26	592.15	243.86	938.85	-118.62	64.87	-64.87	1987.98	800.77	0.307
B0205	J0206	49.87	140.89	102.14	813.35	-328.61	96.77	-96.77	1203.01	-132.47	-0.023
B0206	J0206	49.87	140.89	102.14	813.35	-328.61	96.77	-96.77	1203.01	-132.47	-0.023
B0206	J0207	-16.21	-120.21	1.67	642.36	-430.77	108.90	-108.90	616.51	-674.41	-0.149
B0207	J0207	-16.21	-120.21	1.67	642.36	-430.77	108.90	-108.90	616.51	-674.41	-0.149
B0207	J0208	-171.34	-650.66	-216.75	217.88	-609.01	128.66	-128.66	-692.22	-1776.42	-0.354
B0208	J0208	-171.34	-650.66	-216.75	217.88	-609.01	128.66	-128.66	-692.22	-1776.42	-0.354
B0208	J0209	-291.16	-1012.41	-372.09	0.00	-810.33	139.95	-139.95	-1535.71	-2625.94	-0.471
B0209	J0209	-291.16	-1012.41	-372.09	0.00	-810.33	139.95	-139.95	-1535.71	-2625.94	-0.471
B0209	J0210	-433.65	-1416.79	-549.63	-163.47	-1170.12	151.24	-151.24	-2412.30	-3721.42	-0.588
B0210	J0210	-433.65	-1416.83	-551.59	-166.40	-1166.02	151.24	-151.24	-2417.23	-3719.33	-0.588
B0210	J0211	-291.15	-1012.41	-373.54	-2.78	-805.21	139.79	-139.79	-1540.08	-2622.09	-0.468
B0211	J0211	-291.15	-1012.41	-373.54	-2.78	-805.21	139.79	-139.79	-1540.08	-2622.09	-0.468
B0211	J0212	-171.32	-650.63	-217.68	215.55	-607.88	128.33	-128.33	-695.74	-1775.84	-0.349
B0212	J0212	-171.32	-650.63	-217.68	215.55	-607.88	128.33	-128.33	-695.74	-1775.84	-0.349
B0212	J0213	-16.17	-120.11	1.65	649.29	-429.62	108.29	-108.29	622.96	-672.54	-0.140
B0213	J0213	-16.17	-120.11	1.65	649.29	-429.62	108.29	-108.29	622.96	-672.54	-0.140
B0213	J0214	49.92	141.03	102.67	822.00	-327.46	95.98	-95.98	1211.61	-129.81	-0.011
B0214	J0214	49.92	141.03	102.67	822.00	-327.46	95.98	-95.98	1211.61	-129.81	-0.011
B0214	J0215	148.33	592.40	245.85	951.86	-117.60	63.63	-63.63	2002.08	805.36	0.326
B0215	J0215	148.33	592.42	247.76	940.96	-111.23	63.74	-63.74	1993.20	813.52	0.324
B0215	J0216	126.82	467.53	213.45	852.49	-40.89	31.89	-31.89	1692.19	735.03	0.660
B0216	J0216	126.82	467.53	213.45	852.49	-40.89	31.89	-31.89	1692.19	735.03	0.660
B0216	J0217	101.86	373.79	173.07	723.93	-26.06	23.15	-23.15	1395.80	599.51	0.753
B0217	J0217	101.86	373.79	173.07	723.93	-26.06	23.15	-23.15	1395.80	599.51	0.753
B0217	J0218	-0.14	-0.46	0.64	5.30	-8.57	0.10	-0.10	5.44	-8.63	0.998
B0218	J0218	-0.13	-0.48	-0.25	-0.04	-0.04	0.00	0.00	-0.90	-0.90	1.000
B0218	J0219	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000
									-	-	

부재 번호	절점 번호	전단력 (kN)									비고
		합성전		합성후					합 계		
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0201	J0201	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
B0201	J0202	0.87	3.20	1.67	0.24	0.24	0.00	0.00	5.97	5.97	
B0202	J0202	-30.70	-112.69	-52.90	6.25	-258.58	5.75	-5.75	-184.28	-460.61	
B0202	J0203	-18.74	-68.71	-30.00	45.64	-175.32	5.75	-5.75	-66.08	-298.53	
B0203	J0203	-18.74	-68.71	-30.00	45.64	-175.32	5.75	-5.75	-66.08	-298.53	
B0203	J0204	-13.45	-52.19	-21.40	75.80	-147.58	5.75	-5.75	-5.50	-240.37	
B0204	J0204	-13.45	-52.19	-21.40	75.80	-147.58	5.75	-5.75	-5.50	-240.37	
B0204	J0205	5.85	8.04	9.96	179.37	-76.83	5.75	-5.75	208.97	-58.73	
B0205	J0205	7.76	49.75	9.40	95.42	-166.01	5.64	-5.64	167.99	-104.74	
B0205	J0206	27.06	109.98	40.76	156.85	-78.04	5.64	-5.64	340.30	94.13	
B0206	J0206	27.06	109.98	40.76	156.85	-78.04	5.64	-5.64	340.30	94.13	
B0206	J0207	34.41	132.90	52.69	188.58	-45.64	5.64	-5.64	414.23	168.72	
B0207	J0207	34.41	132.90	52.69	188.58	-45.64	5.64	-5.64	414.23	168.72	
B0207	J0208	54.24	170.21	72.12	242.33	-3.33	5.64	-5.64	544.55	287.60	
B0208	J0208	54.24	170.21	72.12	242.33	-3.33	5.64	-5.64	544.55	287.60	
B0208	J0209	65.58	191.53	83.22	271.82	9.54	5.64	-5.64	617.79	344.23	
B0209	J0209	65.58	191.53	83.22	271.82	9.54	5.64	-5.64	617.79	344.23	
B0209	J0210	76.91	212.85	94.32	299.05	19.90	5.64	-5.64	688.78	398.34	
B0210	J0210	-76.91	-212.87	-94.58	-20.13	-299.73	5.73	-5.73	-398.77	-689.82	
B0210	J0211	-65.58	-191.55	-83.48	-9.74	-272.48	5.73	-5.73	-344.63	-618.82	
B0211	J0211	-65.58	-191.55	-83.48	-9.74	-272.48	5.73	-5.73	-344.63	-618.82	
B0211	J0212	-54.25	-170.23	-72.38	3.14	-242.98	5.73	-5.73	-287.99	-545.57	
B0212	J0212	-54.25	-170.23	-72.38	3.14	-242.98	5.73	-5.73	-287.99	-545.57	
B0212	J0213	-34.41	-132.92	-52.95	45.47	-189.25	5.73	-5.73	-169.09	-415.26	
B0213	J0213	-34.41	-132.92	-52.95	45.47	-189.25	5.73	-5.73	-169.09	-415.26	
B0213	J0214	-27.07	-110.00	-41.02	77.98	-157.53	5.73	-5.73	-94.38	-341.35	
B0214	J0214	-27.07	-110.00	-41.02	77.98	-157.53	5.73	-5.73	-94.38	-341.35	
B0214	J0215	-7.77	-49.77	-9.66	165.92	-96.11	5.73	-5.73	104.44	-169.04	
B0215	J0215	-5.84	-8.01	-9.61	77.18	-178.68	5.64	-5.64	59.35	-207.78	
B0215	J0216	13.46	52.22	21.75	147.98	-75.14	5.64	-5.64	241.04	6.65	
B0216	J0216	13.46	52.22	21.75	147.98	-75.14	5.64	-5.64	241.04	6.65	
B0216	J0217	18.75	68.74	30.35	175.72	-45.01	5.64	-5.64	299.20	67.20	
B0217	J0217	18.75	68.74	30.35	175.72	-45.01	5.64	-5.64	299.20	67.20	
B0217	J0218	30.70	112.71	53.25	258.92	-5.65	5.64	-5.64	461.22	185.38	
B0218	J0218	-0.87	-3.20	-1.67	-0.24	-0.24	0.00	0.00	-5.97	-5.97	
B0218	J0219	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

부재 번호	절점 번호	비틀림 (kN)									비고
		합성전		합성후					합 계		
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0201	J0201	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0201	J0202	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0202	J0202	-0.02	-0.16	-7.14	27.93	-24.70	0.43	-0.43	21.04	-32.44	
B0202	J0203	-0.02	-0.16	-7.14	27.93	-24.70	0.43	-0.43	21.04	-32.44	
B0203	J0203	-0.02	-0.16	-7.14	27.93	-24.70	0.43	-0.43	21.04	-32.44	
B0203	J0204	-0.02	-0.16	-7.14	27.93	-24.70	0.43	-0.43	21.04	-32.44	
B0204	J0204	-0.02	-0.16	-7.14	27.93	-24.70	0.43	-0.43	21.04	-32.44	
B0204	J0205	-0.02	-0.16	-7.14	27.93	-24.70	0.43	-0.43	21.04	-32.44	
B0205	J0205	0.00	0.08	3.87	17.29	-24.36	0.89	-0.89	22.13	-21.30	
B0205	J0206	0.00	0.08	3.87	17.29	-24.36	0.89	-0.89	22.13	-21.30	
B0206	J0206	0.00	0.08	3.87	17.29	-24.36	0.89	-0.89	22.13	-21.30	
B0206	J0207	0.00	0.08	3.87	17.29	-24.36	0.89	-0.89	22.13	-21.30	
B0207	J0207	0.00	0.08	3.87	17.29	-24.36	0.89	-0.89	22.13	-21.30	
B0207	J0208	0.00	0.08	3.87	17.29	-24.36	0.89	-0.89	22.13	-21.30	
B0208	J0208	0.00	0.08	3.87	17.29	-24.36	0.89	-0.89	22.13	-21.30	
B0208	J0209	0.00	0.08	3.87	17.29	-24.36	0.89	-0.89	22.13	-21.30	
B0209	J0209	0.00	0.08	3.87	17.29	-24.36	0.89	-0.89	22.13	-21.30	
B0209	J0210	0.00	0.08	3.87	17.29	-24.36	0.89	-0.89	22.13	-21.30	
B0210	J0210	0.00	-0.07	-4.11	22.67	-17.34	0.89	-0.89	19.39	-22.40	
B0210	J0211	0.00	-0.07	-4.11	22.67	-17.34	0.89	-0.89	19.39	-22.40	
B0211	J0211	0.00	-0.07	-4.11	22.67	-17.34	0.89	-0.89	19.39	-22.40	
B0211	J0212	0.00	-0.07	-4.11	22.67	-17.34	0.89	-0.89	19.39	-22.40	
B0212	J0212	0.00	-0.07	-4.11	22.67	-17.34	0.89	-0.89	19.39	-22.40	
B0212	J0213	0.00	-0.07	-4.11	22.67	-17.34	0.89	-0.89	19.39	-22.40	
B0213	J0213	0.00	-0.07	-4.11	22.67	-17.34	0.89	-0.89	19.39	-22.40	
B0213	J0214	0.00	-0.07	-4.11	22.67	-17.34	0.89	-0.89	19.39	-22.40	
B0214	J0214	0.00	-0.07	-4.11	22.67	-17.34	0.89	-0.89	19.39	-22.40	
B0214	J0215	0.00	-0.07	-4.11	22.67	-17.34	0.89	-0.89	19.39	-22.40	
B0215	J0215	-0.03	-0.01	3.59	21.60	-34.68	0.42	-0.42	25.58	-31.54	
B0215	J0216	-0.03	-0.01	3.59	21.60	-34.68	0.42	-0.42	25.58	-31.54	
B0216	J0216	-0.03	-0.01	3.59	21.60	-34.68	0.42	-0.42	25.58	-31.54	
B0216	J0217	-0.03	-0.01	3.59	21.60	-34.68	0.42	-0.42	25.58	-31.54	
B0217	J0217	-0.03	-0.01	3.59	21.60	-34.68	0.42	-0.42	25.58	-31.54	
B0217	J0218	-0.03	-0.01	3.59	21.60	-34.68	0.42	-0.42	25.58	-31.54	
B0218	J0218	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0218	J0219	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
									-	-	

3) 거더 : 3

부재 번호	절점 번호	휨 모 멘 트 (kN·m)									K값
		합성전		합성후					합 계		
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0301	J0301	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000
B0301	J0302	-0.13	-0.61	-0.17	0.01	0.01	0.00	0.00	-0.90	-0.90	1.000
B0302	J0302	-0.14	-0.63	-1.09	6.17	-7.18	0.10	-0.10	4.41	-9.13	0.998
B0302	J0303	102.17	386.37	133.28	868.43	-74.75	23.44	-23.44	1513.68	523.63	0.750
B0303	J0303	102.17	386.37	133.28	868.43	-74.75	23.44	-23.44	1513.68	523.63	0.750
B0303	J0304	127.25	472.11	167.62	1013.50	-101.93	32.28	-32.28	1812.76	632.77	0.657
B0304	J0304	127.25	472.11	167.62	1013.50	-101.93	32.28	-32.28	1812.76	632.77	0.657
B0304	J0305	149.17	508.61	218.18	1097.26	-198.35	64.52	-64.52	2037.74	613.09	0.316
B0305	J0305	149.17	508.65	219.51	1095.48	-195.73	64.39	-64.39	2037.19	617.20	0.318
B0305	J0306	49.95	162.17	77.33	986.42	-419.47	96.47	-96.47	1372.34	-226.49	-0.018
B0306	J0306	49.95	162.17	77.33	986.42	-419.47	96.47	-96.47	1372.34	-226.49	-0.018
B0306	J0307	-16.45	-83.47	-7.55	805.73	-527.63	108.68	-108.68	806.96	-743.77	-0.146
B0307	J0307	-16.45	-83.47	-7.55	805.73	-527.63	108.68	-108.68	806.96	-743.77	-0.146
B0307	J0308	-172.10	-617.50	-182.01	343.22	-704.05	128.56	-128.56	-499.83	-1804.21	-0.355
B0308	J0308	-172.10	-617.50	-182.01	343.22	-704.05	128.56	-128.56	-499.83	-1804.21	-0.355
B0308	J0309	-292.21	-997.30	-301.88	113.17	-926.81	139.91	-139.91	-1338.32	-2658.12	-0.474
B0309	J0309	-292.21	-997.30	-301.88	113.17	-926.81	139.91	-139.91	-1338.32	-2658.12	-0.474
B0309	J0310	-435.00	-1431.38	-436.44	-43.31	-1337.14	151.27	-151.27	-2194.86	-3791.22	-0.593
B0310	J0310	-435.00	-1431.39	-437.26	-44.37	-1335.34	151.27	-151.27	-2196.74	-3790.25	-0.593
B0310	J0311	-292.21	-997.30	-302.59	112.34	-925.44	139.87	-139.87	-1339.89	-2657.40	-0.473
B0311	J0311	-292.21	-997.30	-302.59	112.34	-925.44	139.87	-139.87	-1339.89	-2657.40	-0.473
B0311	J0312	-172.09	-617.49	-182.60	343.01	-703.85	128.47	-128.47	-500.70	-1804.50	-0.353
B0312	J0312	-172.09	-617.49	-182.60	343.01	-703.85	128.47	-128.47	-500.70	-1804.50	-0.353
B0312	J0313	-16.43	-83.43	-7.94	809.32	-527.59	108.52	-108.52	810.03	-743.91	-0.144
B0313	J0313	-16.43	-83.43	-7.94	809.32	-527.59	108.52	-108.52	810.03	-743.91	-0.144
B0313	J0314	49.97	162.21	77.06	989.76	-419.58	96.26	-96.26	1375.27	-226.60	-0.015
B0314	J0314	49.97	162.21	77.06	989.76	-419.58	96.26	-96.26	1375.27	-226.60	-0.015
B0314	J0315	149.20	508.73	219.56	1098.93	-196.12	64.06	-64.06	2040.47	617.31	0.323
B0315	J0315	149.19	508.71	220.16	1094.98	-194.30	64.18	-64.18	2037.23	619.59	0.321
B0315	J0316	127.26	472.16	169.17	1010.18	-98.64	32.11	-32.11	1810.88	637.84	0.659
B0316	J0316	127.26	472.16	169.17	1010.18	-98.64	32.11	-32.11	1810.88	637.84	0.659
B0316	J0317	102.18	386.41	134.71	863.80	-71.67	23.32	-23.32	1510.42	528.31	0.752
B0317	J0317	102.18	386.41	134.71	863.80	-71.67	23.32	-23.32	1510.42	528.31	0.752
B0317	J0318	-0.14	-0.62	0.02	5.67	-8.21	0.10	-0.10	5.04	-9.04	0.998
B0318	J0318	-0.13	-0.61	-0.17	0.01	0.01	0.00	0.00	-0.90	-0.90	1.000
B0318	J0319	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000
									-	-	

부재 번호	절점 번호	전단력 (kN)									비고
		합성전		합성후					합 계		
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0301	J0301	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
B0301	J0302	0.87	4.07	1.10	-0.04	-0.04	0.00	0.00	6.00	6.00	
B0302	J0302	-30.78	-121.81	-40.14	18.17	-314.24	5.71	-5.71	-168.85	-512.68	
B0302	J0303	-18.82	-65.83	-25.00	66.69	-210.69	5.71	-5.71	-37.26	-326.05	
B0303	J0303	-18.82	-65.83	-25.00	66.69	-210.69	5.71	-5.71	-37.26	-326.05	
B0303	J0304	-13.53	-44.80	-19.32	104.09	-176.97	5.71	-5.71	32.16	-260.31	
B0304	J0304	-13.53	-44.80	-19.32	104.09	-176.97	5.71	-5.71	32.16	-260.31	
B0304	J0305	5.77	31.87	1.42	232.77	-95.33	5.71	-5.71	277.54	-61.97	
B0305	J0305	7.91	22.99	14.80	117.29	-220.28	5.68	-5.68	168.66	-180.26	
B0305	J0306	27.21	99.66	35.53	184.22	-115.39	5.68	-5.68	352.30	41.33	
B0306	J0306	27.21	99.66	35.53	184.22	-115.39	5.68	-5.68	352.30	41.33	
B0306	J0307	34.56	128.83	43.42	221.82	-76.22	5.68	-5.68	434.32	124.92	
B0307	J0307	34.56	128.83	43.42	221.82	-76.22	5.68	-5.68	434.32	124.92	
B0307	J0308	54.39	176.33	56.27	287.06	-24.80	5.68	-5.68	579.73	256.51	
B0308	J0308	54.39	176.33	56.27	287.06	-24.80	5.68	-5.68	579.73	256.51	
B0308	J0309	65.72	203.47	63.61	323.35	-10.25	5.68	-5.68	661.83	316.88	
B0309	J0309	65.72	203.47	63.61	323.35	-10.25	5.68	-5.68	661.83	316.88	
B0309	J0310	77.06	230.61	70.95	356.72	1.33	5.68	-5.68	741.01	374.26	
B0310	J0310	-77.06	-230.62	-71.00	-1.37	-357.05	5.70	-5.70	-374.35	-741.43	
B0310	J0311	-65.73	-203.48	-63.66	10.18	-323.68	5.70	-5.70	-316.98	-662.25	
B0311	J0311	-65.73	-203.48	-63.66	10.18	-323.68	5.70	-5.70	-316.98	-662.25	
B0311	J0312	-54.39	-176.34	-56.32	24.73	-287.39	5.70	-5.70	-256.62	-580.15	
B0312	J0312	-54.39	-176.34	-56.32	24.73	-287.39	5.70	-5.70	-256.62	-580.15	
B0312	J0313	-34.56	-128.84	-43.48	76.16	-222.09	5.70	-5.70	-125.02	-434.67	
B0313	J0313	-34.56	-128.84	-43.48	76.16	-222.09	5.70	-5.70	-125.02	-434.67	
B0313	J0314	-27.21	-99.67	-35.59	115.33	-184.42	5.70	-5.70	-41.44	-352.59	
B0314	J0314	-27.21	-99.67	-35.59	115.33	-184.42	5.70	-5.70	-41.44	-352.59	
B0314	J0315	-7.91	-22.99	-14.85	220.22	-117.48	5.70	-5.70	180.16	-168.94	
B0315	J0315	-5.77	-31.87	-1.34	95.41	-232.54	5.68	-5.68	62.11	-277.19	
B0315	J0316	13.53	44.80	19.39	177.05	-103.87	5.68	-5.68	260.46	-31.82	
B0316	J0316	13.53	44.80	19.39	177.05	-103.87	5.68	-5.68	260.46	-31.82	
B0316	J0317	18.83	65.84	25.08	210.79	-66.48	5.68	-5.68	326.21	37.59	
B0317	J0317	18.83	65.84	25.08	210.79	-66.48	5.68	-5.68	326.21	37.59	
B0317	J0318	30.78	121.81	40.22	314.35	-18.04	5.68	-5.68	512.84	169.10	
B0318	J0318	-0.87	-4.07	-1.10	0.04	0.04	0.00	0.00	-6.00	-6.00	
B0318	J0319	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
									-	-	

부재 번호	절점 번호	비틀림 (kN)									비고
		합성전		합성후					합 계		
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0301	J0301	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0301	J0302	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0302	J0302	-0.02	-0.11	-3.77	24.99	-28.93	0.40	-0.40	21.49	-33.23	
B0302	J0303	-0.02	-0.11	-3.77	24.99	-28.93	0.40	-0.40	21.49	-33.23	
B0303	J0303	-0.02	-0.11	-3.77	24.99	-28.93	0.40	-0.40	21.49	-33.23	
B0303	J0304	-0.02	-0.11	-3.77	24.99	-28.93	0.40	-0.40	21.49	-33.23	
B0304	J0304	-0.02	-0.11	-3.77	24.99	-28.93	0.40	-0.40	21.49	-33.23	
B0304	J0305	-0.02	-0.11	-3.77	24.99	-28.93	0.40	-0.40	21.49	-33.23	
B0305	J0305	0.00	0.03	1.63	19.91	-23.29	0.91	-0.91	22.48	-22.54	
B0305	J0306	0.00	0.03	1.63	19.91	-23.29	0.91	-0.91	22.48	-22.54	
B0306	J0306	0.00	0.03	1.63	19.91	-23.29	0.91	-0.91	22.48	-22.54	
B0306	J0307	0.00	0.03	1.63	19.91	-23.29	0.91	-0.91	22.48	-22.54	
B0307	J0307	0.00	0.03	1.63	19.91	-23.29	0.91	-0.91	22.48	-22.54	
B0307	J0308	0.00	0.03	1.63	19.91	-23.29	0.91	-0.91	22.48	-22.54	
B0308	J0308	0.00	0.03	1.63	19.91	-23.29	0.91	-0.91	22.48	-22.54	
B0308	J0309	0.00	0.03	1.63	19.91	-23.29	0.91	-0.91	22.48	-22.54	
B0309	J0309	0.00	0.03	1.63	19.91	-23.29	0.91	-0.91	22.48	-22.54	
B0309	J0310	0.00	0.03	1.63	19.91	-23.29	0.91	-0.91	22.48	-22.54	
B0310	J0310	0.00	-0.02	-1.70	21.38	-20.20	0.91	-0.91	20.58	-22.81	
B0310	J0311	0.00	-0.02	-1.70	21.38	-20.20	0.91	-0.91	20.58	-22.81	
B0311	J0311	0.00	-0.02	-1.70	21.38	-20.20	0.91	-0.91	20.58	-22.81	
B0311	J0312	0.00	-0.02	-1.70	21.38	-20.20	0.91	-0.91	20.58	-22.81	
B0312	J0312	0.00	-0.02	-1.70	21.38	-20.20	0.91	-0.91	20.58	-22.81	
B0312	J0313	0.00	-0.02	-1.70	21.38	-20.20	0.91	-0.91	20.58	-22.81	
B0313	J0313	0.00	-0.02	-1.70	21.38	-20.20	0.91	-0.91	20.58	-22.81	
B0313	J0314	0.00	-0.02	-1.70	21.38	-20.20	0.91	-0.91	20.58	-22.81	
B0314	J0314	0.00	-0.02	-1.70	21.38	-20.20	0.91	-0.91	20.58	-22.81	
B0314	J0315	0.00	-0.02	-1.70	21.38	-20.20	0.91	-0.91	20.58	-22.81	
B0315	J0315	-0.02	-0.06	0.74	22.96	-33.07	0.39	-0.39	24.00	-32.82	
B0315	J0316	-0.02	-0.06	0.74	22.96	-33.07	0.39	-0.39	24.00	-32.82	
B0316	J0316	-0.02	-0.06	0.74	22.96	-33.07	0.39	-0.39	24.00	-32.82	
B0316	J0317	-0.02	-0.06	0.74	22.96	-33.07	0.39	-0.39	24.00	-32.82	
B0317	J0317	-0.02	-0.06	0.74	22.96	-33.07	0.39	-0.39	24.00	-32.82	
B0317	J0318	-0.02	-0.06	0.74	22.96	-33.07	0.39	-0.39	24.00	-32.82	
B0318	J0318	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0318	J0319	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
									-	-	

4) 거더 : 4

부재 번호	절점 번호	휨 모멘트 (kN·m)									K값
		합성전		합성후					합 계		
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0401	J0401	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000
B0401	J0402	-0.13	-0.61	-0.17	0.01	0.01	0.00	0.00	-0.90	-0.90	1.000
B0402	J0402	-0.14	-0.62	0.02	5.67	-8.21	0.10	-0.10	5.04	-9.04	0.998
B0402	J0403	102.18	386.41	134.71	863.80	-71.67	23.32	-23.32	1510.42	528.31	0.752
B0403	J0403	102.18	386.41	134.71	863.80	-71.67	23.32	-23.32	1510.42	528.31	0.752
B0403	J0404	127.26	472.16	169.17	1010.18	-98.64	32.11	-32.11	1810.88	637.84	0.659
B0404	J0404	127.26	472.16	169.17	1010.18	-98.64	32.11	-32.11	1810.88	637.84	0.659
B0404	J0405	149.19	508.72	220.16	1094.98	-194.30	64.18	-64.18	2037.23	619.59	0.321
B0405	J0405	149.20	508.72	219.56	1098.94	-196.12	64.06	-64.06	2040.48	617.30	0.323
B0405	J0406	49.97	162.21	77.06	989.77	-419.58	96.26	-96.26	1375.27	-226.60	-0.015
B0406	J0406	49.97	162.21	77.06	989.77	-419.58	96.26	-96.26	1375.27	-226.60	-0.015
B0406	J0407	-16.43	-83.43	-7.94	809.32	-527.59	108.52	-108.52	810.03	-743.91	-0.144
B0407	J0407	-16.43	-83.43	-7.94	809.32	-527.59	108.52	-108.52	810.03	-743.91	-0.144
B0407	J0408	-172.09	-617.49	-182.60	343.01	-703.85	128.47	-128.47	-500.70	-1804.50	-0.353
B0408	J0408	-172.09	-617.49	-182.60	343.01	-703.85	128.47	-128.47	-500.70	-1804.50	-0.353
B0408	J0409	-292.21	-997.30	-302.59	112.34	-925.44	139.87	-139.87	-1339.89	-2657.41	-0.473
B0409	J0409	-292.21	-997.30	-302.59	112.34	-925.44	139.87	-139.87	-1339.89	-2657.41	-0.473
B0409	J0410	-435.00	-1431.39	-437.26	-44.37	-1335.34	151.27	-151.27	-2196.74	-3790.25	-0.593
B0410	J0410	-435.00	-1431.38	-436.44	-43.31	-1337.14	151.27	-151.27	-2194.86	-3791.22	-0.593
B0410	J0411	-292.21	-997.30	-301.88	113.17	-926.81	139.91	-139.91	-1338.32	-2658.12	-0.474
B0411	J0411	-292.21	-997.30	-301.88	113.17	-926.81	139.91	-139.91	-1338.32	-2658.12	-0.474
B0411	J0412	-172.10	-617.50	-182.01	343.22	-704.05	128.55	-128.55	-499.83	-1804.22	-0.355
B0412	J0412	-172.10	-617.50	-182.01	343.22	-704.05	128.55	-128.55	-499.83	-1804.22	-0.355
B0412	J0413	-16.45	-83.47	-7.55	805.73	-527.63	108.68	-108.68	806.96	-743.77	-0.146
B0413	J0413	-16.45	-83.47	-7.55	805.73	-527.63	108.68	-108.68	806.96	-743.77	-0.146
B0413	J0414	49.95	162.17	77.33	986.42	-419.47	96.47	-96.47	1372.34	-226.49	-0.018
B0414	J0414	49.95	162.17	77.33	986.42	-419.47	96.47	-96.47	1372.34	-226.49	-0.018
B0414	J0415	149.17	508.65	219.51	1095.47	-195.73	64.39	-64.39	2037.19	617.21	0.318
B0415	J0415	149.17	508.61	218.18	1097.27	-198.35	64.52	-64.52	2037.74	613.09	0.316
B0415	J0416	127.25	472.11	167.62	1013.50	-101.93	32.28	-32.28	1812.76	632.77	0.657
B0416	J0416	127.25	472.11	167.62	1013.50	-101.93	32.28	-32.28	1812.76	632.77	0.657
B0416	J0417	102.17	386.37	133.28	868.43	-74.75	23.44	-23.44	1513.68	523.63	0.750
B0417	J0417	102.17	386.37	133.28	868.43	-74.75	23.44	-23.44	1513.68	523.63	0.750
B0417	J0418	-0.14	-0.63	-1.09	6.17	-7.18	0.10	-0.10	4.41	-9.14	0.998
B0418	J0418	-0.13	-0.61	-0.17	0.01	0.01	0.00	0.00	-0.90	-0.90	1.000
B0418	J0419	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000
									-	-	

부재 번호	절점 번호	전단력 (kN)									비고
		합성전		합성후					합 계		
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0401	J0401	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
B0401	J0402	0.87	4.07	1.10	-0.04	-0.04	0.00	0.00	6.00	6.00	
B0402	J0402	-30.78	-121.81	-40.22	18.04	-314.35	5.68	-5.68	-169.10	-512.84	
B0402	J0403	-18.83	-65.84	-25.08	66.48	-210.79	5.68	-5.68	-37.59	-326.21	
B0403	J0403	-18.83	-65.84	-25.08	66.48	-210.79	5.68	-5.68	-37.59	-326.21	
B0403	J0404	-13.53	-44.80	-19.39	103.87	-177.05	5.68	-5.68	31.82	-260.46	
B0404	J0404	-13.53	-44.80	-19.39	103.87	-177.05	5.68	-5.68	31.82	-260.46	
B0404	J0405	5.77	31.87	1.34	232.54	-95.41	5.68	-5.68	277.19	-62.11	
B0405	J0405	7.91	22.99	14.85	117.48	-220.22	5.70	-5.70	168.94	-180.16	
B0405	J0406	27.21	99.67	35.59	184.42	-115.33	5.70	-5.70	352.59	41.44	
B0406	J0406	27.21	99.67	35.59	184.42	-115.33	5.70	-5.70	352.59	41.44	
B0406	J0407	34.56	128.84	43.48	222.09	-76.16	5.70	-5.70	434.67	125.02	
B0407	J0407	34.56	128.84	43.48	222.09	-76.16	5.70	-5.70	434.67	125.02	
B0407	J0408	54.39	176.34	56.32	287.40	-24.73	5.70	-5.70	580.15	256.62	
B0408	J0408	54.39	176.34	56.32	287.40	-24.73	5.70	-5.70	580.15	256.62	
B0408	J0409	65.73	203.48	63.66	323.68	-10.18	5.70	-5.70	662.25	316.98	
B0409	J0409	65.73	203.48	63.66	323.68	-10.18	5.70	-5.70	662.25	316.98	
B0409	J0410	77.06	230.62	71.00	357.05	1.37	5.70	-5.70	741.43	374.35	
B0410	J0410	-77.06	-230.61	-70.95	-1.33	-356.72	5.68	-5.68	-374.27	-741.01	
B0410	J0411	-65.72	-203.47	-63.61	10.25	-323.35	5.68	-5.68	-316.88	-661.83	
B0411	J0411	-65.72	-203.47	-63.61	10.25	-323.35	5.68	-5.68	-316.88	-661.83	
B0411	J0412	-54.39	-176.33	-56.27	24.80	-287.06	5.68	-5.68	-256.51	-579.73	
B0412	J0412	-54.39	-176.33	-56.27	24.80	-287.06	5.68	-5.68	-256.51	-579.73	
B0412	J0413	-34.56	-128.83	-43.42	76.22	-221.82	5.68	-5.68	-124.92	-434.32	
B0413	J0413	-34.56	-128.83	-43.42	76.22	-221.82	5.68	-5.68	-124.92	-434.32	
B0413	J0414	-27.21	-99.66	-35.53	115.39	-184.22	5.68	-5.68	-41.33	-352.30	
B0414	J0414	-27.21	-99.66	-35.53	115.39	-184.22	5.68	-5.68	-41.33	-352.30	
B0414	J0415	-7.91	-22.99	-14.80	220.28	-117.29	5.68	-5.68	180.26	-168.66	
B0415	J0415	-5.77	-31.87	-1.42	95.33	-232.77	5.71	-5.71	61.97	-277.54	
B0415	J0416	13.53	44.80	19.32	176.97	-104.09	5.71	-5.71	260.31	-32.16	
B0416	J0416	13.53	44.80	19.32	176.97	-104.09	5.71	-5.71	260.31	-32.16	
B0416	J0417	18.82	65.83	25.00	210.69	-66.69	5.71	-5.71	326.05	37.26	
B0417	J0417	18.82	65.83	25.00	210.69	-66.69	5.71	-5.71	326.05	37.26	
B0417	J0418	30.78	121.81	40.14	314.24	-18.17	5.71	-5.71	512.68	168.85	
B0418	J0418	-0.87	-4.07	-1.10	0.04	0.04	0.00	0.00	-6.00	-6.00	
B0418	J0419	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
									-	-	

부재 번호	절점 번호	비틀림 (kN)									비고
		합성전		합성후					합 계		
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0401	J0401	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0401	J0402	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0402	J0402	-0.02	-0.06	0.74	22.96	-33.07	0.39	-0.39	24.00	-32.82	
B0402	J0403	-0.02	-0.06	0.74	22.96	-33.07	0.39	-0.39	24.00	-32.82	
B0403	J0403	-0.02	-0.06	0.74	22.96	-33.07	0.39	-0.39	24.00	-32.82	
B0403	J0404	-0.02	-0.06	0.74	22.96	-33.07	0.39	-0.39	24.00	-32.82	
B0404	J0404	-0.02	-0.06	0.74	22.96	-33.07	0.39	-0.39	24.00	-32.82	
B0404	J0405	-0.02	-0.06	0.74	22.96	-33.07	0.39	-0.39	24.00	-32.82	
B0405	J0405	0.00	-0.02	-1.70	21.38	-20.20	0.91	-0.91	20.58	-22.82	
B0405	J0406	0.00	-0.02	-1.70	21.38	-20.20	0.91	-0.91	20.58	-22.82	
B0406	J0406	0.00	-0.02	-1.70	21.38	-20.20	0.91	-0.91	20.58	-22.82	
B0406	J0407	0.00	-0.02	-1.70	21.38	-20.20	0.91	-0.91	20.58	-22.82	
B0407	J0407	0.00	-0.02	-1.70	21.38	-20.20	0.91	-0.91	20.58	-22.82	
B0407	J0408	0.00	-0.02	-1.70	21.38	-20.20	0.91	-0.91	20.58	-22.82	
B0408	J0408	0.00	-0.02	-1.70	21.38	-20.20	0.91	-0.91	20.58	-22.82	
B0408	J0409	0.00	-0.02	-1.70	21.38	-20.20	0.91	-0.91	20.58	-22.82	
B0409	J0409	0.00	-0.02	-1.70	21.38	-20.20	0.91	-0.91	20.58	-22.82	
B0409	J0410	0.00	-0.02	-1.70	21.38	-20.20	0.91	-0.91	20.58	-22.82	
B0410	J0410	0.00	0.03	1.63	19.91	-23.29	0.91	-0.91	22.48	-22.54	
B0410	J0411	0.00	0.03	1.63	19.91	-23.29	0.91	-0.91	22.48	-22.54	
B0411	J0411	0.00	0.03	1.63	19.91	-23.29	0.91	-0.91	22.48	-22.54	
B0411	J0412	0.00	0.03	1.63	19.91	-23.29	0.91	-0.91	22.48	-22.54	
B0412	J0412	0.00	0.03	1.63	19.91	-23.29	0.91	-0.91	22.48	-22.54	
B0412	J0413	0.00	0.03	1.63	19.91	-23.29	0.91	-0.91	22.48	-22.54	
B0413	J0413	0.00	0.03	1.63	19.91	-23.29	0.91	-0.91	22.48	-22.54	
B0413	J0414	0.00	0.03	1.63	19.91	-23.29	0.91	-0.91	22.48	-22.54	
B0414	J0414	0.00	0.03	1.63	19.91	-23.29	0.91	-0.91	22.48	-22.54	
B0414	J0415	0.00	0.03	1.63	19.91	-23.29	0.91	-0.91	22.48	-22.54	
B0415	J0415	-0.02	-0.11	-3.77	24.99	-28.94	0.40	-0.40	21.49	-33.23	
B0415	J0416	-0.02	-0.11	-3.77	24.99	-28.94	0.40	-0.40	21.49	-33.23	
B0416	J0416	-0.02	-0.11	-3.77	24.99	-28.94	0.40	-0.40	21.49	-33.23	
B0416	J0417	-0.02	-0.11	-3.77	24.99	-28.94	0.40	-0.40	21.49	-33.23	
B0417	J0417	-0.02	-0.11	-3.77	24.99	-28.94	0.40	-0.40	21.49	-33.23	
B0417	J0418	-0.02	-0.11	-3.77	24.99	-28.94	0.40	-0.40	21.49	-33.23	
B0418	J0418	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0418	J0419	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
									-	-	

5) 거더 : 5

부재 번호	절점 번호	휨 모멘 트 (kN·m)									K값
		합성전		합성후					합 계		
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0501	J0501	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000
B0501	J0502	-0.13	-0.48	-0.25	-0.04	-0.04	0.00	0.00	-0.90	-0.90	1.000
B0502	J0502	-0.14	-0.46	0.64	5.30	-8.57	0.10	-0.10	5.44	-8.63	0.998
B0502	J0503	101.86	373.79	173.07	723.93	-26.06	23.15	-23.15	1395.80	599.51	0.753
B0503	J0503	101.86	373.79	173.07	723.93	-26.06	23.15	-23.15	1395.80	599.51	0.753
B0503	J0504	126.82	467.53	213.45	852.49	-40.89	31.89	-31.89	1692.18	735.02	0.660
B0504	J0504	126.82	467.53	213.45	852.49	-40.89	31.89	-31.89	1692.18	735.02	0.660
B0504	J0505	148.33	592.41	247.76	940.96	-111.23	63.74	-63.74	1993.20	813.52	0.324
B0505	J0505	148.33	592.40	245.86	951.86	-117.60	63.63	-63.63	2002.08	805.37	0.326
B0505	J0506	49.92	141.03	102.67	822.00	-327.46	95.98	-95.98	1211.61	-129.81	-0.011
B0506	J0506	49.92	141.03	102.67	822.00	-327.46	95.98	-95.98	1211.61	-129.81	-0.011
B0506	J0507	-16.17	-120.11	1.65	649.29	-429.62	108.29	-108.29	622.96	-672.54	-0.140
B0507	J0507	-16.17	-120.11	1.65	649.29	-429.62	108.29	-108.29	622.96	-672.54	-0.140
B0507	J0508	-171.32	-650.62	-217.68	215.55	-607.88	128.33	-128.33	-695.74	-1775.84	-0.349
B0508	J0508	-171.32	-650.62	-217.68	215.55	-607.88	128.33	-128.33	-695.74	-1775.84	-0.349
B0508	J0509	-291.15	-1012.41	-373.54	-2.78	-805.21	139.79	-139.79	-1540.08	-2622.09	-0.468
B0509	J0509	-291.15	-1012.41	-373.54	-2.78	-805.21	139.79	-139.79	-1540.08	-2622.09	-0.468
B0509	J0510	-433.65	-1416.83	-551.59	-166.40	-1166.02	151.24	-151.24	-2417.23	-3719.33	-0.588
B0510	J0510	-433.65	-1416.79	-549.63	-163.47	-1170.12	151.24	-151.24	-2412.29	-3721.42	-0.588
B0510	J0511	-291.16	-1012.41	-372.09	-0.01	-810.33	139.95	-139.95	-1535.71	-2625.94	-0.471
B0511	J0511	-291.16	-1012.41	-372.09	-0.01	-810.33	139.95	-139.95	-1535.71	-2625.94	-0.471
B0511	J0512	-171.34	-650.66	-216.75	217.88	-609.00	128.66	-128.66	-692.22	-1776.42	-0.354
B0512	J0512	-171.34	-650.66	-216.75	217.88	-609.00	128.66	-128.66	-692.22	-1776.42	-0.354
B0512	J0513	-16.21	-120.22	1.67	642.36	-430.77	108.90	-108.90	616.51	-674.42	-0.149
B0513	J0513	-16.21	-120.22	1.67	642.36	-430.77	108.90	-108.90	616.51	-674.42	-0.149
B0513	J0514	49.87	140.89	102.14	813.35	-328.61	96.77	-96.77	1203.01	-132.48	-0.023
B0514	J0514	49.87	140.89	102.14	813.35	-328.61	96.77	-96.77	1203.01	-132.48	-0.023
B0514	J0515	148.26	592.14	243.86	938.85	-118.63	64.87	-64.87	1987.98	800.76	0.307
B0515	J0515	148.25	592.08	241.14	947.95	-125.78	64.99	-64.99	1994.41	790.71	0.306
B0515	J0516	126.79	467.35	208.81	862.04	-52.03	32.51	-32.51	1697.51	718.41	0.651
B0516	J0516	126.79	467.35	208.81	862.04	-52.03	32.51	-32.51	1697.51	718.41	0.651
B0516	J0517	101.84	373.65	168.98	734.16	-36.26	23.60	-23.60	1402.22	584.60	0.746
B0517	J0517	101.84	373.65	168.98	734.16	-36.26	23.60	-23.60	1402.22	584.60	0.746
B0517	J0518	-0.14	-0.49	-2.01	6.85	-6.15	0.11	-0.11	4.32	-8.89	0.998
B0518	J0518	-0.13	-0.48	-0.25	-0.04	-0.04	0.00	0.00	-0.90	-0.90	1.000
B0518	J0519	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000
									-	-	

부재 번호	절점 번호	전단력 (kN)									비고
		합성전		합성후					합 계		
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0501	J0501	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
B0501	J0502	0.87	3.20	1.67	0.24	0.24	0.00	0.00	5.97	5.97	
B0502	J0502	-30.70	-112.71	-53.25	5.65	-258.92	5.64	-5.64	-185.38	-461.22	
B0502	J0503	-18.75	-68.74	-30.35	45.01	-175.72	5.64	-5.64	-67.20	-299.20	
B0503	J0503	-18.75	-68.74	-30.35	45.01	-175.72	5.64	-5.64	-67.20	-299.20	
B0503	J0504	-13.46	-52.22	-21.75	75.14	-147.98	5.64	-5.64	-6.65	-241.04	
B0504	J0504	-13.46	-52.22	-21.75	75.14	-147.98	5.64	-5.64	-6.65	-241.04	
B0504	J0505	5.84	8.01	9.61	178.67	-77.18	5.64	-5.64	207.77	-59.35	
B0505	J0505	7.77	49.77	9.66	96.11	-165.92	5.73	-5.73	169.04	-104.44	
B0505	J0506	27.07	110.00	41.02	157.53	-77.98	5.73	-5.73	341.35	94.38	
B0506	J0506	27.07	110.00	41.02	157.53	-77.98	5.73	-5.73	341.35	94.38	
B0506	J0507	34.41	132.92	52.95	189.25	-45.47	5.73	-5.73	415.26	169.09	
B0507	J0507	34.41	132.92	52.95	189.25	-45.47	5.73	-5.73	415.26	169.09	
B0507	J0508	54.25	170.23	72.38	242.98	-3.14	5.73	-5.73	545.57	287.99	
B0508	J0508	54.25	170.23	72.38	242.98	-3.14	5.73	-5.73	545.57	287.99	
B0508	J0509	65.58	191.55	83.48	272.48	9.74	5.73	-5.73	618.82	344.63	
B0509	J0509	65.58	191.55	83.48	272.48	9.74	5.73	-5.73	618.82	344.63	
B0509	J0510	76.91	212.87	94.58	299.73	20.13	5.73	-5.73	689.82	398.77	
B0510	J0510	-76.91	-212.85	-94.32	-19.90	-299.05	5.64	-5.64	-398.34	-688.78	
B0510	J0511	-65.58	-191.53	-83.22	-9.54	-271.82	5.64	-5.64	-344.23	-617.79	
B0511	J0511	-65.58	-191.53	-83.22	-9.54	-271.82	5.64	-5.64	-344.23	-617.79	
B0511	J0512	-54.24	-170.21	-72.12	3.33	-242.33	5.64	-5.64	-287.60	-544.55	
B0512	J0512	-54.24	-170.21	-72.12	3.33	-242.33	5.64	-5.64	-287.60	-544.55	
B0512	J0513	-34.41	-132.90	-52.69	45.64	-188.58	5.64	-5.64	-168.72	-414.23	
B0513	J0513	-34.41	-132.90	-52.69	45.64	-188.58	5.64	-5.64	-168.72	-414.23	
B0513	J0514	-27.06	-109.98	-40.76	78.04	-156.85	5.64	-5.64	-94.13	-340.30	
B0514	J0514	-27.06	-109.98	-40.76	78.04	-156.85	5.64	-5.64	-94.13	-340.30	
B0514	J0515	-7.76	-49.75	-9.40	166.01	-95.42	5.64	-5.64	104.74	-167.99	
B0515	J0515	-5.85	-8.04	-9.96	76.83	-179.37	5.75	-5.75	58.73	-208.97	
B0515	J0516	13.45	52.19	21.40	147.58	-75.80	5.75	-5.75	240.37	5.50	
B0516	J0516	13.45	52.19	21.40	147.58	-75.80	5.75	-5.75	240.37	5.50	
B0516	J0517	18.74	68.71	30.00	175.32	-45.64	5.75	-5.75	298.53	66.08	
B0517	J0517	18.74	68.71	30.00	175.32	-45.64	5.75	-5.75	298.53	66.08	
B0517	J0518	30.70	112.69	52.90	258.58	-6.25	5.75	-5.75	460.61	184.28	
B0518	J0518	-0.87	-3.20	-1.67	-0.24	-0.24	0.00	0.00	-5.97	-5.97	
B0518	J0519	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
									-	-	

부재 번호	절점 번호	비틀림 (kN)									비고
		합성전		합성후					합 계		
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0501	J0501	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0501	J0502	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0502	J0502	-0.03	-0.01	3.59	21.60	-34.68	0.42	-0.42	25.58	-31.54	
B0502	J0503	-0.03	-0.01	3.59	21.60	-34.68	0.42	-0.42	25.58	-31.54	
B0503	J0503	-0.03	-0.01	3.59	21.60	-34.68	0.42	-0.42	25.58	-31.54	
B0503	J0504	-0.03	-0.01	3.59	21.60	-34.68	0.42	-0.42	25.58	-31.54	
B0504	J0504	-0.03	-0.01	3.59	21.60	-34.68	0.42	-0.42	25.58	-31.54	
B0504	J0505	-0.03	-0.01	3.59	21.60	-34.68	0.42	-0.42	25.58	-31.54	
B0505	J0505	0.00	-0.07	-4.11	22.67	-17.34	0.89	-0.89	19.39	-22.40	
B0505	J0506	0.00	-0.07	-4.11	22.67	-17.34	0.89	-0.89	19.39	-22.40	
B0506	J0506	0.00	-0.07	-4.11	22.67	-17.34	0.89	-0.89	19.39	-22.40	
B0506	J0507	0.00	-0.07	-4.11	22.67	-17.34	0.89	-0.89	19.39	-22.40	
B0507	J0507	0.00	-0.07	-4.11	22.67	-17.34	0.89	-0.89	19.39	-22.40	
B0507	J0508	0.00	-0.07	-4.11	22.67	-17.34	0.89	-0.89	19.39	-22.40	
B0508	J0508	0.00	-0.07	-4.11	22.67	-17.34	0.89	-0.89	19.39	-22.40	
B0508	J0509	0.00	-0.07	-4.11	22.67	-17.34	0.89	-0.89	19.39	-22.40	
B0509	J0509	0.00	-0.07	-4.11	22.67	-17.34	0.89	-0.89	19.39	-22.40	
B0509	J0510	0.00	-0.07	-4.11	22.67	-17.34	0.89	-0.89	19.39	-22.40	
B0510	J0510	0.00	0.08	3.87	17.29	-24.36	0.89	-0.89	22.13	-21.30	
B0510	J0511	0.00	0.08	3.87	17.29	-24.36	0.89	-0.89	22.13	-21.30	
B0511	J0511	0.00	0.08	3.87	17.29	-24.36	0.89	-0.89	22.13	-21.30	
B0511	J0512	0.00	0.08	3.87	17.29	-24.36	0.89	-0.89	22.13	-21.30	
B0512	J0512	0.00	0.08	3.87	17.29	-24.36	0.89	-0.89	22.13	-21.30	
B0512	J0513	0.00	0.08	3.87	17.29	-24.36	0.89	-0.89	22.13	-21.30	
B0513	J0513	0.00	0.08	3.87	17.29	-24.36	0.89	-0.89	22.13	-21.30	
B0513	J0514	0.00	0.08	3.87	17.29	-24.36	0.89	-0.89	22.13	-21.30	
B0514	J0514	0.00	0.08	3.87	17.29	-24.36	0.89	-0.89	22.13	-21.30	
B0514	J0515	0.00	0.08	3.87	17.29	-24.36	0.89	-0.89	22.13	-21.30	
B0515	J0515	-0.02	-0.16	-7.14	27.93	-24.70	0.43	-0.43	21.04	-32.44	
B0515	J0516	-0.02	-0.16	-7.14	27.93	-24.70	0.43	-0.43	21.04	-32.44	
B0516	J0516	-0.02	-0.16	-7.14	27.93	-24.70	0.43	-0.43	21.04	-32.44	
B0516	J0517	-0.02	-0.16	-7.14	27.93	-24.70	0.43	-0.43	21.04	-32.44	
B0517	J0517	-0.02	-0.16	-7.14	27.93	-24.70	0.43	-0.43	21.04	-32.44	
B0517	J0518	-0.02	-0.16	-7.14	27.93	-24.70	0.43	-0.43	21.04	-32.44	
B0518	J0518	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0518	J0519	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
									-	-	

6) 거더 : 6

부재번호	절점번호	휨 모 멘 트 (kN·m)									K값
		합성전		합성후					합 계		
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0601	J0601	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000
B0601	J0602	-0.13	-0.77	-0.36	-0.27	-0.27	0.00	0.00	-1.53	-1.53	1.000
B0602	J0602	-0.14	-0.80	0.61	4.90	-8.60	0.12	-0.12	4.69	-9.04	0.998
B0602	J0603	101.29	455.19	229.86	355.43	58.56	23.58	-23.58	1165.35	821.32	0.761
B0603	J0603	101.29	455.19	229.86	355.43	58.56	23.58	-23.58	1165.35	821.32	0.761
B0603	J0604	126.03	551.42	280.86	465.42	53.10	32.48	-32.48	1456.21	978.92	0.672
B0604	J0604	126.03	551.42	280.86	465.42	53.10	32.48	-32.48	1456.21	978.92	0.672
B0604	J0605	146.75	554.75	304.25	744.76	-88.43	64.94	-64.94	1815.45	852.38	0.347
B0605	J0605	146.75	554.73	302.07	755.89	-94.04	64.82	-64.82	1824.27	844.69	0.349
B0605	J0606	49.83	198.25	140.39	389.39	-138.02	98.58	-98.58	876.44	151.88	-0.002
B0606	J0606	49.83	198.25	140.39	389.39	-138.02	98.58	-98.58	876.44	151.88	-0.002
B0606	J0607	-15.70	-80.61	11.87	200.55	-209.44	111.42	-111.42	227.54	-405.30	-0.136
B0607	J0607	-15.70	-80.61	11.87	200.55	-209.44	111.42	-111.42	227.54	-405.30	-0.136
B0607	J0608	-169.93	-703.45	-276.35	-121.02	-389.32	132.33	-132.33	-1138.42	-1671.38	-0.354
B0608	J0608	-169.93	-703.45	-276.35	-121.02	-389.32	132.33	-132.33	-1138.42	-1671.38	-0.354
B0608	J0609	-289.23	-1153.30	-485.00	-269.55	-580.38	144.28	-144.28	-2052.80	-2652.19	-0.478
B0609	J0609	-289.23	-1153.30	-485.00	-269.55	-580.38	144.28	-144.28	-2052.80	-2652.19	-0.478
B0609	J0610	-431.20	-1671.47	-725.60	-424.11	-827.36	156.22	-156.22	-3096.15	-3811.85	-0.603
B0610	J0610	-431.20	-1671.42	-723.33	-422.83	-829.46	156.22	-156.22	-3092.56	-3811.63	-0.603
B0610	J0611	-289.25	-1153.32	-484.10	-269.98	-584.08	144.65	-144.65	-2052.00	-2655.40	-0.484
B0611	J0611	-289.25	-1153.32	-484.10	-269.98	-584.08	144.65	-144.65	-2052.00	-2655.40	-0.484
B0611	J0612	-169.97	-703.54	-276.84	-125.54	-391.29	133.08	-133.08	-1142.81	-1674.71	-0.365
B0612	J0612	-169.97	-703.54	-276.84	-125.54	-391.29	133.08	-133.08	-1142.81	-1674.71	-0.365
B0612	J0613	-15.76	-80.82	8.98	189.67	-214.59	112.82	-112.82	214.89	-415.03	-0.157
B0613	J0613	-15.76	-80.82	8.98	189.67	-214.59	112.82	-112.82	214.89	-415.03	-0.157
B0613	J0614	49.74	197.96	136.02	376.06	-144.47	100.38	-100.38	860.17	138.87	-0.029
B0614	J0614	49.74	197.96	136.02	376.06	-144.47	100.38	-100.38	860.17	138.87	-0.029
B0614	J0615	146.61	554.23	293.82	737.03	-103.19	67.69	-67.69	1799.38	823.78	0.307
B0615	J0615	146.61	554.15	290.65	746.95	-109.43	67.81	-67.81	1806.16	814.17	0.305
B0615	J0616	125.96	551.09	272.51	472.46	39.29	33.92	-33.92	1455.93	954.93	0.651
B0616	J0616	125.96	551.09	272.51	472.46	39.29	33.92	-33.92	1455.93	954.93	0.651
B0616	J0617	101.24	454.94	222.95	363.80	46.71	24.62	-24.62	1167.55	801.22	0.746
B0617	J0617	101.24	454.94	222.95	363.80	46.71	24.62	-24.62	1167.55	801.22	0.746
B0617	J0618	-0.14	-0.85	-2.47	6.05	-5.76	0.13	-0.13	2.72	-9.34	0.998
B0618	J0618	-0.13	-0.77	-0.36	-0.27	-0.27	0.00	0.00	-1.53	-1.53	1.000
B0618	J0619	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000
									-	-	

부재 번호	절점 번호	전단력 (kN)									비고
		합성전		합성후					합 계		
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0601	J0601	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
B0601	J0602	0.87	5.12	2.40	1.79	1.79	0.00	0.00	10.18	10.18	
B0602	J0602	-30.57	-145.77	-72.06	-25.78	-100.28	5.74	-5.74	-268.43	-354.41	
B0602	J0603	-18.61	-75.32	-39.10	-1.11	-75.61	5.74	-5.74	-128.39	-214.38	
B0603	J0603	-18.61	-75.32	-39.10	-1.11	-75.61	5.74	-5.74	-128.39	-214.38	
B0603	J0604	-13.32	-48.84	-26.71	8.16	-66.34	5.74	-5.74	-74.97	-160.95	
B0604	J0604	-13.32	-48.84	-26.71	8.16	-66.34	5.74	-5.74	-74.97	-160.95	
B0604	J0605	5.98	47.66	18.43	41.94	-32.55	5.74	-5.74	119.77	33.78	
B0605	J0605	7.50	14.84	6.04	48.40	-15.42	5.97	-5.97	82.76	6.99	
B0605	J0606	26.80	111.34	51.19	82.18	18.37	5.97	-5.97	277.49	201.73	
B0606	J0606	26.80	111.34	51.19	82.18	18.37	5.97	-5.97	277.49	201.73	
B0606	J0607	34.15	148.07	68.37	95.04	31.22	5.97	-5.97	351.60	275.83	
B0607	J0607	34.15	148.07	68.37	95.04	31.22	5.97	-5.97	351.60	275.83	
B0607	J0608	53.98	207.85	96.33	115.97	52.15	5.97	-5.97	480.10	404.34	
B0608	J0608	53.98	207.85	96.33	115.97	52.15	5.97	-5.97	480.10	404.34	
B0608	J0609	65.32	242.01	112.31	127.93	64.11	5.97	-5.97	553.54	477.77	
B0609	J0609	65.32	242.01	112.31	127.93	64.11	5.97	-5.97	553.54	477.77	
B0609	J0610	76.65	276.17	128.29	139.89	76.07	5.97	-5.97	626.97	551.21	
B0610	J0610	-76.64	-276.13	-127.60	-75.40	-138.89	5.79	-5.79	-549.99	-625.05	
B0610	J0611	-65.31	-241.97	-111.62	-63.44	-126.93	5.79	-5.79	-476.56	-551.62	
B0611	J0611	-65.31	-241.97	-111.62	-63.44	-126.93	5.79	-5.79	-476.56	-551.62	
B0611	J0612	-53.97	-207.81	-95.64	-51.48	-114.97	5.79	-5.79	-403.12	-478.19	
B0612	J0612	-53.97	-207.81	-95.64	-51.48	-114.97	5.79	-5.79	-403.12	-478.19	
B0612	J0613	-34.14	-148.03	-67.68	-30.55	-94.04	5.79	-5.79	-274.61	-349.68	
B0613	J0613	-34.14	-148.03	-67.68	-30.55	-94.04	5.79	-5.79	-274.61	-349.68	
B0613	J0614	-26.80	-111.31	-50.50	-17.69	-81.18	5.79	-5.79	-200.51	-275.57	
B0614	J0614	-26.80	-111.31	-50.50	-17.69	-81.18	5.79	-5.79	-200.51	-275.57	
B0614	J0615	-7.50	-14.81	-5.36	16.09	-47.40	5.79	-5.79	-5.78	-80.84	
B0615	J0615	-6.00	-47.71	-19.36	31.69	-43.22	6.00	-6.00	-35.38	-122.28	
B0615	J0616	13.30	48.79	25.78	65.48	-9.43	6.00	-6.00	159.36	72.45	
B0616	J0616	13.30	48.79	25.78	65.48	-9.43	6.00	-6.00	159.36	72.45	
B0616	J0617	18.60	75.27	38.17	74.75	-0.16	6.00	-6.00	212.78	125.87	
B0617	J0617	18.60	75.27	38.17	74.75	-0.16	6.00	-6.00	212.78	125.87	
B0617	J0618	30.55	145.72	71.13	99.41	24.51	6.00	-6.00	352.81	265.91	
B0618	J0618	-0.87	-5.12	-2.40	-1.79	-1.79	0.00	0.00	-10.18	-10.18	
B0618	J0619	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
									-	-	

부재 번호	절점 번호	비틀림 (kN)									비고
		합성전		합성후					합 계		
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0601	J0601	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0601	J0602	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0602	J0602	-0.03	0.00	3.96	21.10	-33.93	0.49	-0.49	25.53	-30.47	
B0602	J0603	-0.03	0.00	3.96	21.10	-33.93	0.49	-0.49	25.53	-30.47	
B0603	J0603	-0.03	0.00	3.96	21.10	-33.93	0.49	-0.49	25.53	-30.47	
B0603	J0604	-0.03	0.00	3.96	21.10	-33.93	0.49	-0.49	25.53	-30.47	
B0604	J0604	-0.03	0.00	3.96	21.10	-33.93	0.49	-0.49	25.53	-30.47	
B0604	J0605	-0.03	0.00	3.96	21.10	-33.93	0.49	-0.49	25.53	-30.47	
B0605	J0605	0.00	-0.10	-4.87	20.60	-16.07	0.96	-0.96	16.60	-21.99	
B0605	J0606	0.00	-0.10	-4.87	20.60	-16.07	0.96	-0.96	16.60	-21.99	
B0606	J0606	0.00	-0.10	-4.87	20.60	-16.07	0.96	-0.96	16.60	-21.99	
B0606	J0607	0.00	-0.10	-4.87	20.60	-16.07	0.96	-0.96	16.60	-21.99	
B0607	J0607	0.00	-0.10	-4.87	20.60	-16.07	0.96	-0.96	16.60	-21.99	
B0607	J0608	0.00	-0.10	-4.87	20.60	-16.07	0.96	-0.96	16.60	-21.99	
B0608	J0608	0.00	-0.10	-4.87	20.60	-16.07	0.96	-0.96	16.60	-21.99	
B0608	J0609	0.00	-0.10	-4.87	20.60	-16.07	0.96	-0.96	16.60	-21.99	
B0609	J0609	0.00	-0.10	-4.87	20.60	-16.07	0.96	-0.96	16.60	-21.99	
B0609	J0610	0.00	-0.10	-4.87	20.60	-16.07	0.96	-0.96	16.60	-21.99	
B0610	J0610	0.00	0.11	4.34	17.58	-24.65	0.97	-0.97	23.00	-21.17	
B0610	J0611	0.00	0.11	4.34	17.58	-24.65	0.97	-0.97	23.00	-21.17	
B0611	J0611	0.00	0.11	4.34	17.58	-24.65	0.97	-0.97	23.00	-21.17	
B0611	J0612	0.00	0.11	4.34	17.58	-24.65	0.97	-0.97	23.00	-21.17	
B0612	J0612	0.00	0.11	4.34	17.58	-24.65	0.97	-0.97	23.00	-21.17	
B0612	J0613	0.00	0.11	4.34	17.58	-24.65	0.97	-0.97	23.00	-21.17	
B0613	J0613	0.00	0.11	4.34	17.58	-24.65	0.97	-0.97	23.00	-21.17	
B0613	J0614	0.00	0.11	4.34	17.58	-24.65	0.97	-0.97	23.00	-21.17	
B0614	J0614	0.00	0.11	4.34	17.58	-24.65	0.97	-0.97	23.00	-21.17	
B0614	J0615	0.00	0.11	4.34	17.58	-24.65	0.97	-0.97	23.00	-21.17	
B0615	J0615	-0.02	-0.20	-8.53	25.52	-22.18	0.51	-0.51	17.28	-31.44	
B0615	J0616	-0.02	-0.20	-8.53	25.52	-22.18	0.51	-0.51	17.28	-31.44	
B0616	J0616	-0.02	-0.20	-8.53	25.52	-22.18	0.51	-0.51	17.28	-31.44	
B0616	J0617	-0.02	-0.20	-8.53	25.52	-22.18	0.51	-0.51	17.28	-31.44	
B0617	J0617	-0.02	-0.20	-8.53	25.52	-22.18	0.51	-0.51	17.28	-31.44	
B0617	J0618	-0.02	-0.20	-8.53	25.52	-22.18	0.51	-0.51	17.28	-31.44	
B0618	J0618	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
B0618	J0619	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
									-	-	

4.8 반력집계

< A1 >

단위(KN)

구 분				BEAM 번호					
				G1	G2	G3	G4	G5	G6
고정	빔 자 중			32.32	34.07	33.82	33.83	34.09	32.30
	1차 고정하중			151.02	115.75	125.87	125.91	115.85	150.91
	2차 고정하중			80.18	50.02	39.95	39.50	52.74	77.62
활하중	군중하중			57.84	6.94	0.81	0.53	8.98	56.27
	DB	좌측	1	36.51	242.57	246.88	39.03	21.96	3.93
			2	38.31	262.96	312.55	314.09	203.95	25.49
		중앙	1	5.12	52.63	242.01	241.47	51.87	3.83
			2	33.83	234.99	314.71	313.49	233.96	29.83
		우측	1	3.58	23.33	40.29	246.89	243.00	31.78
			2	29.06	205.10	315.41	311.45	262.04	33.90
	DL	좌측	1	33.19	186.01	187.80	35.77	20.57	3.61
			2	35.00	206.82	236.80	245.99	157.72	22.13
		중앙	1	4.68	48.22	184.36	183.58	47.39	3.59
			2	30.26	183.38	242.65	241.55	182.80	26.70
		우측	1	3.29	21.68	37.11	188.11	186.77	28.87
			2	25.27	158.53	247.20	235.83	206.47	31.04
계				359.67	469.73	515.87	513.85	473.70	351.01

< P1 >

단위(KN)

구 분				BEAM 번호					
				G1	G2	G3	G4	G5	G6
고정	빔 자 중			154.17	156.35	156.29	156.29	156.35	154.17
	1차 고정하중			552.46	425.59	461.19	461.19	425.59	552.46
	2차 고정하중			263.16	183.96	139.63	139.63	183.96	263.16
활하중	군중하중			182.18	38.68	5.87	5.87	38.68	182.18
	DB	좌측	1	49.69	296.25	308.53	53.69	22.41	0.53
			2	49.11	315.06	393.73	396.85	243.00	36.56
		중앙	1	8.12	58.90	302.98	302.98	58.91	8.12
			2	43.03	280.19	396.21	396.21	280.20	43.02
		우측	1	0.53	22.40	53.69	308.54	296.26	49.69
			2	36.57	242.99	396.85	393.73	315.07	49.10
	DL	좌측	1	64.51	338.96	349.01	72.82	30.59	0.99
			2	64.25	368.19	443.87	461.85	277.93	45.42
		중앙	1	10.61	80.14	342.65	342.65	80.15	10.61
			2	55.07	324.31	454.07	454.07	324.32	55.06
		우측	1	0.99	30.59	72.83	349.01	338.96	64.50
			2	45.42	277.93	461.85	443.88	368.19	64.25
계				1216.47	1172.76	1224.83	1224.83	1172.77	1216.47

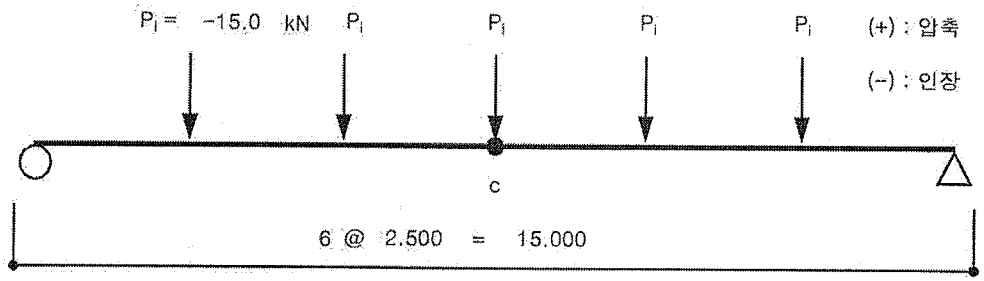
< A2 >

단위(KN)

구 분				BEAM 번호					
				G1	G2	G3	G4	G5	G6
고정	빔 자 중			32.29	34.11	33.82	33.81	34.09	32.31
	1차 고정하중			150.88	115.92	125.86	125.83	115.82	150.99
	2차 고정하중			77.62	52.75	39.49	39.95	50.03	80.18
활하중	군중하중			56.27	8.99	0.52	0.81	6.94	57.84
	DB	좌측	1	31.77	243.02	246.87	40.29	23.33	3.58
			2	33.89	262.07	311.43	315.40	205.13	29.05
		중앙	1	3.83	51.89	241.46	242.00	52.65	5.12
			2	29.83	233.99	313.48	314.69	235.02	33.83
		우측	1	3.93	21.97	39.02	246.87	242.59	36.50
			2	25.49	203.98	314.08	312.53	262.99	38.30
	DL	좌측	1	28.86	186.79	188.09	37.11	21.69	3.29
			2	31.03	206.50	235.82	247.19	158.56	25.26
		중앙	1	3.58	47.41	183.57	184.36	48.24	4.67
			2	26.69	182.83	241.54	242.63	183.41	30.25
		우측	1	3.61	20.57	35.77	187.79	186.03	33.18
			2	22.12	157.75	245.98	236.79	206.85	34.99
계				350.95	473.84	513.77	515.79	469.88	359.62

4.8 프리스트레스 계산

1) 제 1 경간 정모멘트부



① 초기 PRESTRESS의한 응력

M_i = 3 / 4 × P × L = −168.75 kN·m

$f_{st} = M_i / Z_x$ = −168.75 / 0.0083911 = −20110.6 kPa = −20.111 MPa

$f_{sb} = M_i / Z_x$ = −168.75 / −0.0083911 = 20110.6 kPa = 20.111 MPa

$\delta_c = 297 \cdot P_i \cdot L^3 / (3888\ E \cdot I)$ = −5.432206 mm

② COVER PL. 접합 및 하중 RELEASE로 PRESTRESS 도입

Z_{st} = 0.0089813 m³ $f_{st} = M_i / Z_{st}$ = 168.75 / 8.98125 = 18.7891 MPa

Z_{sb} = −0.0122966 m³ $f_{sb} = M_i / Z_{sb}$ = 168.75 / −12.29661 = −13.7233 MPa

Z_{pt} = 0.0089813 m³ $f_{pt} = M_i / Z_{pt}$ = 168.75 / 8.98125 = 18.7891 MPa

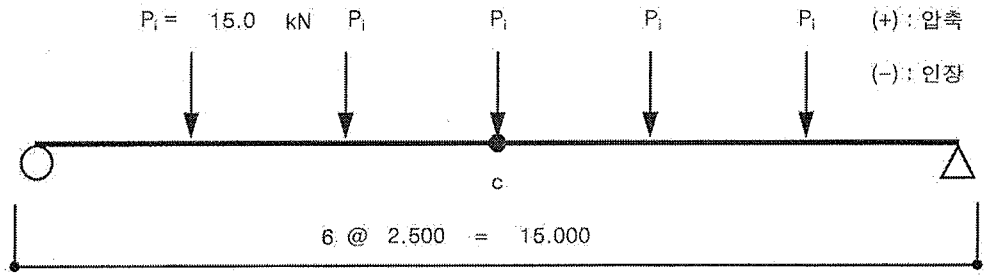
Z_{pb} = −0.0115515 m³ $f_{pb} = M_i / Z_{pb}$ = 168.75 / −11.55146 = −14.6085 MPa

$\delta_c = 297 \cdot P_i \cdot L^3 / (3888\ E \cdot I)$ = 4.391069 mm

③ 최종응력 조합 (단위 : MPa)

구 분		초기 P.S	하중 RELEASE	최종응력	허용응력	판 정
ROLLED BEAM	상연 f_{st}	−20.11	18.79	−1.32	190.00	O.K
	하연 f_{sb}	20.11	−13.72	6.39	190.00	O.K
COVER PLATE	상연 f_{pt}	−	18.79	18.79	215.00	O.K
	하연 f_{pb}	−	−14.61	−14.61	215.00	O.K
처 짐 (mm)		−5.432206	4.391069	−1.041137	−	−

2) 제 1 지점 부모멘트부



① 초기 PRESTRESS의한 응력

M_i = 3 / 4 × P × L = 168.75 kN·m

$f_{st} = M_i / Z_x$ = 168.75 / 0.0083911 = 20110.6 kPa = 20.111 MPa

$f_{sb} = M_i / Z_x$ = 168.75 / -0.0083911 = -20110.6 kPa = -20.111 MPa

$\delta_c = 297 \cdot P_i \cdot L^3 / (3888\ E \cdot I)$ = 5.432206 mm

② COVER PL. 접합 및 하중 RELEASE로 PRESTRESS 도입

Z_{st} = 0.0195705 m³ $f_{st} = M_i / Z_{st}$ = -168.75 / 19.57046 = -8.6227 MPa

Z_{sb} = -0.0226179 m³ $f_{sb} = M_i / Z_{sb}$ = -168.75 / -22.61785 = 7.4609 MPa

Z_{pt} = 0.0209229 m³ $f_{pt} = M_i / Z_{pt}$ = -168.75 / 20.92287 = -8.0653 MPa

Z_{pb} = -0.0210457 m³ $f_{pb} = M_i / Z_{pb}$ = -168.75 / -21.04568 = 8.0183 MPa

$\delta_c = 297 \cdot P_i \cdot L^3 / (3888\ E \cdot I)$ = -2.172223 mm

③ 최종응력 조합 (단위 : MPa)

구 분		초기 P.S	하중 RELEASE	최종응력	허용응력	판 정
ROLLED BEAM	상연 f_{st}	20.11	-8.62	11.49	190.00	O.K
	하연 f_{sb}	-20.11	7.46	-12.65	190.00	O.K
COVER PLATE	상연 f_{pt}	-	-8.07	-8.07	215.00	O.K
	하연 f_{pb}	-	8.02	8.02	215.00	O.K
처 짐 (mm)		5.432206	-2.172223	3.259983	-	-

5. 단 면 검 토

5.1 단면검토제원

1) 좌측 거더부

정모멘트 최대부	
위치구분	제 원
절점번호	J0105
단면번호	2
부정정 K	0.305
부재길이(m)	5.650

검 토 단 면 구성	
구 분	단면 제원
BEAM SECT.	H-808X302X16X30
UPP. COVER	PL-0X0
LOW. COVER	PL-250X22
SLAB EFF. W(m)	2.295

프리스트레스		
응 력 부 위		휨응력 (MPa)
BEAM	상연	-1.32
	하연	6.39
COVER PL.	상연	18.79
	하연	-14.61

단 면 력 집 계			
하 중 구 분	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	비틀림(kN.m)
합성전 고정하중	700.76	53.71	-0.22
합성후 고정하중	290.64	19.36	-8.53
합성후 활 하 중	746.95	43.22	25.52
지 점 침 하	67.81	6.00	0.51

부모멘트 최대부	
위치구분	제 원
절점번호	J0110
단면번호	3
부정정 K	-0.603
부재길이(m)	2.000

검 토 단 면 구성	
구 분	단면 제원
BEAM SECT.	H-808X302X16X30
UPP. COVER	PL-450X28
LOW. COVER	PL-600X28
SLAB EFF. W(m)	2.300

프리스트레스		
응 력 부 위		휨응력 (MPa)
BEAM	상연	11.49
	하연	-12.65
COVER PL.	상연	-8.07
	하연	8.02

단 면 력 집 계			
하 중 구 분	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	비틀림(kN.m)
합성전 고정하중	-2102.67	-352.82	-0.09
합성후 고정하중	-725.60	-128.29	-4.87
합성후 활 하 중	-827.36	-139.89	-16.07
지 점 침 하	-156.22	-5.97	-0.96

2) 내측 거더부

정모멘트 최대부	
위치구분	제 원
절점번호	J0405
단면번호	2
부정정 K	0.321
부재길이(m)	5.650

검 토 단 면 구성	
구 분	단면 제원
BEAM SECT.	H-808X302X16X30
UPP. COVER	PL-0X0
LOW. COVER	PL-250X22
SLAB EFF. W(m)	2.050

프리스트레스		
응 력 부 위		휨응력 (MPa)
BEAM	상연	-1.32
	하연	6.39
COVER PL.	상연	18.79
	하연	-14.61

단 면 력 집 계			
하 중 구 분	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	비틀림(kN.m)
합성전 고정하중	657.91	37.63	-0.09
합성후 고정하중	220.16	1.34	0.74
합성후 활 하 중	1094.98	232.54	22.96
지 점 침 하	64.18	5.68	0.39

부모멘트 최대부	
위치구분	제 원
절점번호	J0510
단면번호	3
부정정 K	-0.588
부재길이(m)	2.000

검 토 단 면 구성	
구 분	단면 제원
BEAM SECT.	H-808X302X16X30
UPP. COVER	PL-450X28
LOW. COVER	PL-600X28
SLAB EFF. W(m)	2.300

프리스트레스		
응 력 부 위		휨응력 (MPa)
BEAM	상연	11.49
	하연	-12.65
COVER PL.	상연	-8.07
	하연	8.02

단 면 력 집 계			
하 중 구 분	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	비틀림(kN.m)
합성전 고정하중	-1850.47	-289.76	-0.06
합성후 고정하중	-551.59	-94.32	-4.11
합성후 활 하 중	-1166.02	-299.05	-17.34
지 점 침 하	-151.24	-5.64	-0.89

3) 우측 거더부

정모멘트 최대부	
위치구분	제 원
절점번호	J0605
단면번호	2
부정정 K	0.347
부재길이(m)	5.650

검 토 단 면 구성	
구 분	단면 제원
BEAM SECT.	H-808X302X16X30
UPP. COVER	PL-0X0
LOW. COVER	PL-250X22
SLAB EFF. W(m)	2.300

프리스트레스		
응 력 부 위		휨응력 (MPa)
BEAM	상연	-1.32
	하연	6.39
COVER PL.	상연	18.79
	하연	-14.61

단 면 력 집 계			
하 중 구 분	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	비틀림(kN.m)
합성전 고정하중	701.50	53.64	-0.02
합성후 고정하중	304.25	18.43	3.96
합성후 활 하 중	744.76	41.94	21.10
지 점 침 하	64.94	5.74	0.49

부모멘트 최대부	
위치구분	제 원
절점번호	J0610
단면번호	3
부정정 K	-0.603
부재길이(m)	2.000

검 토 단 면 구성	
구 분	단면 제원
BEAM SECT.	H-808X302X16X30
UPP. COVER	PL-450X28
LOW. COVER	PL-600X28
SLAB EFF. W(m)	2.300

프리스트레스		
응 력 부 위		휨응력 (MPa)
BEAM	상연	11.49
	하연	-12.65
COVER PL.	상연	-8.07
	하연	8.02

단 면 력 집 계			
하 중 구 분	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	비틀림(kN.m)
합성전 고정하중	-2102.62	-352.77	0.11
합성후 고정하중	-723.33	-127.60	4.34
합성후 활 하 중	-829.46	-138.89	-24.65
지 점 침 하	-156.22	-5.79	-0.97

4) 현장이음부 (TYPE : 1)

정모멘트 연결부	
위치구분	제 원
절점번호	J0317
단면번호	2
부정정 K	0.752
부재길이(m)	4.125

검 토 단 면 구성	
구 분	단면 제원
BEAM SECT.	H-808X302X16X30
UPP. COVER	PL-0X0
LOW. COVER	PL-250X22
SLAB EFF. W(m)	2.050

프리스트레스		
응 력 부 위		휨응력 (MPa)
BEAM	상연	0.00
	하연	0.00
COVER PL.	상연	0.00
	하연	0.00

단 면 력 집 계			
하 중 구 분	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	비틀림(kN.m)
합성전 고정하중	488.59	84.67	-0.09
합성후 고정하중	134.71	25.08	0.74
합성후 활 하 중	863.80	210.79	22.96
지 점 침 하	23.32	5.68	0.39

5) 현장이음부 (TYPE : 2)

부모멘트 연결부	
위치구분	제 원
절점번호	J0413
단면번호	3
부정정 K	0.750
부재길이(m)	2.150

검 토 단 면 구성	
구 분	단면 제원
BEAM SECT.	H-808X302X16X30
UPP. COVER	PL-450X28
LOW. COVER	PL-600X28
SLAB EFF. W(m)	2.050

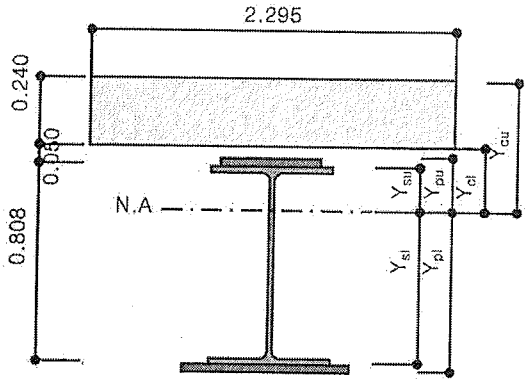
프리스트레스		
응 력 부 위		휨응력 (MPa)
BEAM	상연	0.00
	하연	0.00
COVER PL.	상연	0.00
	하연	0.00

단 면 력 집 계			
하 중 구 분	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	비틀림(kN.m)
합성전 고정하중	-99.91	-163.39	0.03
합성후 고정하중	-7.55	-43.42	1.63
합성후 활 하 중	-527.63	-221.82	-23.29
지 점 침 하	-108.68	-5.68	-0.91

5.2 좌측거더부 단면검토

1) 정모멘트 최대부 (J0105 단면 " 2 ")

(1) 단면상수



사용재료	강재규격	A (m^2)	I_{33} (m^4)
H-BEAM	H-808X302X16X30	0.030760	0.003390000
UPP COVER PL	PL-0X0	-	-
LOW COVER PL	PL-250X22	0.005500	0.000000222
UPP REBAR		-	-
LOW REBAR		-	-

압축플랜지의 고정점간 거리 : L = 5.650 m

구 분		단면적 A (m^2)	중립축 및 위치별 편심거리 (m)							단면2차모멘트 I_{33} (m^4)	크립계수 ϕ	탄성계수비 n	비고
			e	Y_{cu}	Y_{cl}	Y_{su}	Y_{sl}	Y_{pu}	Y_{pl}				
합성전	① 강재단면	0.0362600	0.4669	-	-	0.4669	-0.3411	-	-0.3631	0.00419378	-	-	
	② 슬 래 브	0.5508216	0.1200	0.1200	-0.1200	-	-	-	-	0.00264394	-	-	
	③ 철 근	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
합성후	① + ②/n	0.1051127	0.3397	0.3397	0.0997	0.0497	-0.7583	-	-0.7803	0.01416038	1	8	
	① + ②/n	0.0706864	0.4467	0.4467	0.2067	0.1567	-0.6513	-	-0.6733	0.01152362	2	16	크 리 프
	① + ②/n	0.0592109	0.5101	0.5101	0.2701	0.2201	-0.5879	-	-0.6099	0.01000603	4	24	건조수축
	① + ③/n	0.0362600	0.7569	0.6969	0.5569	0.4669	-0.3411	-	-0.3631	0.00419378	-	1	철 근

(2) 작용하중 (K = 0.305)

① 크리프에 의한 부재력

$N_c = M_d /(n \cdot I_v) \times d_c \cdot A_c$

$= \frac{290.64}{8 \times 0.01416038} \times 0.2197 \times 0.5508 = 310.52$ kN

$P_\phi = N_c \cdot (2 \cdot \phi_1) / (2+\phi_1) =$ 310.52 kN

$M_\phi = P_\phi \cdot d_{c1} =$ 310.52 × 0.3267 = 101.46 kN·m

② 온도차에 의한 부재력

$P_1 = E_s \cdot \alpha \cdot \Delta T \cdot Ac/n$

$= E_s \times \alpha \times 20 \times$ 0.034426 = 1693.78 kN

$M_v = P_1 \cdot d_c =$ 1693.78 × 0.2197 = 372.16 kN·m

③ 건조수축에 의한 부재력

$P_2 = E_{c2} \cdot \varepsilon_s \cdot A_c = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_c / n_2$

$= E_s \times \varepsilon_s \times$ 0.022951 = 846.89 kN

$M_{v2} = P_2 \cdot d_{c2} =$ 846.89 × 0.3901 = 330.34 kN·m

④ 단면력 집계

하중구분		휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	비틀림 (kN·m)
합성전	고정하중	700.76	53.71	-0.22
합성후	고정하중	290.64	19.36	-8.53
	활하중	746.95	43.22	25.52
	지점침하	67.81	6.00	0.51
	크리프	101.46	0.00	0.00
	건조수축	330.34	0.00	0.00
	온도차	372.16	0.00	0.00

(3) 단면응력검토

① 사용응력 산정 (단위 MPa)

구 분		합성전 응력		합성후 응력					
		P.S응력 (P)	고정하중 (D1)	고정하중 (D2)	활하중 (L)	지점침하 (S)	크리프 (C)	건조수축 (K)	온도차 (T)
슬 래 브	f_{cu}	-	-	0.872	2.240	0.203	-0.522	-0.727	-0.645
	f_{cl}	-	-	0.256	0.658	0.060	0.053	-0.828	-0.886
H-BEAM	f_{su}	-1.321	78.024	1.021	2.623	0.238	4.814	16.522	16.513
	f_{sl}	6.387	-56.988	-15.564	-39.998	-3.631	2.641	8.374	-10.027
COVER PL.	f_{pu}	18.789	-	-	-	-	-	-	-
	f_{pl}	-14.609	-60.664	-16.015	-41.159	-3.736	2.582	8.152	-9.850

② 허용휨응력 검토 (단위 MPa)

구 분		합성전 조합응력검토			합성후 조합응력조합						판 정
		D1+P	허용응력		D+L+S+P	D+L+S+C+K+P		D+L+S+C+K+T+P		허용응력	
			압축	인장		보정	조합응력	보정	조합응력	압축	인장	
슬 래 브	f_{cu}				3.31	1.00	2.07	1.15	1.24	10.80	1.89	O.K
	f_{cl}				0.97	1.00	0.20	1.15	-0.60			O.K
H-BEAM	f_{su}	76.70	132.49	190.00	80.58	1.15	88.63	1.30	91.10	190.00	190.00	O.K
	f_{sl}	-50.60			-109.79	1.00	-98.78	1.15	-94.61			O.K
COVER PL.	f_{pu}	-	145.08	215.00	-	1.15	-	1.30	-	215.00	215.00	O.K
	f_{pl}	-75.27			-136.18	1.00	-125.45	1.15	-117.65			O.K

③ 항복응력 검토 (단위 MPa)

구 분		합성전 응력조합	합성후 응력조합			항복응력	판 정
		1.3D1 + P	1.3D+2.15L+S+P	1.3D+2.15L+S+C+K+P	1.3D+2.15L+S+C+K+T+P		
슬 래 브	f_{cu}		6.15	4.90	4.26	16.20	O.K
	f_{cl}		1.81	1.03	0.15		O.K
H-BEAM	f_{su}	100.11	107.31	128.65	145.16	315.00	O.K
	f_{sl}	-67.70	-177.56	-166.54	-176.57		O.K
COVER PL.	f_{pu}	-	-	-	-	355.00	O.K
	f_{pl}	-93.47	-206.52	-195.79	-205.64		O.K

④ 전단응력 검토

· 전단력 : V = 122.28 kN

· 비틀림 : T = 17.28 kN·m

· 허용전단응력 : υ_a = 110.00 MPa

$$\cdot \upsilon = \frac{V}{A_w} + \frac{T \cdot t}{K} = \frac{122.28}{0.0120} + \frac{17.28 \times 0.016}{0.00133125727} = 10.42 \text{ MPa} \le \upsilon_a$$

----- O.K

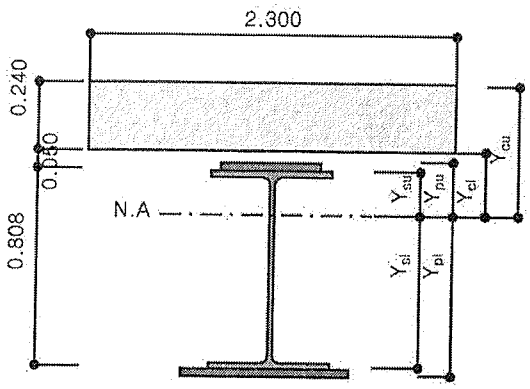
⑤ 합성응력검토

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon_a}\right)^2 = \left(\frac{109.79}{190.00}\right)^2 + \left(\frac{10.42}{110.00}\right)^2 = 0.343 \le 1.20$$

----- O.K

2) 부모멘트 최대부 (J0110 단면 " 3 ")

(1) 단면상수



사용재료	강재규격	A (m^2)	I_{33} (m^4)
H-BEAM	H-808X302X16X30	0.030760	0.003390000
UPP COVER PL	PL-450X28	0.012600	0.000000823
LOW COVER PL	PL-600X28	0.016800	0.000001098
UPP REBAR	H19@125	0.005272	-
LOW REBAR	H19@125	0.005272	-

압축플랜지의 고정점간 거리 : L = 2.000 m

구 분		단면적 A (m^2)	중립축 및 위치별 편심거리 (m)							단면2차모멘트 I_{33} (m^4)	크립계수 φ	탄성계수비 n	비고
			e	Y_{cu}	Y_{cl}	Y_{su}	Y_{sl}	Y_{pu}	Y_{pl}				
합성전	① 강재단면	0.0601600	0.4332	-	-	0.4332	-0.3748	0.4612	-0.4028	0.00847757	-	-	
	② 슬 래 브	0.5520000	0.1200	0.1200	-0.1200	-	-	-	-	0.00264960	-	-	
	③ 철 근	0.0105432	0.1300	0.0700	-0.0700	-	-	-	-	-	-	-	
합성후	① + ②/n	0.1291600	0.4009	0.4009	0.1609	0.1109	-0.6971	0.1389	-0.7251	0.02050177	1	8	
	① + ②/n	0.0946600	0.5033	0.5033	0.2633	0.2133	-0.5947	0.2413	-0.6227	0.01662050	2	16	크 리 프
	① + ②/n	0.0831600	0.5564	0.5564	0.3164	0.2664	-0.5416	0.2944	-0.5696	0.01464164	4	24	건조수축
	① + ③/n	0.0707032	0.6347	0.5747	0.4347	0.3447	-0.4633	0.3727	-0.4913	0.01163416	-	1	철 근

(2) 작용하중 (K = -0.603)

① 크리프에 의한 부재력

$N_c = M_d / (n \cdot I_v) \times d_c \cdot A_c$

$= \frac{-725.60}{8 \times 0.01163416} \times 0.4547 \times 0.5520 = -1956.87$ kN

$P_\phi = N_c \cdot (2 \cdot \phi_1) / (2+\phi_1) =$ -1956.87 kN

$M_\phi = P_\phi \cdot d_{c1} =$ -1956.87 × 0.5147 = -1007.254 kN·m

② 온도차에 의한 부재력

$P_1 = E_s \cdot \alpha \cdot \Delta T \cdot Ac/n$

$= E_s \times \alpha \times 20 \times$ 0.034500 = 1697.40 kN

$M_v = P_1 \cdot d_c =$ 1697.40 × 0.4547 = 771.85 kN·m

③ 건조수축에 의한 부재력

$P_2 = E_{c2} \cdot \varepsilon_s \cdot A_c = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_c / n_2$

$= E_s \times \varepsilon_s \times$ 0.023000 = 848.70 kN

$M_{v2} = P_2 \cdot d_{c2} =$ 848.70 × 0.5147 = 436.85 kN·m

④ 단면력 집계

하중구분		휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	비틀림 (kN·m)
합성전	고정하중	-2102.67	-352.82	-0.09
합성후	고정하중	-725.60	-128.29	-4.87
	활하중	-827.36	-139.89	-16.07
	지점침하	-156.22	-5.97	-0.96
	크리프	-1007.25	0.00	0.00
	건조수축	436.85	0.00	0.00
	온도차	771.85	0.00	0.00

(3) 단면응력검토

① 사용응력 산정 (단위 MPa)

구 분		합성전 응력		합성후 응력					
		P.S응력 (P)	고정하중 (D1)	고정하중 (D2)	활하중 (L)	지점침하 (S)	크리프 (C)	건조수축 (K)	온도차 (T)
철 근	f_{cu}	-	-	-35.845	-40.871	-7.717	2.324	-1.008	-1.017
	f_{cl}	-	-	-27.113	-30.915	-5.838	-4.984	2.162	-6.618
H-BEAM	f_{su}	11.488	-107.441	-21.500	-24.515	-4.629	-9.682	4.199	-10.218
	f_{sl}	-12.650	92.965	28.893	32.945	6.221	-51.861	22.492	42.539
COVER PL.	f_{pu}	-8.065	-114.386	-23.246	-26.506	-5.005	-8.220	3.565	-9.098
	f_{pl}	8.018	99.910	30.640	34.937	6.597	-53.322	23.126	43.659

② 허용휨응력 검토 (단위 MPa)

구 분		합성전 조합응력검토			합성후 조합응력조합						판 정
		D1+P	허용응력		D+L+S+P	D+L+S+C+K+P		D+L+S+C+K+T+P		허용응력	
			압축	인장		보정	조합응력	보정	조합응력	압축	인장	
철 근	f_{cu}				-84.43	1.00	-83.12	1.15	-73.16	180.00	160.00	O.K
	f_{cl}				-63.87	1.00	-66.69	1.15	-63.74			O.K
H-BEAM	f_{su}	-95.95	190.00	190.00	-146.60	1.00	-152.08	1.15	-141.13	190.00	190.00	O.K
	f_{sl}	80.32			148.38	1.15	103.48	1.15	140.47			O.K
COVER PL.	f_{pu}	-122.45	215.00	215.00	-177.21	1.00	-181.86	1.15	-166.05	215.00	215.00	O.K
	f_{pl}	107.93			180.10	1.15	130.35	1.15	168.32			O.K

③ 항복응력 검토 (단위 MPa)

구 분		합성전 응력조합	합성후 응력조합			항복응력	판 정
		1.3D1 + P	1.3D+2.15L+S+P	1.3D+2.15L+S+C+K+P	1.3D+2.15L+S+C+K+T+P		
철 근	f_{cu}		-142.19	-140.87	-141.89	400.00	O.K
	f_{cl}		-107.55	-110.38	-116.99		O.K
H-BEAM	f_{su}	-128.19	-213.47	-218.95	-229.17	315.00	O.K
	f_{sl}	108.20	222.82	193.45	235.99		O.K
COVER PL.	f_{pu}	-156.77	-248.98	-253.64	-262.73	355.00	O.K
	f_{pl}	137.90	259.44	229.25	272.91		O.K

④ 전단응력 검토

· 전단력 : V = -626.97 kN

· 비틀림 : T = -21.99 kN·m

· 허용전단응력 : υ_a = 110.00 MPa

$$\cdot \upsilon = \frac{V}{A_w} + \frac{T \cdot t}{K} = \frac{626.97}{0.0120} + \frac{21.99 \times 0.016}{0.00133125727} = 52.65 \text{ MPa} \le \upsilon_a$$

------ O.K

⑤ 합성응력검토

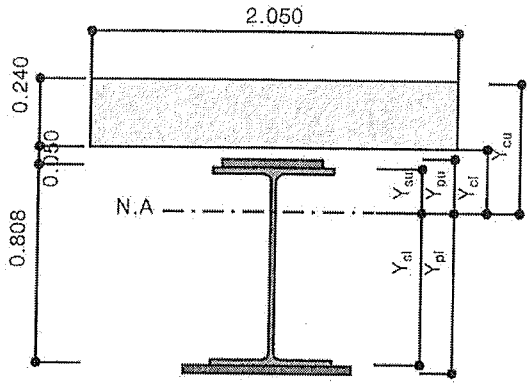
$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon_a}\right)^2 = \left(\frac{152.08}{190.00}\right)^2 + \left(\frac{52.65}{110.00}\right)^2 = 0.870 \le 1.20$$

------ O.K

5.3 내측거더부 단면검토

1) 정모멘트 최대부 (J0405 단면 " 2 ")

(1) 단면상수



사용재료	강재규격	A (m^2)	I_{33} (m^4)
H-BEAM	H-808X302X16X30	0.030760	0.003390000
UPP COVER PL	PL-0X0	-	-
LOW COVER PL	PL-250X22	0.005500	0.000000222
UPP REBAR		-	-
LOW REBAR		-	-

압축플랜지의 고정점간 거리 : L = 5.650 m

구 분		단면적 A (m^2)	중립축 및 위치별 편심거리 (m) e	Y_{cu}	Y_{ci}	Y_{su}	Y_{si}	Y_{pu}	Y_{pi}	단면2차모멘트 I_{33} (m^4)	크립계수 ϕ	탄성계수비 n	비고
합성전	① 강재단면	0.0362600	0.4669	-	-	0.4669	-0.3411	-	-0.3631	0.00419378	-	-	
	② 슬 래 브	0.4920000	0.1200	0.1200	-0.1200	-	-	-	-	0.00236160	-	-	
	③ 철 근	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
합성후	① + ②/n	0.0977600	0.3562	0.3562	0.1162	0.0662	-0.7418	-	-0.7638	0.01374341	1	8	
	① + ②/n	0.0670100	0.4647	0.4647	0.2247	0.1747	-0.6333	-	-0.6553	0.01109197	2	16	크 리 프
	① + ②/n	0.0567600	0.5269	0.5269	0.2869	0.2369	-0.5711	-	-0.5931	0.00960527	4	24	건조수축
	① + ③/n	0.0362600	0.7569	0.6969	0.5569	0.4669	-0.3411	-	-0.3631	0.00419378	-	1	철 근

(2) 작용하중 (K = 0.321)

① 크리프에 의한 부재력

$N_c = M_d /(n \cdot I_v) \times d_c \cdot A_c$

$= \frac{220.16}{8 \times 0.01374341} \times 0.2362 \times 0.4920 = 232.75$ kN

$P_\phi = N_c \cdot (2 \cdot \phi_1) / (2+\phi_1) =$ 232.75 kN

$M_\phi = P_\phi \cdot d_{c1} =$ 232.75 × 0.3447 = 80.22 kN·m

② 온도차에 의한 부재력

$P_1 = E_s \cdot \alpha \cdot \Delta T \cdot Ac/n$

$= E_s \times \alpha \times 20 \times$ 0.030750 = 1512.90 kN

$M_v = P_1 \cdot d_c =$ 1512.90 × 0.2362 = 357.42 kN·m

③ 건조수축에 의한 부재력

$P_2 = E_{c2} \cdot \varepsilon_s \cdot A_c = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_c/n_2$

$= E_s \times \varepsilon_s \times$ 0.020500 = 756.45 kN

$M_{v2} = P_2 \cdot d_{c2} =$ 756.45 × 0.4069 = 307.80 kN·m

④ 단면력 집계

하중구분		휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	비틀림 (kN·m)
합성전	고정하중	657.91	37.63	-0.09
합성후	고정하중	220.16	1.34	0.74
	활하중	1094.98	232.54	22.96
	지점침하	64.18	5.68	0.39
	크리프	80.22	0.00	0.00
	건조수축	307.80	0.00	0.00
	온도차	357.42	0.00	0.00

(3) 단면응력검토

① 사용응력 산정 (단위 MPa)

구 분		합성전 응력		합성후 응력					
		P.S응력 (P)	고정하중 (D1)	고정하중 (D2)	활하중 (L)	지점침하 (S)	크리프 (C)	건조수축 (K)	온도차 (T)
슬 래 브	f_{cu}	-	-	0.713	3.548	0.208	-0.429	-0.756	-0.693
	f_{cl}	-	-	0.233	1.158	0.068	0.017	-0.859	-0.944
H-BEAM	f_{su}	-1.321	73.253	1.061	5.278	0.309	3.879	15.766	16.029
	f_{sl}	6.387	-53.503	-11.883	-59.097	-3.464	2.002	7.448	-9.278
COVER PL.	f_{pu}	18.789	-	-	-	-	-	-	-
	f_{pl}	-14.609	-56.954	-12.235	-60.850	-3.567	1.951	7.221	-9.095

② 허용휨응력 검토 (단위 MPa)

구 분		합성전 조합응력검토			합성후 조합응력조합						판 정
		D1+P	허용응력		D+L+S+P	D+L+S+C+K+P		D+L+S+C+K+T+P		허용응력	
			압축	인장		보정	조합응력	보정	조합응력	압축	인장	
슬 래 브	f_{cu}				4.47	1.00	3.28	1.15	2.25	10.80	1.89	O.K
	f_{cl}				1.46	1.00	0.62	1.15	-0.29			O.K
H-BEAM	f_{su}	71.93	132.49	190.00	78.58	1.15	85.41	1.30	87.89	190.00	190.00	O.K
	f_{sl}	-47.12			-121.56	1.00	-112.11	1.15	-105.56			O.K
COVER PL.	f_{pu}	-	145.08	215.00	-	1.15	-	1.30	-	215.00	215.00	O.K
	f_{pl}	-71.56			-148.21	1.00	-139.04	1.15	-128.82			O.K

③ 항복응력 검토 (단위 MPa)

구 분		합성전 응력조합	합성후 응력조합			항복응력	판 정
		1.3D1 + P	1.3D+2.15L+S+P	1.3D+2.15L+S+C+K+P	1.3D+2.15L+S+C+K+T+P		
슬 래 브	f_{cu}		8.76	7.58	6.88	16.20	O.K
	f_{cl}		2.86	2.02	1.07		O.K
H-BEAM	f_{su}	93.91	106.94	126.59	142.62	315.00	O.K
	f_{sl}	-63.17	-209.14	-199.69	-208.97		O.K
COVER PL.	f_{pu}	-	-	-	-	355.00	O.K
	f_{pl}	-88.65	-238.95	-229.78	-238.87		O.K

④ 전단응력 검토

· 전단력 : V = 277.19 kN

· 비틀림 : T = 24.00 kN·m

· 허용전단응력 : υ_a = 110.00 MPa

$$\cdot \upsilon = \frac{V}{A_w} + \frac{T \cdot t}{K} = \frac{277.19}{0.0120} + \frac{24.00 \times 0.016}{0.00133125727} = 23.45 \text{ MPa} \le \upsilon_a$$

----- O.K

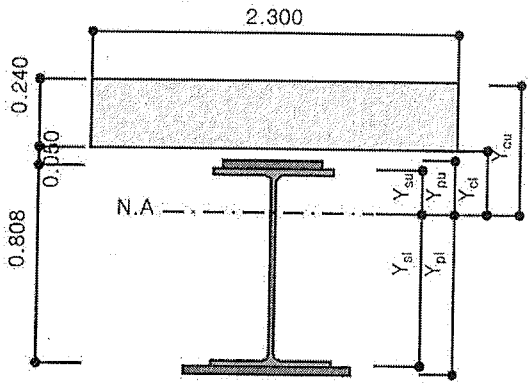
⑤ 합성응력검토

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon_a}\right)^2 = \left(\frac{121.56}{190.00}\right)^2 + \left(\frac{23.45}{110.00}\right)^2 = 0.455 \le 1.20$$

----- O.K

2) 부모멘트 최대부 (J0510 단면 " 3 ")

(1) 단면상수



사용재료	강재규격	A (m^2)	I_{33} (m^4)
H-BEAM	H-808X302X16X30	0.030760	0.003390000
UPP COVER PL	PL-450X28	0.012600	0.000000823
LOW COVER PL	PL-600X28	0.016800	0.000001098
UPP REBAR	H19@125	0.005272	-
LOW REBAR	H19@125	0.005272	-

압축플랜지의 고정점간 거리 : L = 2.000 m

구 분		단면적 A (m^2)	중립축 및 위치별 편심거리 (m) e	Y_{cu}	Y_{cl}	Y_{su}	Y_{sl}	Y_{pu}	Y_{pl}	단면2차모멘트 I_{33} (m^4)	크립계수 φ	탄성계수비 n	비고
합성전	① 강재단면	0.0601600	0.4332	-	-	0.4332	-0.3748	0.4612	-0.4028	0.00847757	-	-	
	② 슬 래 브	0.5520000	0.1200	0.1200	-0.1200	-	-	-	-	0.00264960	-	-	
	③ 철 근	0.0105432	0.1300	0.0700	-0.0700	-	-	-	-	-	-	-	
합성후	① + ②/n	0.1291600	0.4009	0.4009	0.1609	0.1109	-0.6971	0.1389	-0.7251	0.02050177	1	8	
	① + ②/n	0.0946600	0.5033	0.5033	0.2633	0.2133	-0.5947	0.2413	-0.6227	0.01662050	2	16	크 리 프
	① + ②/n	0.0831600	0.5564	0.5564	0.3164	0.2664	-0.5416	0.2944	-0.5696	0.01464164	4	24	건조수축
	① + ③/n	0.0707032	0.6347	0.5747	0.4347	0.3447	-0.4633	0.3727	-0.4913	0.01163416	-	1	철 근

(2) 작용하중 (K = -0.588)

① 크리프에 의한 부재력

$N_c = M_d /(n \cdot I_v) \times d_c \cdot A_c$

$= \frac{-551.59}{8 \times 0.01163416} \times 0.4547 \times 0.5520 = -1487.60$ kN

$P_\phi = N_c \cdot (2 \cdot \phi_1) / (2+\phi_1) =$ -1487.60 kN

$M_\phi = P_\phi \cdot d_{c1} =$ -1487.60 × 0.5147 = -765.71 kN·m

② 온도차에 의한 부재력

$P_1 = E_s \cdot \alpha \cdot \Delta T \cdot Ac/n$

$= E_s \times \alpha \times 20 \times$ 0.034500 = 1697.40 kN

$M_v = P_1 \cdot d_c =$ 1697.40 × 0.4547 = 771.85 kN·m

③ 건조수축에 의한 부재력

$P_2 = E_{c2} \cdot \varepsilon_s \cdot A_c = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_c/n_2$

$= E_s \times \varepsilon_s \times$ 0.023000 = 848.70 kN

$M_{v2} = P_2 \cdot d_{c2} =$ 848.70 × 0.5147 = 436.85 kN·m

④ 단면력 집계

하중구분		휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	비틀림 (kN·m)
합성전	고정하중	-1850.47	-289.76	-0.06
합성후	고정하중	-551.59	-94.32	-4.11
	활하중	-1166.02	-299.05	-17.34
	지점침하	-151.24	-5.64	-0.89
	크리프	-765.71	0.00	0.00
	건조수축	436.85	0.00	0.00
	온도차	771.85	0.00	0.00

(3) 단면응력검토

① 사용응력 산정 (단위 MPa)

구 분		합성전 응력		합성후 응력					
		P.S응력 (P)	고정하중 (D1)	고정하중 (D2)	활하중 (L)	지점침하 (S)	크리프 (C)	건조수축 (K)	온도차 (T)
철 근	f_{cu}	-	-	-27.249	-57.601	-7.471	1.192	-0.680	-1.597
	f_{cl}	-	-	-20.611	-43.570	-5.651	-4.224	2.410	-7.056
H-BEAM	f_{su}	11.488	-94.554	-16.344	-34.550	-4.481	-7.705	4.396	-10.566
	f_{sl}	-12.650	81.815	21.965	46.431	6.022	-38.960	22.228	42.072
COVER PL.	f_{pu}	-8.065	-100.666	-17.672	-37.356	-4.845	-6.622	3.778	-9.474
	f_{pl}	8.018	87.927	23.292	49.237	6.386	-40.043	22.845	43.163

② 허용휨응력 검토 (단위 MPa)

구 분		합성전 조합응력검토			합성후 조합응력조합						판 정
		D1+P	허용응력		D+L+S+P	D+L+S+C+K+P		D+L+S+C+K+T+P		허용응력	
			압축	인장		보정	조합응력	보정	조합응력	압축	인장	
철 근	f_{cu}				-92.32	1.00	-91.81	1.15	-81.22	180.00	160.00	O.K
	f_{cl}				-69.83	1.00	-71.65	1.15	-68.44			O.K
H-BEAM	f_{su}	-83.07	190.00	190.00	-138.44	1.00	-141.75	1.15	-132.45	190.00	190.00	O.K
	f_{sl}	69.17			143.58	1.15	110.30	1.15	146.89			O.K
COVER PL.	f_{pu}	-108.73	215.00	215.00	-168.60	1.00	-171.45	1.15	-157.32	215.00	215.00	O.K
	f_{pl}	95.94			174.86	1.15	137.10	1.15	174.63			O.K

③ 항복응력 검토 (단위 MPa)

구 분		합성전 응력조합	합성후 응력조합			항복응력	판 정
		1.3D1 + P	1.3D+2.15L+S+P	1.3D+2.15L+S+C+K+P	1.3D+2.15L+S+C+K+T+P		
철 근	f_{cu}		-166.74	-166.23	-167.82	400.00	O.K
	f_{cl}		-126.12	-127.94	-134.99		O.K
H-BEAM	f_{su}	-111.43	-211.44	-214.75	-225.32	315.00	O.K
	f_{sl}	93.71	228.11	211.38	253.45		O.K
COVER PL.	f_{pu}	-138.93	-247.07	-249.91	-259.38	355.00	O.K
	f_{pl}	122.32	264.85	247.65	290.81		O.K

④ 전단응력 검토

· 전단력 : V = -688.78 kN

· 비틀림 : T = -22.40 kN·m

· 허용전단응력 : υ_a = 110.00 MPa

$$\cdot \upsilon = \frac{V}{A_w} + \frac{T \cdot t}{K} = \frac{688.78}{0.0120} + \frac{22.40 \times 0.016}{0.00133125727} = 57.82 \text{ MPa} \leq \upsilon_a$$

----- O.K

⑤ 합성응력검토

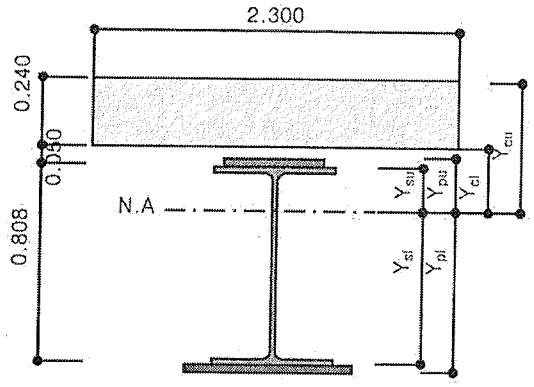
$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon_a}\right)^2 = \left(\frac{146.89}{190.00}\right)^2 + \left(\frac{57.82}{110.00}\right)^2 = 0.874 \leq 1.20$$

----- O.K

5.4 우측거더부 단면검토

1) 정모멘트 최대부 (J0605 단면 " 2 ")

(1) 단면상수



사용재료	강재규격	A (m^2)	I_{33} (m^4)
H-BEAM	H-808X302X16X30	0.030760	0.003390000
UPP COVER PL	PL-0X0	-	-
LOW COVER PL	PL-250X22	0.005500	0.000000222
UPP REBAR		-	-
LOW REBAR		-	-

압축플랜지의 고정점간 거리 : L = 5.650 m

구 분		단면적 A (m^2)	중립축 및 위치별 편심거리 (m) e	Y_{cu}	Y_{cl}	Y_{su}	Y_{sl}	Y_{pu}	Y_{pl}	단면2차모멘트 I_{33} (m^4)	크립계수 φ	탄성계수비 n	비고
합성전	① 강재단면	0.0362600	0.4669	-	-	0.4669	-0.3411	-	-0.3631	0.00419378	-	-	
	② 슬 래 브	0.5520000	0.1200	0.1200	-0.1200	-	-	-	-	0.00264960	-	-	
	③ 철 근	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
합성후	① + ②/n	0.1052600	0.3394	0.3394	0.0994	0.0494	-0.7586	-	-0.7806	0.01416819	1	8	
	① + ②/n	0.0707600	0.4464	0.4464	0.2064	0.1564	-0.6516	-	-0.6736	0.01153183	2	16	크 리 프
	① + ②/n	0.0592600	0.5097	0.5097	0.2697	0.2197	-0.5883	-	-0.6103	0.01001373	4	24	건조수축
	① + ③/n	0.0362600	0.7569	0.6969	0.5569	0.4669	-0.3411	-	-0.3631	0.00419378	-	1	철 근

(2) 작용하중 (K = 0.347)

① 크리프에 의한 부재력

$N_c = M_d / (n \cdot I_v) \times d_c \cdot A_c$

$= \frac{304.25}{8 \times 0.01416819} \times 0.2194 \times 0.5520 = 325.11$ kN

$P_\phi = N_c \cdot (2 \cdot \phi_1) / (2+\phi_1) =$ 325.11 kN

$M_\phi = P_\phi \cdot d_{c1} =$ 325.11 × 0.3264 = 106.12 kN·m

② 온도차에 의한 부재력

$P_1 = E_s \cdot \alpha \cdot \Delta T \cdot Ac/n$

$= E_s \times \alpha \times 20 \times$ 0.034500 = 1697.40 kN

$M_v = P_1 \cdot d_c =$ 1697.40 × 0.2194 = 372.44 kN·m

③ 건조수축에 의한 부재력

$P_2 = E_{c2} \cdot \varepsilon_s \cdot A_c = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_c / n_2$

$= E_s \times \varepsilon_s \times$ 0.023000 = 848.70 kN

$M_{v2} = P_2 \cdot d_{c2} =$ 848.70 × 0.3897 = 330.77 kN·m

④ 단면력 집계

하중구분		휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	비틀림 (kN·m)
합성전	고정하중	701.50	53.64	-0.02
합성후	고정하중	304.25	18.43	3.96
	활하중	744.76	41.94	21.10
	지점침하	64.94	5.74	0.49
	크리프	106.12	0.00	0.00
	건조수축	330.77	0.00	0.00
	온도차	372.44	0.00	0.00

(3) 단면응력검토

① 사용응력 산정 (단위 MPa)

구 분		합성전 응력		합성후 응력					
		P.S응력 (P)	고정하중 (D1)	고정하중 (D2)	활하중 (L)	지점침하 (S)	크리프 (C)	건조수축 (K)	온도차 (T)
슬 래 브	f_{cu}	-	-	0.911	2.230	0.194	-0.535	-0.697	-0.597
	f_{cl}	-	-	0.267	0.653	0.057	0.062	-0.812	-0.871
H-BEAM	f_{su}	-1.321	78.107	1.061	2.598	0.227	5.094	16.842	16.577
	f_{sl}	6.387	-57.048	-16.290	-39.875	-3.477	2.513	7.575	-9.202
COVER PL.	f_{pu}	18.789	-	-	-	-	-	-	-
	f_{pl}	-14.609	-60.728	-16.762	-41.032	-3.578	2.442	7.322	-9.001

② 허용휨응력 검토 (단위 MPa)

구 분		합성전 조합응력검토			합성후 조합응력조합						판 정
		D1+P	허용응력		D+L+S+P	D+L+S+C+K+P		D+L+S+C+K+T+P		허용응력	
			압축	인장		보정	조합응력	보정	조합응력	압축	인장	
슬 래 브	f_{cu}				3.34	1.00	2.10	1.15	1.31	10.80	1.89	O.K
	f_{cl}				0.98	1.00	0.23	1.15	-0.56			O.K
H-BEAM	f_{su}	76.79	132.49	190.00	80.67	1.15	89.22	1.30	91.68	190.00	190.00	O.K
	f_{sl}	-50.66			-110.30	1.00	-100.22	1.15	-95.15			O.K
COVER PL.	f_{pu}	-	145.08	215.00	-	1.15	-	1.30	-	215.00	215.00	O.K
	f_{pl}	-75.34			-136.71	1.00	-126.94	1.15	-118.21			O.K

③ 항복응력 검토 (단위 MPa)

구 분		합성전 응력조합	합성후 응력조합			항복응력	판 정
		1.3D1 + P	1.3D+2.15L+S+P	1.3D+2.15L+S+C+K+P	1.3D+2.15L+S+C+K+T+P		
슬 래 브	f_{cu}		6.17	4.94	4.34	16.20	O.K
	f_{cl}		1.81	1.06	0.19		O.K
H-BEAM	f_{su}	100.22	107.41	129.34	145.92	315.00	O.K
	f_{sl}	-67.78	-178.16	-168.07	-177.28		O.K
COVER PL.	f_{pu}	-	-	-	-	355.00	O.K
	f_{pl}	-93.56	-207.14	-197.38	-206.38		O.K

④ 전단응력 검토

· 전단력 : V = 119.77 kN

· 비틀림 : T = 25.53 kN·m

· 허용전단응력 : υ_a = 110.00 MPa

$$\cdot \upsilon = \frac{V}{A_w} + \frac{T \cdot t}{K} = \frac{119.77}{0.0120} + \frac{25.53 \times 0.016}{0.00133125727} = 10.31 \text{ MPa} \le \upsilon_a$$

----- O.K

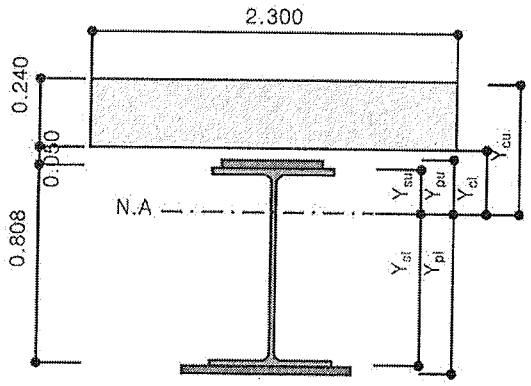
⑤ 합성응력검토

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon_a}\right)^2 = \left(\frac{110.30}{190.00}\right)^2 + \left(\frac{10.31}{110.00}\right)^2 = 0.346 \le 1.20$$

------ O.K

2) 부모멘트 최대부 (J0610 단면 " 3 ")

(1) 단면상수



사용재료	강재규격	A (m^2)	I_{33} (m^4)
H-BEAM	H-808X302X16X30	0.030760	0.003390000
UPP COVER PL	PL-450X28	0.012600	0.000000823
LOW COVER PL	PL-600X28	0.016800	0.000001098
UPP REBAR	H19@125	0.005272	-
LOW REBAR	H19@125	0.005272	-

압축플랜지의 고정점간 거리 : L = 2.000 m

구 분		단면적 A (m^2)	중립축 및 위치별 편심거리 (m) e	Y_{cu}	Y_{cl}	Y_{su}	Y_{sl}	Y_{pu}	Y_{pl}	단면2차모멘트 I_{33} (m^4)	크립계수 φ	탄성계수비 n	비고
합성전	① 강재단면	0.0601600	0.4332	-	-	0.4332	-0.3748	0.4612	-0.4028	0.00847757	-	-	
	② 슬 래 브	0.5520000	0.1200	0.1200	-0.1200	-	-	-	-	0.00264960	-	-	
	③ 철 근	0.0105432	0.1300	0.0700	-0.0700	-	-	-	-	-	-	-	
합성후	① + ②/n	0.1291600	0.4009	0.4009	0.1609	0.1109	-0.6971	0.1389	-0.7251	0.02050177	1	8	
	① + ②/n	0.0946600	0.5033	0.5033	0.2633	0.2133	-0.5947	0.2413	-0.6227	0.01662050	2	16	크 리 프
	① + ②/n	0.0831600	0.5564	0.5564	0.3164	0.2664	-0.5416	0.2944	-0.5696	0.01464164	4	24	건조수축
	① + ③/n	0.0707032	0.6347	0.5747	0.4347	0.3447	-0.4633	0.3727	-0.4913	0.01163416	-	1	철 근

(2) 작용하중 (K = -0.603)

① 크리프에 의한 부재력

$N_c = M_d /(n \cdot I_v) \times d_c \cdot A_c$

$= \frac{-723.33}{8 \times 0.01163416} \times 0.4547 \times 0.5520 = -1950.75$ kN

$P_\phi = N_c \cdot (2 \cdot \phi_1) / (2+\phi_1) =$ -1950.75 kN

$M_\phi = P_\phi \cdot d_{c1} =$ -1950.75 × 0.5147 = -1004.11 kN·m

② 온도차에 의한 부재력

$P_1 = E_s \cdot \alpha \cdot \Delta T \cdot Ac/n$

$= E_s \times \alpha \times 20 \times$ 0.034500 = 1697.40 kN

$M_v = P_1 \cdot d_c =$ 1697.40 × 0.4547 = 771.85 kN·m

③ 건조수축에 의한 부재력

$P_2 = E_{c2} \cdot \varepsilon_s \cdot A_c = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_c/n_2$

$= E_s \times \varepsilon_s \times$ 0.023000 = 848.70 kN

$M_{v2} = P_2 \cdot d_{c2} =$ 848.70 × 0.5147 = 436.85 kN·m

④ 단면력 집계

하중구분		휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	비틀림 (kN·m)
합성전	고정하중	-2102.62	-352.77	0.11
합성후	고정하중	-723.33	-127.60	4.34
	활하중	-829.46	-138.89	-24.65
	지점침하	-156.22	-5.79	-0.97
	크리프	-1004.11	0.00	0.00
	건조수축	436.85	0.00	0.00
	온도차	771.85	0.00	0.00

(3) 단면응력검토

① 사용응력 산정 (단위 MPa)

구 분		합성전 응력		합성후 응력					
		P.S응력 (P)	고정하중 (D1)	고정하중 (D2)	활하중 (L)	지점침하 (S)	크리프 (C)	건조수축 (K)	온도차 (T)
철 근	f_{cu}	-	-	-35.733	-40.975	-7.717	2.324	-1.011	-1.012
	f_{cl}	-	-	-27.028	-30.994	-5.837	-4.963	2.159	-6.614
H-BEAM	f_{su}	11.488	-107.438	-21.433	-24.577	-4.629	-9.648	4.197	-10.215
	f_{sl}	-12.650	92.963	28.803	33.029	6.221	-51.704	22.494	42.543
COVER PL.	f_{pu}	-8.065	-114.383	-23.174	-26.574	-5.005	-8.190	3.563	-9.094
	f_{pl}	8.018	99.907	30.544	35.025	6.597	-53.161	23.129	43.664

② 허용휨응력 검토 (단위 MPa)

구 분		합성전 조합응력검토			합성후 조합응력조합						판 정
		D1+P	허용응력		D+L+S+P	D+L+S+C+K+P		D+L+S+C+K+T+P		허용응력	
			압축	인장		보정	조합응력	보정	조합응력	압축	인장	
철 근	f_{cu}				-84.42	1.00	-83.11	1.15	-73.15	180.00	160.00	O.K
	f_{cl}				-63.86	1.00	-66.66	1.15	-63.72			O.K
H-BEAM	f_{su}	-95.95	190.00	190.00	-146.59	1.00	-152.04	1.15	-141.09	190.00	190.00	O.K
	f_{sl}	80.31			148.37	1.15	103.61	1.15	140.61			O.K
COVER PL.	f_{pu}	-122.45	215.00	215.00	-177.20	1.00	-181.83	1.15	-166.02	215.00	215.00	O.K
	f_{pl}	107.93			180.09	1.15	130.49	1.15	168.45			O.K

③ 항복응력 검토 (단위 MPa)

구 분		합성전 응력조합	합성후 응력조합			항복응력	판 정
		1.3D1 + P	1.3D+2.15L+S+P	1.3D+2.15L+S+C+K+P	1.3D+2.15L+S+C+K+T+P		
철 근	f_{cu}		-142.27	-140.95	-141.97	400.00	O.K
	f_{cl}		-107.61	-110.41	-117.03		O.K
H-BEAM	f_{su}	-128.18	-213.51	-218.97	-229.18	315.00	O.K
	f_{sl}	108.20	222.88	193.67	236.21		O.K
COVER PL.	f_{pu}	-156.76	-249.03	-253.65	-262.75	355.00	O.K
	f_{pl}	137.90	259.51	229.47	273.14		O.K

④ 전단응력 검토

· 전단력 : V = -625.05 kN

· 비틀림 : T = -21.17 kN·m

· 허용전단응력 : υ_a = 110.00 MPa

$$\cdot \upsilon = \frac{V}{A_w} + \frac{T \cdot t}{K} = \frac{625.05}{0.0120} + \frac{21.17 \times 0.016}{0.00133125727} = 52.48 \text{ MPa} \le \upsilon_a$$

----- O.K

⑤ 합성응력검토

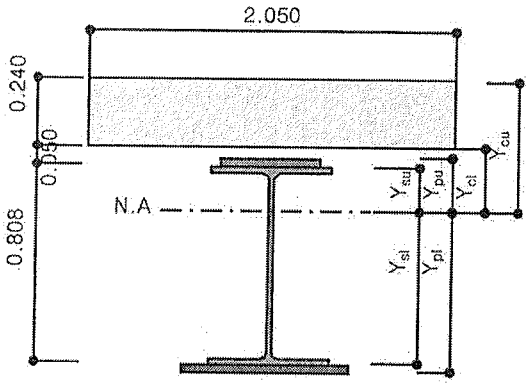
$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon_a}\right)^2 = \left(\frac{152.04}{190.00}\right)^2 + \left(\frac{52.48}{110.00}\right)^2 = 0.868 \le 1.20$$

----- O.K

5.5 주형연결부 단면검토

1) TYPE : 1 정모멘트 연결부 (J0317 단면 " 2 ")

(1) 단면상수



사용재료	강재규격	A (m^2)	I_{33} (m^4)
H-BEAM	H-808X302X16X30	0.030760	0.003390000
UPP COVER PL	PL-0X0	-	-
LOW COVER PL	PL-250X22	0.005500	0.000000222
UPP REBAR		-	-
LOW REBAR		-	-

압축플랜지의 고정점간 거리 : L = 4.125 m

구 분		단면적 A (m^2)	중립축 및 위치별 편심거리 (m)							단면2차모멘트 I_{33} (m^4)	크립계수 ϕ	탄성계수비 n	비고
			e	Y_{cu}	Y_{cl}	Y_{su}	Y_{sl}	Y_{pu}	Y_{pl}				
합성전	① 강재단면	0.0362600	0.4669	-	-	0.4669	-0.3411	-	-0.3631	0.00419378	-	-	
	② 슬 래 브	0.4920000	0.1200	0.1200	-0.1200	-	-	-	-	0.00236160	-	-	
	③ 철 근	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
합성후	① + ②/n	0.0977600	0.3562	0.3562	0.1162	0.0662	-0.7418	-	-0.7638	0.01374341	1	8	
	① + ②/n	0.0670100	0.4647	0.4647	0.2247	0.1747	-0.6333	-	-0.6553	0.01109197	2	16	크 리 프
	① + ②/n	0.0567600	0.5269	0.5269	0.2869	0.2369	-0.5711	-	-0.5931	0.00960527	4	24	건조수축
	① + ③/n	0.0362600	0.7569	0.6969	0.5569	0.4669	-0.3411	-	-0.3631	0.00419378	-	1	철 근

(2) 작용하중 (K = 0.752)

① 크리프에 의한 부재력

$N_c = M_d / (n \cdot I_v) \times d_c \cdot A_c$

$= \frac{134.71}{8 \times 0.01374341} \times 0.2362 \times 0.4920 = 142.41$ kN

$P_\phi = N_c \cdot (2 \cdot \phi_1) / (2+\phi_1) =$ 142.41 kN

$M_\phi = P_\phi \cdot d_{c1} =$ 142.41 × 0.3447 = 49.08 kN·m

② 온도차에 의한 부재력

$P_1 = E_s \cdot \alpha \cdot \Delta T \cdot Ac/n$

$= E_s \times \alpha \times 20 \times$ 0.030750 = 1512.90 kN

$M_v = P_1 \cdot d_c =$ 1512.90 × 0.2362 = 357.42 kN·m

③ 건조수축에 의한 부재력

$P_2 = E_{c2} \cdot \varepsilon_s \cdot A_c = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_c / n_2$

$= E_s \times \varepsilon_s \times$ 0.020500 = 756.45 kN

$M_{v2} = P_2 \cdot d_{c2} =$ 756.45 × 0.4069 = 307.80 kN·m

④ 단면력 집계

하중구분		휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	비틀림 (kN·m)
합성전	고정하중	488.59	84.67	-0.09
합성후	고정하중	134.71	25.08	0.74
	활하중	863.80	210.79	22.96
	지점침하	23.32	5.68	0.39
	크리프	49.08	0.00	0.00
	건조수축	307.80	0.00	0.00
	온도차	357.42	0.00	0.00

(3) 단면응력검토

① 사용응력 산정 (단위 MPa)

구 분		합성전 응력		합성후 응력					
		P.S응력 (P)	고정하중 (D1)	고정하중 (D2)	활하중 (L)	지점침하 (S)	크리프 (C)	건조수축 (K)	온도차 (T)
슬 래 브	f_{cu}	-	-	0.436	2.799	0.076	-0.207	-0.453	-0.195
	f_{cl}	-	-	0.142	0.913	0.025	0.037	-0.694	-0.782
H-BEAM	f_{su}	-	54.401	0.649	4.164	0.112	2.706	19.033	16.771
	f_{sl}	-	-39.734	-7.270	-46.621	-1.258	0.019	-0.428	-0.977
COVER PL.	f_{pu}	-	-	-	-	-	-	-	-
	f_{pl}	-	-42.297	-7.486	-48.003	-1.296	-0.054	-0.958	-0.547

② 허용휨응력 검토 (단위 MPa)

구 분		합성전 조합응력검토			합성후 조합응력조합						판 정
		D1+P	허용응력		D+L+S+P	D+L+S+C+K+P		D+L+S+C+K+T+P		허용응력	
			압축	인장		보정	조합응력	보정	조합응력	압축	인장	
슬 래 브	f_{cu}				3.31	1.00	2.65	1.15	2.14	10.80	1.89	O.K
	f_{cl}				1.08	1.00	0.42	1.15	-0.31			O.K
H-BEAM	f_{su}	54.40	152.23	190.00	59.33	1.15	70.49	1.30	75.26	190.00	190.00	O.K
	f_{sl}	-39.73			-94.88	1.00	-95.29	1.15	-83.71			O.K
COVER PL.	f_{pu}	-	168.76	215.00	-	1.15	-	1.30	-	215.00	215.00	O.K
	f_{pl}	-42.30			-99.08	1.00	-100.09	1.15	-87.51			O.K

③ 항복응력 검토 (단위 MPa)

구 분		합성전 응력조합	합성후 응력조합			항복응력	판 정
		1.3D1 + P	1.3D+2.15L+S+P	1.3D+2.15L+S+C+K+P	1.3D+2.15L+S+C+K+T+P		
슬 래 브	f_{cu}		6.66	6.00	5.80	16.20	O.K
	f_{cl}		2.17	1.52	0.73		O.K
H-BEAM	f_{su}	70.72	80.63	102.37	119.14	315.00	O.K
	f_{sl}	-51.65	-162.60	-163.01	-163.98		O.K
COVER PL.	f_{pu}	-	-	-	-	355.00	O.K
	f_{pl}	-54.99	-169.22	-170.23	-170.78		O.K

④ 전단응력 검토

· 전단력 : V = 326.21 kN

· 비틀림 : T = 24.00 kN·m

· 허용전단응력 : υ_a = 110.00 MPa

$$\cdot \upsilon = \frac{V}{A_w} + \frac{T \cdot t}{K} = \frac{326.21}{0.0120} + \frac{24.00 \times 0.016}{0.00133125727} = 27.55 \text{ MPa} \le \upsilon_a$$

----- O.K

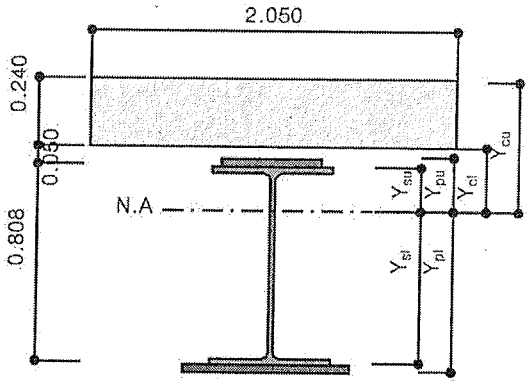
⑤ 합성응력검토

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon_a}\right)^2 = \left(\frac{95.29}{190.00}\right)^2 + \left(\frac{27.55}{110.00}\right)^2 = 0.314 \le 1.20$$

----- O.K

3) TYPE : 2 부모멘트 연결부 (J0413 단면 " 3 ")

(1) 단면상수



사용재료	강재규격	A (m^2)	I_{33} (m^4)
H-BEAM	H-808X302X16X30	0.030760	0.003390000
UPP COVER PL	PL-450X28	0.012600	0.000000823
LOW COVER PL	PL-600X28	0.016800	0.000001098
UPP REBAR		-	-
LOW REBAR		-	-

압축플렌지의 고정점간 거리 : L = 2.150 m

구 분		단면적 A (m^2)	중립축 및 위치별 편심거리 (m) e	Y_{cu}	Y_{cl}	Y_{su}	Y_{sl}	Y_{pu}	Y_{pl}	단면2차모멘트 I_{33} (m^4)	크립계수 φ	탄성계수비 n	비고
합성전	① 강재단면	0.0601600	0.4332	-	-	0.4332	-0.3748	0.4612	-0.4028	0.00847757	-	-	
	② 슬 래 브	0.4920000	0.1200	0.1200	-0.1200	-	-	-	-	0.00236160	-	-	
	③ 철 근	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
합성후	① + ②/n	0.1216600	0.4183	0.4183	0.1783	0.1283	-0.6797	0.1563	-0.7077	0.01983728	1	8	
	① + ②/n	0.0909100	0.5192	0.5192	0.2792	0.2292	-0.5788	0.2572	-0.6068	0.01602869	2	16	크 리 프
	① + ②/n	0.0806600	0.5699	0.5699	0.3299	0.2799	-0.5281	0.3079	-0.5561	0.01413886	4	24	건조수축
	① + ③/n	0.0601600	0.7232	0.6632	0.5232	0.4332	-0.3748	0.4612	-0.4028	0.00847757	-	1	철 근

(2) 작용하중 (K = 0.750)

① 크리프에 의한 부재력

$N_c = M_d /(n \cdot I_v) \times d_c \cdot A_c$

$= \frac{-7.55}{8 \times 0.01983728} \times 0.2983 \times 0.4920 = -6.98$ kN

$P_\phi = N_c \cdot (2 \cdot \phi_1) / (2+\phi_1) =$ -6.98 kN

$M_\phi = P_\phi \cdot d_{c1} =$ -6.98 × 0.3992 = -2.79 kN·m

② 온도차에 의한 부재력

$P_1 = E_s \cdot \alpha \cdot \Delta T \cdot Ac/n$

$= E_s \times \alpha \times 20 \times$ 0.030750 = 1512.90 kN

$M_v = P_1 \cdot d_c =$ 1512.90 × 0.2983 = 451.25 kN·m

③ 건조수축에 의한 부재력

$P_2 = E_{c2} \cdot \varepsilon_s \cdot A_c = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_c/n_2$

$= E_s \times \varepsilon_s \times$ 0.020500 = 756.45 kN

$M_{v2} = P_2 \cdot d_{c2} =$ 756.45 × 0.4499 = 340.31 kN·m

④ 단면력 집계

하중구분		휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	비틀림 (kN·m)
합성전	고정하중	-99.91	-163.39	0.03
합성후	고정하중	-7.55	-43.42	1.63
	활하중	-527.63	-221.82	-23.29
	지점침하	-108.68	-5.68	-0.91
	크리프	-2.79	0.00	0.00
	건조수축	340.31	0.00	0.00
	온도차	451.25	0.00	0.00

(3) 단면응력검토

① 사용응력 산정 (단위 MPa)

구 분		합성전 응력		합성후 응력					
		P.S응력 (P)	고정하중 (D1)	고정하중 (D2)	활하중 (L)	지점침하 (S)	크리프 (C)	건조수축 (K)	온도차 (T)
슬 래 브	f_{cu}	-	-	-0.020	-1.391	-0.286	0.011	-0.718	-2.446
	f_{cl}	-	-	-0.008	-0.593	-0.122	0.001	-0.899	-1.935
H-BEAM	f_{su}	-	-5.105	-0.049	-3.412	-0.703	-0.107	14.430	-14.623
	f_{sl}	-	4.417	0.259	18.080	3.724	-0.001	-0.153	0.841
COVER PL.	f_{pu}	-	-5.435	-0.059	-4.156	-0.856	-0.110	14.935	-15.101
	f_{pl}	-	4.747	0.269	18.824	3.877	0.002	-0.659	0.364

② 허용휨응력 검토 (단위 MPa)

구 분		합성전 조합응력검토			합성후 조합응력조합						판 정
		D1+P	허용응력		D+L+S+P	D+L+S+C+K+P		D+L+S+C+K+T+P		허용응력	
			압축	인장		보정	조합응력	보정	조합응력	압축	인장	
슬 래 브	f_{cu}				-1.70	1.00	-2.40	1.15	-4.22	10.80	0.68	N.G
	f_{cl}				-0.72	1.00	-1.62	1.15	-3.09			N.G
H-BEAM	f_{su}	-5.11	175.00	175.00	-9.27	1.00	5.05	1.15	-8.32	175.00	175.00	O.K
	f_{sl}	4.42			26.48	1.15	22.89	1.15	23.62			O.K
COVER PL.	f_{pu}	-5.44	200.00	200.00	-10.51	1.00	4.32	1.15	-9.38	200.00	200.00	O.K
	f_{pl}	4.75			27.72	1.15	23.53	1.15	23.85			O.K

③ 항복응력 검토 (단위 MPa)

구 분		합성전 응력조합	합성후 응력조합			항복응력	판 정
		1.3D1 + P	1.3D+2.15L+S+P	1.3D+2.15L+S+C+K+P	1.3D+2.15L+S+C+K+T+P		
슬 래 브	f_{cu}		-3.30	-4.01	-6.46	16.20	O.K
	f_{cl}		-1.41	-2.30	-4.24		O.K
H-BEAM	f_{su}	-6.64	-14.74	-0.42	-15.04	315.00	O.K
	f_{sl}	5.74	48.67	48.52	49.36		O.K
COVER PL.	f_{pu}	-7.07	-16.94	-2.11	-17.21	355.00	O.K
	f_{pl}	6.17	50.87	50.21	50.58		O.K

④ 전단응력 검토

· 전단력 : V = -434.32 kN

· 비틀림 : T = -22.54 kN·m

· 허용전단응력 : υ_a = 100.00 MPa

$$\cdot \upsilon = \frac{V}{A_w} + \frac{T \cdot t}{K} = \frac{434.32}{0.0120} + \frac{22.54 \times 0.016}{0.00133125727} = 36.56 \text{ MPa} \le \upsilon_a$$

----- O.K

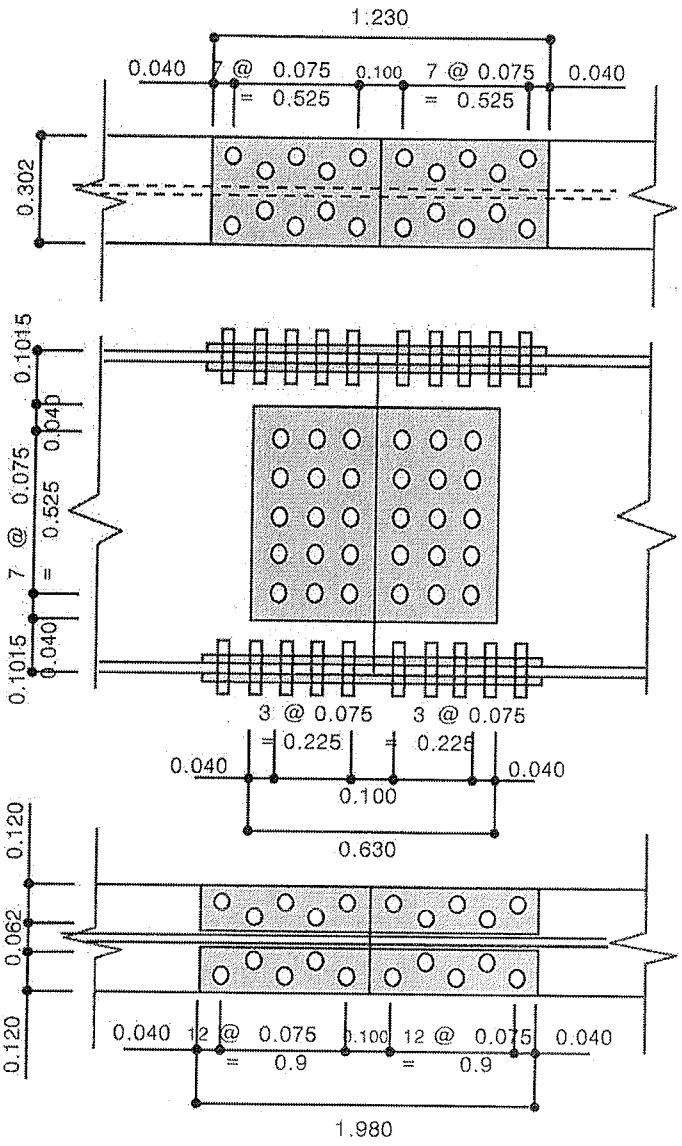
⑤ 합성응력검토

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon_a}\right)^2 = \left(\frac{26.48}{175.00}\right)^2 + \left(\frac{36.56}{100.00}\right)^2 = 0.157 \le 1.20$$

----- O.K

6. 주 형 이 음 설 계

6.1 정모멘트 연결부 (TYPE - 1)



열	y (m)	$y^2 \cdot N(m^2)$	비 고
1	0.2625	0.2756	
2	0.1875	0.1406	
3	0.1125	0.0506	y_n = 0.2625 m
4	0.0375	0.0056	
5	-0.0375	0.0056	
6	-0.1125	0.0506	
7	-0.1875	0.1406	
8	-0.2625	0.2756	
-	-	-	
-	-	-	
계		0.9450	

이음구성 부재	강재제원	비고
모 재	H-808X302X16X30	SM490
상부 COVER PL	PL-302X0	1 EA
하부 COVER PL	PL-302X22	1 EA
상부 플랜지 상면	PL-302X16X1.230	1 EA
상부 플랜지 하면	PL-120X16X1.230	2 EA
웹 이음판	PL-605X12X630	2 EA
하부 플랜지 상면	PL-120X26X1.980	2 EA
하부 플랜지 하면	PL-302X26X1.980	1 EA
사용볼트	M22	F10T

1) FLANGE SPLICE 응력검토

- SPLICE 최소응력 = $0.75 \cdot f_{sa}$ = 0.75 × 190.0 = 142.50 MPa
- 상부 FLANGE : f_{su} = 75.26 MPa < $0.75 \cdot f_{sa}$ f_{cu} = 142.50 MPa (압축)
- 하부 FLANGE : f_{sl} = -95.29 MPa < $0.75 \cdot f_{sa}$ f_{sl} = -142.50 MPa (인장)

2) 상부 FLANGE 이음검토

① SPLICE 소요단면적 검토(순단면)

- FLANGE 총단면적 : A_f = 0.302 × 0.030 + 0.302 × 0.000 = 0.009060 m²
- 사용 SPLICE 면적 : ${}_{use}A_s$ = (0.302 + 2 × 0.120 - 0.025 × 0) × 0.016 = 0.008672 m²
- 필요 SPLICE 면적 : ${}_{req}A_s$ = $f_s \times A_f / f_{sa}$ = 142.5 × 0.009060 / 190.0 = 0.006795 m²

∴ ${}_{use}A_s$ = 0.008672 m² > ${}_{req}A_s$ = 0.006795 m² ----- O.K

② BOLT 검토

- 사용 BOLT수 : $_{use}N$ = 2 EA× 8 열 = 16 EA
- 필요 BOLT수 : $_{req}N = f_s \times A_f / \rho_a$ = 142.5 × 0.009060 / 96.0 = 13.4 EA

∴ $_{use}N$ = 16 EA > $_{req}N$ = 13.4 EA ----- O.K

③ 모재응력 검토

- f_s = 142.50 × 0.009060 / (0.009060 − 0 × 0.025 × 0.030) = 142.50 MPa < 190.0 ----- O.K

3) 하부 FLANGE 이음검토

① SPLICE 소요단면적 검토(순단면)

- FLANGE 총단면적 : A_f = 0.302 × 0.030 + 0.302 × 0.022 = 0.015704 m^2
- 사용 SPLICE 면적 : $_{use}A_s$ = (0.302 + 2 × 0.120 − 0.025 × 2) × 0.026 = 0.012792 m^2
- 필요 SPLICE 면적 : $_{req}A_s = f_s \times A_f / f_{sa}$ = 142.5 × 0.015704 / 190.0 = 0.011778 m^2

∴ $_{use}A_s$ = 0.012792 m^2 > $_{req}A_s$ = 0.011778 m^2 ----- O.K

② BOLT 검토

- 사용 BOLT수 : $_{use}N$ = 2 EA× 13 열 = 26 EA
- 필요 BOLT수 : $_{req}N = f_s \times A_f / \rho_a$ = 142.5 × 0.015704 / 96.0 = 23.3 EA

∴ $_{use}N$ = 26 EA > $_{req}N$ = 23.3 EA ----- O.K

③ 모재응력 검토(볼트 단면적 공제)

- f_s = 142.5 × 0.015704 / (0.015704 − 2 × 0.025 × 0.030) = 157.55 MPa < 190.0 ----- O.K

4) WEB 이음검토

① 볼트강도 검토

$M_w = f_s \cdot t_w \cdot h^2/6$ = 142.5 × 0.016 × 0.748 ^{2}/ 6 = 212.61 kN·m

- 볼트의 허용력 : ρ_a = 96.0 × y_n / y_e = 96.0 × 0.2625 / 0.374 = 67.38 kN
- 볼트의 작용력 : $\rho_m = M_w \cdot y_n / \sum y^2$ = 212.61 × 0.2625 / 0.9450 = 59.06 kN < ρ_a ----- O.K

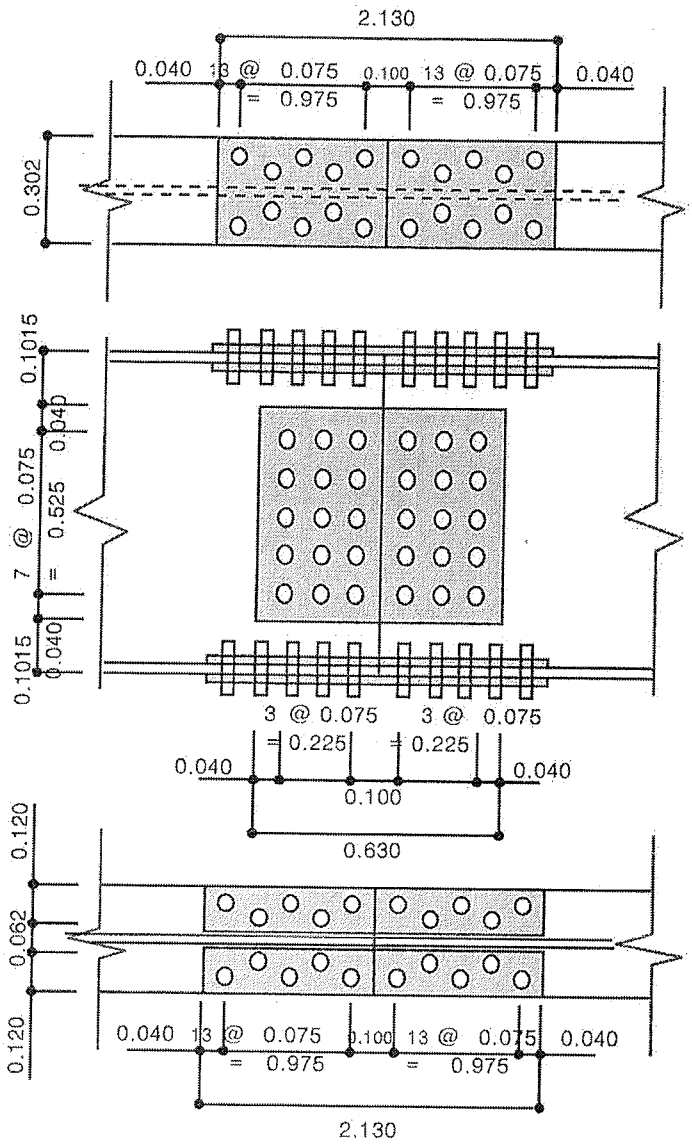
$\rho_s = V / n$ = 326.21 / 16 = 20.39 kN

∴ $\sqrt{(}$ 59.06 ^{2}+ 20.39 $)^2$ = 62.48 kN < ρ_a ----- O.K

② SPLICE PLATE 검토

- I_{sp} = 0.012 × 0.605 ^{3}/ 12 × 2 EA = 0.00044289 m^4
- f_s = 212.6 × 0.374 / 0.00044289 = 179.54 MPa < f_{sa} = 190.0 MPa ----- O.K

6.2 부모멘트 연결부 (TYPE - 2)



열	y (m)	$y^2 \cdot N(m^2)$	비 고
1	0.2625	0.2756	
2	0.1875	0.1406	
3	0.1125	0.0506	y_n = 0.2625 m
4	0.0375	0.0056	
5	-0.0375	0.0056	
6	-0.1125	0.0506	
7	-0.1875	0.1406	
8	-0.2625	0.2756	
-	-	-	
-	-	-	
계		0.9450	

이음구성 부재	강재제원	비고
모 재	H-808X302X16X30	SM490
상부 COVER PL	PL-302X28	1 EA
하부 COVER PL	PL-302X28	1 EA
상부 플랜지 상면	PL-302X30X2.130	1 EA
상부 플랜지 하면	PL-120X30X2.130	2 EA
웹 이음판	PL-605X12X630	2 EA
하부 플랜지 상면	PL-120X30X2.130	2 EA
하부 플랜지 하면	PL-302X30X2.130	1 EA
사용볼트	M22	F10T

1) FLANGE SPLICE 응력검토

- SPLICE 최소응력 = $0.75 \cdot f_{sa}$ = 0.75 × 190.0 = 142.50 MPa
- 상부 FLANGE : f_{su} = 5.05 MPa < $0.75 \cdot f_{sa}$ f_{su} = 142.50 MPa (압축)
- 하부 FLANGE : f_{sl} = 22.89 MPa < $0.75 \cdot f_{sa}$ f_{sl} = 142.50 MPa (압축)

2) 상부 FLANGE 이음검토

① SPLICE 소요단면적 검토(순단면)

- FLANGE 총단면적 : A_f = 0.302 × 0.030 + 0.302 × 0.028 = 0.017516 m^2
- 사용 SPLICE 면적 : ${}_{use}A_s$ = (0.302 + 2 × 0.120 - 0.025 × 0) × 0.030 = 0.016260 m^2
- 필요 SPLICE 면적 : ${}_{req}A_s$ = $f_s \times A_f / f_{sa}$ = 142.5 × 0.017516 / 190.0 = 0.013137 m^2

$\therefore {}_{use}A_s$ = 0.016260 m^2 > ${}_{req}A_s$ = 0.013137 m^2 ------ O.K

② BOLT 검토

- 사용 BOLT수 : $_{use}N$ = 2 EA× 14 열 = 28 EA
- 필요 BOLT수 : $_{req}N = f_s \times A_f / \rho_a$ = 142.5 × 0.017516 / 96.0 = 26.0 EA

∴ $_{use}N$ = 28 EA > $_{req}N$ = 26.0 EA ----- O.K

③ 모재응력 검토

- f_s = 142.50 × 0.017516 / (0.017516 − 0 × 0.025 × 0.030) = 142.50 MPa < 190.0 ----- O.K

3) 하부 FLANGE 이음검토

① SPLICE 소요단면적 검토(순단면)

- FLANGE 총단면적 : A_f = 0.302 × 0.030 + 0.302 × 0.028 = 0.017516 m²
- 사용 SPLICE 면적 : $_{use}A_s$ = (0.302 + 2 × 0.120 − 0.025 × 0) × 0.030 = 0.016260 m²
- 필요 SPLICE 면적 : $_{req}A_s = f_s \times A_f / f_{sa}$ = 142.5 × 0.017516 / 190.0 = 0.013137 m²

∴ $_{use}A_s$ = 0.016260 m² > $_{req}A_s$ = 0.013137 m² ----- O.K

② BOLT 검토

- 사용 BOLT수 : $_{use}N$ = 2 EA× 14 열 = 28 EA
- 필요 BOLT수 : $_{req}N = f_s \times A_f / \rho_a$ = 142.5 × 0.017516 / 96.0 = 26.0 EA

∴ $_{use}N$ = 28 EA > $_{req}N$ = 26.0 EA ----- O.K

③ 모재응력 검토

- f_s = 142.5 × 0.017516 / (0.017516 − 0 × 0.025 × 0.030) = 142.50 MPa < 190.0 ----- O.K

4) WEB 이음검토

① 볼트강도 검토

$M_w = f_s \cdot t_w \cdot h^2/6$ = 142.5 × 0.016 × 0.748 ²/ 6 = 212.61 kN·m

- 볼트의 허용력 : ρ_a = 96.0 × y_n / y_e = 96.0 × 0.2625 / 0.374 = 67.38 kN
- 볼트의 작용력 : $\rho_m = M_w \cdot y_n / \sum y^2$ = 212.61 × 0.2625 / 0.9450 = 59.06 kN < ρ_a ----- O.K

$\rho_s = V / n$ = −434.32 / 16 = −27.14 kN

∴ √(59.06 ²+ −27.14)² = 65.00 kN < ρ_a ----- O.K

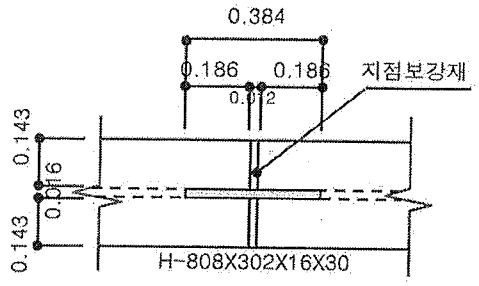
② SPLICE PLATE 검토

- I_{sp} = 0.012 × 0.605 ³/ 12 × 2 EA = 0.00044289 m⁴
- f_s = 212.6 × 0.374 / 0.00044289 = 179.54 MPa < f_{sp} = 190.0 MPa ----- O.K

7. 보강재의 설계

7.1 단지점부 보강재의 설계

1) 지점보강재 : 최대반력이 발생하는 지점에서 계산



- 지점반력 : R = 515.87 kN
- 주형단면 : H-808X302X16X30 (SM490)
- 수직 보강재 : PL-147X12 (2 EA)

① 유효단면 검토

- 보강재 단면적 : A_{st} = 2 × 0.147 × 0.012 = 0.003528 m^2
- 전체 유효단면 : A_s = 0.003528 + 2 × 12 × 0.016 × 0.016 = 0.009672 m^2

∴ 1.7 × A_{st} = 0.005998 m^2 < A_s

② 허용압축응력 산정

- 단면2차모멘트 : I = (0.012 × 0.31 ^{3} + 0.372 × 0.016 ^{3}) / 12 = 0.00002992 m^4
- 회전반경 : r = √ I / A_s = 0.0556 m
- 유효좌굴길이 : ℓ = 0.748 / 2 = 0.374 m (양단고정시 β = 0.5)

ℓ/r = 6.725 ∴ f_{ca} = 190.0 MPa (도.기 p60)

③ 압축응력검토

- f_s = R / 1.7·A_{st} = 515.87 / 0.005998 = 86.01 MPa < f_{ca} ----- O.K

2) JACK UP 보강재

- JACK UP반력 : R = 773.81 kN (지점반력의 50% 할증 값) - JACK UP보강재 : PL-147X12 (2 EA)

① 유효단면 검토

- 보강재 단면적 : A_{st} = 2 × 0.147 × 0.012 = 0.003528 m^2
- 전체 유효단면 : A_s = 0.003528 + 2 × 12 × 0.016 × 0.016 = 0.009672 m^2

∴ 1.7 × A_{st} = 0.005998 m^2 < A_s

② 허용압축응력 산정

- 단면2차모멘트 : I = (0.012 × 0.31 ^{3} + 0.372 × 0.016 ^{3}) / 12 = 0.00002992 m^4
- 회전반경 : r = √ I / A_s = 0.0556 m
- 유효좌굴길이 : ℓ = 0.748 / 2 = 0.374 m (양단고정시 β = 0.5)

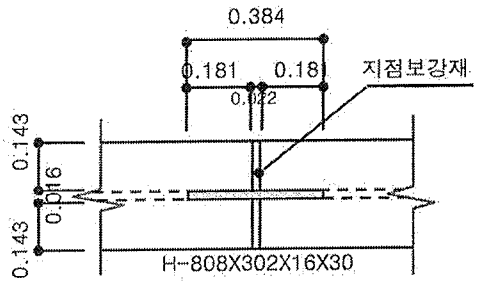
ℓ/r = 6.725 ∴ f_{ca} = 190.0 MPa (도.기 p60)

③ 압축응력검토

- f_s = R / 1.7·A_{st} = 773.81 / 0.005998 = 129.02 MPa < f_{ca} ----- O.K

7.2 연속지점부 보강재의 설계

1) 지점보강재 : 최대반력이 발생하는 지점에서 계산



- 지점반력 : R = 1224.83 kN
- 주형단면 : H-808X302X16X30 (SM490)
- 수직 보강재 : PL-147X22 (2 EA)

① 유효단면 검토

- 보강재 단면적 : A_{st} = 2 × 0.147 × 0.022 = 0.006468 m^2
- 전체 유효단면 : A_s = 0.006468 + 2 × 12 × 0.016 × 0.016 = 0.012612 m^2

∴ 1.7 × A_{st} = 0.010996 m^2 < A_s

② 허용압축응력 산정

- 단면2차모멘트 : I = (0.022 × 0.31 ^{3} + 0.362 × 0.016 ^{3}) / 12 = 0.00005474 m^4
- 회전반경 : r = √ I / A_s = 0.0659 m
- 유효좌굴길이 : ℓ = 0.748 / 2 = 0.374 m (양단고정시 β = 0.5)

ℓ/r = 5.677 ∴ f_{ca} = 190.0 MPa (도.기 p60)

③ 압축응력검토

- f_s = R / 1.7·A_{st} = 1224.83 / 0.010996 = 111.39 MPa < f_{ca} ----- O.K

2) JACK UP 보강재

- JACK UP반력 : R = 1837.24 kN (지점반력의 50% 할증 값) - JACK UP보강재 : PL-147X22 (2 EA)

① 유효단면 검토

- 보강재 단면적 : A_{st} = 2 × 0.147 × 0.022 = 0.006468 m^2
- 전체 유효단면 : A_s = 0.006468 + 2 × 12 × 0.016 × 0.016 = 0.012612 m^2

∴ 1.7 × A_{st} = 0.010996 m^2 < A_s

② 허용압축응력 산정

- 단면2차모멘트 : I = (0.022 × 0.31 ^{3} + 0.362 × 0.016 ^{3}) / 12 = 0.00005474 m^4
- 회전반경 : r = √ I / A_s = 0.0659 m
- 유효좌굴길이 : ℓ = 0.748 / 2 = 0.374 m (양단고정시 β = 0.5)

ℓ/r = 5.677 ∴ f_{ca} = 190.0 MPa (도.기 p60)

③ 압축응력검토

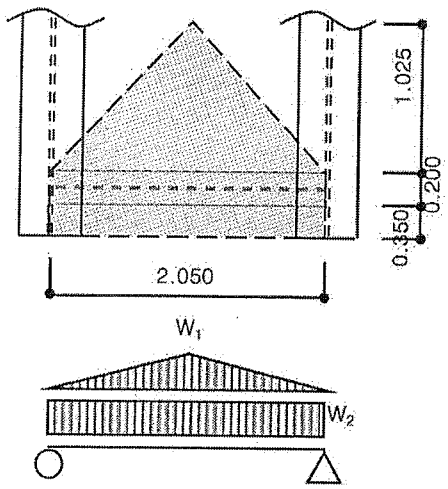
- f_s = R / 1.7·A_{st} = 1837.24 / 0.010996 = 167.09 MPa < f_{ca} ----- O.K

8. 가로보 설계

8.1 단지점부 가로보 설계

1) 가로보의 부재력산정

(1) 고정하중(D)



- 주 형 제 원 : H-808X302X16X30 (SM490)
- 가로보 제원 : H-600X200X11X17 (SS400)
- 단부 슬래브 : 0.290 m - 포 장 두 께 : 0.080 m
- W_D = 0.290 × 25.00 + 0.080 × 23.00
  = 9.090 kN/m²
- W_S = 1.055 kN/m

- W_1 = 1.025 × W_D = 1.025 × 9.090 = 9.317 kN/m
- W_2 = 0.550 × W_D + W_S = 0.550 × 9.090 + 1.055
  = 6.055 kN/m

- 전단력 : V_D = 2.050 × (W_1 / 4 + W_2 / 2) = 10.98 kN
- 모멘트 : M_D = 2.050 ² × (W_1 / 16 + W_2 / 8) = 5.63 kN·m

(2) 활 하 중 (L)

- 충격계수 : i = 15/(40 + L) = 15 / (40 + 2.050) = 0.357 > 0.300 이므로 i = 0.300
- 후륜하중 : P_{r+i} = 96.00 × 1.300 = 124.80 kN
- 전단력 : V_L = 124.80 kN
- 모멘트 : M_L = 124.80 × 2.050 / 4 = 63.96 kN·m

(3) 수평하중

① 풍하중

- 교량폭원 : B = 12.800 m
- 교량높이 : D = 0.808 + 0.290 + 0.330 + 0.400 = 1.828 m
  ∴ B/D = 7.002 이므로 [4-0.2(B/D)]·D = 4.75 kN/m < 6.00 P_w = 6.00 kN/m
- 풍하중에 의한 수평력 : W_W = 1/2 · P_W · (L/2) / n_W / 1.2 (n_W = 2 ; 3주빔이상일 경우)
  = 1 / 2 × 6.00 × (26.975 / 2) / 2 / 1.2 = 16.86 kN

② 지진하중

- 고정하중에 의한 지진하중 : 고정하중 총반력에 대한 지진가속도계수비

$P_S = R_d \times A / L$ = 7637.0825 × 0.11 × 1.4 / 53.950 = 21.80 kN/m

(∑ Rd = 7637.08 kN)

- 지진하중에 의한 수평력 : W_S = 1/2 · P_S · L / n_S / 1.5 (n_S = 6 - 1 = 5)
  = 1 / 2 × 21.80 × 26.975 / 5 / 1.5 = 39.20 kN

2) 가로보 설계용 부재력 결정 (C0518)

가 로 보	휨모멘트 (kN·m)			전 단 력 (kN)			축 력 (kN)	
	고정하중 (D)	활 하 중 (L)		고정하중 (D)	활 하 중 (L)		풍하중 (W)	지진하중 (E)
		계산치	해석치		계산치	해석치		
부 재 력	5.63	63.96	-22.85	10.98	124.80	-17.30	16.86	39.20
적 용 치	5.63	63.96		10.98	124.80		16.86	39.20

3) 하중조합 부재력 결정

(1) LOAD CASE 1 : DL + LL + W

- M = 69.59 kN·m - V = 135.78 kN - P = 16.86 kN

(2) LOAD CASE 2 : DL + E

- M = 5.63 kN·m - V = 10.98 kN - P = 39.20 kN

4) 응력검토

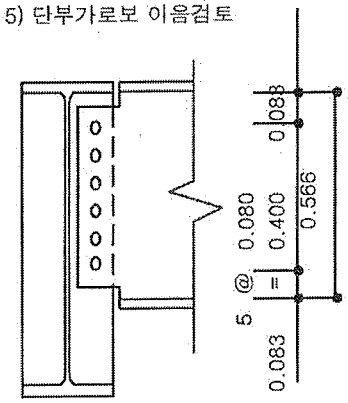
(1) 단지점 가로보 단면특성

ROLLED BEAM	A (m^2)	A_w (m^2)	A_c (m^2)	I (m^4)	L (m)	L / b	A_w/A_c	k
H-600X200X11X17	0.01344	0.00623	0.00340	0.00078	1.748	8.740	1.831	1.979

(2) 응력검토

LOAD CASE 1			LOAD CASE 2			허용응력 및 안전율			검토 결과
휨압축 f_{bc} (MPa)	전단 υ (MPa)	합 성 안전율	휨압축 f_{bc} (MPa)	전단 υ (MPa)	합 성 안전율	휨압축 f_{bca} (MPa)	전단 υ_a (MPa)	허 용 안전율	
28.16	21.81	0.121	5.09	1.76	0.002	129.69	80.00	1.20	O.K

5) 단부가로보 이음검토



- 사용BOLT 수 : $_{use}N$ = 6 EA

- ρ_a = 48.0 MPa (1면 마찰)

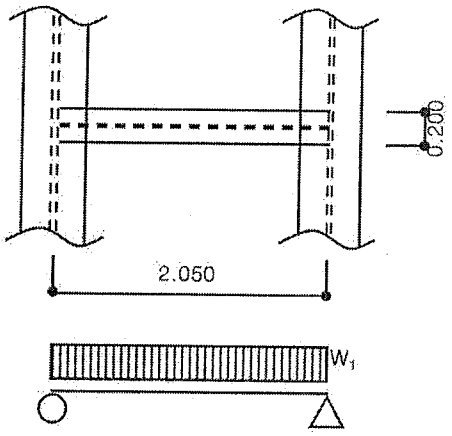
- 필요 BOLT 수 : $_{req}N = V / \rho_a$ = 135.78 / 48.0 = 2.83 EA

$\therefore {}_{use}N$ = 6 > $_{req}N$ = 2.83 EA ----- O.K

8.2 분배 가로보 설계

1) 가로보의 부재력산정

(1) 고정하중(D)



- 주 형 제 원 : H-808X302X16X30 (SM490)
- 가로보 제원 : H-600X200X11X17 (SS400)
- 단부 슬래브 : 0.290 m - 포 장 두 께 : 0.080 m

- W_D = 1.055 kN/m
- 전단력 : V_D = 2.050 × W_D / 2 = 1.08 kN
- 모멘트 : M_D = 2.050 ^{2} × W_D / 8 = 0.55 kN·m

2) 가로보 설계용 부재력 결정 (C0405)

가 로 보	휨모멘트 (kN·m)		전 단 력 (kN)		축 력 (kN)	
	고정하중 (D)	활 하 중 (L)	고정하중 (D)	활 하 중 (L)	풍하중 (W)	지진하중 (E)
부 재 력	0.55	196.53	1.08	149.40	16.86	39.20

3) 하중조합 부재력 결정

(1) LOAD CASE 1 : DL + LL + W

- M = 197.09 kN·m - V = 150.48 kN - P = 16.86 kN

(2) LOAD CASE 2 : DL + E

- M = 0.55 kN·m - V = 1.08 kN - P = 39.20 kN

4) 응력검토

(1) 단지점 가로보 단면특성

ROLLED BEAM	A (m^2)	A_w (m^2)	A_c (m^2)	I (m^4)	L (m)	L / b	A_w/A_c	k
H-600X200X11X17	0.013440	0.006226	0.003400	0.000776	1.748	8.740	1.831	1.979

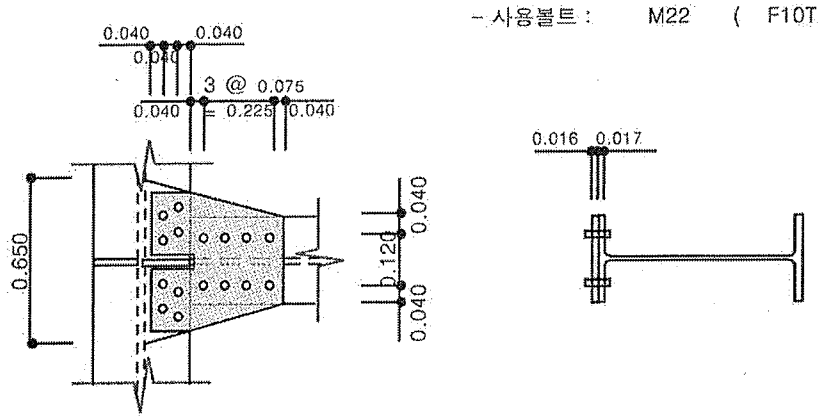
(2) 응력검토

LOAD CASE 1			LOAD CASE 2			허용응력 및 안전율			검토 결과
휨압축 f_{bc} (MPa)	전단 υ (MPa)	합 성 안전율	휨압축 f_{bc} (MPa)	전단 υ (MPa)	합 성 안전율	휨압축 f_{bca} (MPa)	전단 υ_a (MPa)	허 용 안전율	
77.45	24.17	0.448	3.13	0.17	0.001	129.69	80.00	1.20	O.K

8.3 가로보 이음설계

1) 분배가로보 FLANGE 이음

- 사용볼트 : M22 (F10T)



(1) FLANGE SPLICE 검토응력산정

- SPLICE 최소응력 = $0.75 \cdot f_{sa}$ = 0.75 × 140.0 = 105.00 MPa

- FLANGE 응력 : f_s = 77.45 MPa < $0.75 \cdot f_{sa}$ ∴ 105.00 MPa로 이음검토를 한다.

(2) SPLICE 두께검토 (순단면)

- SPLICE 면적 : ${}_{use}A_s$ = (0.425 − 0.025 × 2) × 0.016 = 0.006000 m²

- 필요 SPLICE 면적 : ${}_{req}A_s = f_s \times A_f / f_{sa}$ = 105.0 × 0.003400 / 140.0 = 0.002550 m²

∴ ${}_{use}A_s$ = 0.006000 m² > ${}_{req}A_s$ = 0.002550 m² ----- O.K

(3) BOLT 검토

- 사용 BOLT수 : ${}_{use}N$ = 2 EA× 4 열 = 8 EA

- 필요 BOLT수 : ${}_{req}N = f_s \times A_f / \rho_a$ = 105.0 × 0.003400 / 48.0 = 7.4 EA

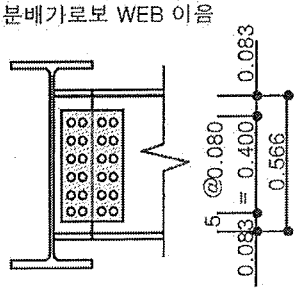
∴ ${}_{use}N$ = 8 EA > ${}_{req}N$ = 7.4 EA ----- O.K

(4) 모재응력 검토(볼트 단면적 공제)

- f_s = 105.00 × 0.003400 / (0.003400 − 2 × 0.025 × 0.017) = 140.0 MPa

≤ f_{sa} = 140.0 MPa ----- O.K

2) 분배가로보 WEB 이음



- 연결판 두께 : t_s = 0.010 m - ρ_a = 96.0 MPa (2면 마찰)

- 사용BOLT 수 : N = 6 EA× 2 열 = 12 EA

- $\rho_s = V / N$ = 135.78 / 12 = 11.32 MPa

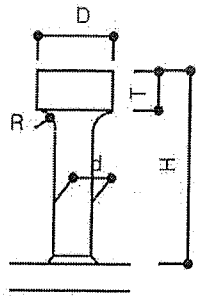
- $\rho_p = P / N$ = 16.86 / 12 = 1.40 MPa

- $\rho = \sqrt{(}$ 11.32 ² + 1.40 ²) = 11.40 MPa < ρ_a ----- O.K

9. 전단연결재(SHEAR CONNECTOR)설계

9.1 전단연결재 규격

1) STUD 제원



- H = 150.0 mm - T = 10.0 mm
- D = 35.0 mm - d = 22.0 mm - R = 2~3 mm

- H / d = 6.818

2) 적용간격

① 최대간격 : $3 \times t_{slab}$ = 3 × 0.240 = 0.720 m > 0.600 m 이므로 ∴ 0.600 m 적용

② 최소간격

- 교축방향 (5d or 100 mm) : 5 × 22.0 = 110.0 mm > 100.0 mm ∴ 0.100 m 적용
- 교축직각방향 (d + 30 mm) : 22.0 + 30.0 = 52.0 mm ∴ 0.060 m 적용

③ STUD와 플랜지 연단과의 최소 순간격 : 25.0 mm ∴ 0.045 m 적용

3) 허용전단력 산정

- H / d = 6.818 > 5.5 이므로 $Q_a = 9.5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{fck}$ = 23.89 kN

9.2 전단력 산정(강합성빔교의 설계 계산에, 건설도서 p42, p82)

- 슬래브 폭 : B = 2.050 m - 슬래브 두께 : t_c = 0.240 m
- 콘크리트 : A_c = 0.49200 m^2 I_c = 0.0023616000 m^4
- 강 형 : A_s = 0.03076 m^2 I_s = 0.0033900000 m^4 E_s = 205000 MPa
- 콘크리트와 강형의 중립축간 거리 : d_c = 0.574 m - n = 8 - ϕ = 4 - $n_2 = n \cdot (1 + \phi/2)$ = 24

1) 온도차에 의한 전단력

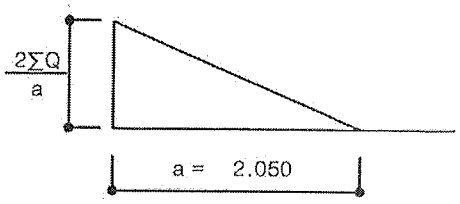
- ΔT = 10 ℃ - α = 1.2×10^{-5} ∴ $\varepsilon = \alpha \cdot \Delta T$ = 0.00012

$$F_1 = \frac{1}{1 + \frac{A_c}{n \cdot A_s} + \frac{A_c \cdot d_c^2}{I_c + n \cdot I_s}} = \frac{1}{1 + \frac{0.49200}{8 \times 0.03076} + \frac{0.49200 \times 0.574^2}{0.0023616000 + 8 \times 0.0033900000}}$$

= 0.117678

$N_{cf} = P_1 \cdot F_1 = E_c \cdot A_c \cdot F_1 = E_s / n \cdot A_c \cdot \varepsilon \cdot F_1$

= 205000 / 8 × 0.49200 × 0.00012 × 0.117678 = 178.03 kN



- 교량 측경간 : L = 26.975 m
- 주 형 간 격 : a = 2.050 m < L / 10 = 2.698 m

∴ a = 2.050 m

- 단위 길이당 전단력 : $H_T = 2 \cdot N_{cf} / a$ = 173.69 kN/m

2) 건조수축에 의한 전단력

- ε_2 = 0.00027

$$- F_2 = \frac{1}{1 + \frac{A_c}{n_2 \cdot A_s} + \frac{A_c \cdot d_c^2}{I_c + n_2 \cdot I_s}} = \frac{1}{1 + \frac{0.49200}{24 \times 0.03076} + \frac{0.49200 \times 0.574^2}{0.0023616000 + 24 \times 0.0033900000}}$$

$$= 0.277573$$

$$- N_{cs} = P_2 \cdot F_2 = E_c \cdot A_c \cdot F_2 = E_s / n_2 \cdot A_c \cdot \varepsilon_2 \cdot F_1$$

$$= 205000 / 24 \times 0.49200 \times 0.00027 \times 0.277573 = 314.96 \text{ kN}$$

- 단위 길이당 전단력 : $H_S = 2 \cdot N_{cs} / a$ = 307.27 kN/m

3) 합성후 하중에 의한 전단력

$$- H_o = \frac{V \cdot G}{I_{33}} = \frac{V \cdot A_c \cdot d_c}{n \cdot I_{33}}$$

절점번호	합성후 전단력 (kN)			합성후 단면상수			Ho (kN/m)	비고
	고정하중	활하중	계	A_c (m^2)	d_c (m)	I_{33} (m^4)		
2	-71.13	-314.24	-385.37	0.492000	0.1914	0.0104409222	434.41	A1
3	-38.17	-210.69	-248.85	0.492000	0.2362	0.0137434147	263.08	
4	-25.78	-176.97	-202.75	0.492000	0.2362	0.0137434147	214.34	
5	5.36	232.77	238.12	0.492000	0.2362	0.0137434147	251.74	
6	50.50	184.22	234.72	0.492000	0.2362	0.0137434147	248.14	
7	67.68	221.82	289.50	0.492000	0.4547	0.0205017725	394.90	
8	95.64	287.06	382.71	0.492000	0.4547	0.0205017725	522.04	
9	111.62	323.35	434.97	0.492000	0.4547	0.0205017725	593.33	
10	-128.29	356.72	228.43	0.492000	0.4547	0.0205017725	311.59	P3
11	-112.31	-323.68	-435.99	0.492000	0.4547	0.0205017725	594.72	
12	-96.33	-287.39	-383.73	0.492000	0.4547	0.0205017725	523.43	
13	-68.37	-222.09	-290.46	0.492000	0.2362	0.0137434147	307.07	
14	-51.19	-184.42	-235.61	0.492000	0.2362	0.0137434147	249.09	
15	-18.43	-232.54	-250.97	0.492000	0.2362	0.0137434147	265.33	
16	26.71	177.05	203.77	0.492000	0.2362	0.0137434147	215.42	
17	39.10	210.79	249.88	0.492000	0.1914	0.0104409222	281.68	
18	72.06	314.35	386.41	0.492000	0.1914	0.0104409222	435.58	A2
	-	-	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	-	-	

9.3 전단연결재 간격검토

; 건조수축과 온도차에 의한 전단력은 교량단부에서 저항하도록 설계되고,
중앙부분은 합성후 하중에 의한 수평저항력으로 검토한다.

- STUD의 PITCH : $P = N \cdot Q_a / H$ = 3 EA× 23.89 / H = 71.68 / H

여기서, H(단지점부) = $H_T + H_o$ 와 $H_T + H_S$ 중 큰값, (중 앙 부) = Ho N = 1 열당 STUD수 = 3 EA

절점번호	단위길이당 전단력 (kN/m)			STUD 배치 간격 (m)		판 정	비고
	$H_T + H_S$	$H_T + H_O$	H_O	필요	사용		
2	480.97	608.10	434.41	0.1179	0.100	O.K	A1
3	–	–	263.08	0.2724	–	O.K	
4	–	–	214.34	0.3344	0.250	O.K	
5	–	–	251.74	0.2847	0.250	O.K	
6	–	–	248.14	0.2889	0.250	O.K	
7	–	–	394.90	0.1815	–	O.K	
8	–	–	522.04	0.1373	0.120	O.K	
9	–	–	593.33	0.1208	0.120	O.K	
10	–	–	311.59	0.2300	0.120	O.K	P3
11	–	–	594.72	0.1205	0.120	O.K	
12	–	–	523.43	0.1369	0.120	O.K	
13	–	–	307.07	0.2334	–	O.K	
14	–	–	249.09	0.2878	0.250	O.K	
15	–	–	265.33	0.2701	0.250	O.K	
16	–	–	215.42	0.3327	0.250	O.K	
17	–	–	281.68	0.2545	–	O.K	
18	480.97	609.27	435.58	0.1176	0.100	O.K	A2
	–	–	–	–	–	–	
	–	–	–	–	–	–	
	–	–	–	–	–	–	
	–	–	–	–	–	–	

9.4 극한강도 검토

1) 전단연결재의 극한강도

- $V_u = 0.4 \cdot d^2 \sqrt{(f_{ck} \cdot E_c)}$ = 0.4 × 0.022 ²×√(27 × 27084.0) = 165.56 kN

- $A_{sc} \cdot f_u$ = 0.0003801 × 410 = 155.85 kN ∴ V_u > $A_{sc} \cdot f_u$ 이므로 V_u = 155.85 kN

2) 단지점부(최대 정모멘트부와 인접한 교대 지점부 사이)

- $P_1 = A_s \cdot f_y$ = 0.03076 × 315.0 = 9689.40 kN
- $P_2 = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot t_c$ = 0.85 × 27 × 2.050 × 0.240 = 11291.40 kN

} P = 9689.40 kN

- $N_1 = P / \phi V_u$ = 9689.40 /(0.85 × 155.85) = 73.14 → 74 EA < 192 EA ----- O.K

3) 연속지점부(최대 정모멘트부와 인접한 부모멘트부 사이)

- $P_3 = A_r \cdot f'_y$ = 0.009397 × 400 = 3758.88 kN - A_r = (2 - H19@125) = 0.009397 mm²
- $N_2 = (P + P_3) / \phi V_u$ = (9689.40 + 3758.88) / ϕV_u = 101.51 → 102 EA < 249 EA -- O.K

10. 용 접 검 토

10.1 기본 용접치수 계산

; FILLET 용접은 최소 6mm 이상으로 한다.

- 두께가 다른 강재의 용접치수 조건 : $t_1 > s > \sqrt{(2 \times t_2)}$

여기서, s = 용접치수 (mm)

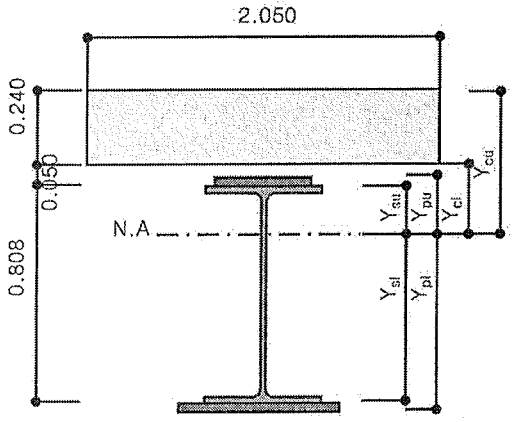
t_1 = 얇은쪽 모재 두께 (mm)

t_2 = 두꺼운쪽 모재 두께 (mm)

- t_2 = 30 mm → $s > \sqrt{(2 \times 30)}$ = 7.75 이므로 ∴ s = 8 mm

10.2 주형 FLANGE와 COVER PLATE의 용접부 검토

; 전단력이 최대인 단면 변화부에 대하여 검토한다.(단 면 - '1' - 외측 거더)



1) 검토위치에서의 전단력(V)

하중구분	합성전	합성후	
	고정하중(D1)	고정하중(D2)	활하중(L)
전 단 력 (kN)	163.40	43.48	222.09

사용재료	강재규격	A (m^2)	I_{33} (m^4)
H-BEAM	H-808X302X16X30	0.030760	0.003390000
UPP COVER PL	PL-450X28	0.012600	0.000000823
LOW COVER PL	PL-600X28	0.016800	0.000001098

2) 단면상수

구 분		단면적 A (m^2)	중립축 및 위치별 편심거리 (m)							단면2차모멘트 I_{33} (m^4)	비고
			e	Y_{cu}	Y_{ci}	Y_{su}	Y_{sl}	Y_{pu}	Y_{pl}		
합성전	① 강재단면	0.0601600	0.4332	-	-	0.4332	-0.3748	0.4612	-0.4028	0.00847757	s
	② 슬 래 브	0.4920000	0.1200	0.1200	-0.1200	-	-	-	-	0.00236160	c
합성후		0.1216600	0.4183	0.4183	0.1783	0.1283	-0.6797	0.1563	-0.7077	0.01983728	v

- $Q_{su} = A_{ucp} \cdot Y_{pu}$ = 0.012600 × 0.4612 = 0.0058109 m^3
- $Q_{sl} = A_{lcp} \cdot Y_{pl}$ = 0.016800 × 0.4028 = 0.0067673 m^3
- $Q_{vu} = A_{ucp} \cdot Y_{pu}$ = 0.012600 × 0.1563 = 0.0019690 m^3
- $Q_{vl} = A_{lcp} \cdot Y_{pl}$ = 0.016800 × 0.7077 = 0.0118899 m^3

3) 용접치수 검토

① COVER PLATE의 전단류 : $f_s = V \cdot Q / I$

- $f_{su} = V_{D1} \cdot Q_{su} / I_s + (V_{D2} + V_L) \cdot Q_{vu} / I_v$ = 138.36 kN/m
- $f_{sl} = V_{D1} \cdot Q_{sl} / I_s + (V_{D2} + V_L) \cdot Q_{vl} / I_v$ = 289.61 kN/m

② 필요 용접치수 검토

- $s_u = f_{su} / (0.707 \times 2 \times \upsilon_a)$ = 138.36 / (0.707 × 2 × 110.0) = 0.89 mm
- $s_l = f_{sl} / (0.707 \times 2 \times \upsilon_a)$ = 289.61 / (0.707 × 2 × 110.0) = 1.86 mm

----- O.K

11. 피 로 검 토

11.1 주형에 대한 피로검토

1) 허용피로응력 범위결정

구 분	상 세 부 분	작용응력	응력범주
중앙단면	플랜지와 COVER PL. 용접부	인장응력	B
	수직보강재 용접 끝 부분	인장응력	C
기 타	FIELD SPLICE 부	인장응력	B

2) 응력 반복 회수

- 부재종류 : 주하중 전달 부재(종방향 부재)
- 도로종류 : 고속도로, 국도 및 주간선도로

하중 종류	응력반복회수
트럭하중(DB-24)	2,000,000
차선하중(DL-24)	500,000

3) 허용응력범위 결정

; 본교량은 6 주형 판형교로 다재하 경로 구조로 판단한다.

구분	상 세 부 분	응력범주	허용응력 범위 f_{sr} (MPa)	
			500,000회 (DL-24)	2,000,000회 (DB-24)
중앙단면	플랜지와 COVER PL. 용접부	B	203	126
	수직보강재 용접 끝 부분	C	147	91
기 타	FIELD SPLICE 부	B	203	126
	플랜지 맞대기 이음부	B	203	126

4) 피로응력검토

- 하중 및 단면상수

구 분	활하중에 의한 휨모멘트 (kN·m)				피로검토부에서의 단면상수			
	트럭하중(DB-24)		차선하중(DL-24)		단면2차 모멘트 (m^4)		도심에서 거리 (m)	
	MAX	MIN	MAX	MIN	합성전	합성후	상연	하연
SPLICE부1	856.81	-93.66	601.31	-74.84	0.00419378	0.01374341	0.0662	-0.7418
SPLICE부2	816.80	-521.22	591.50	-417.61	0.00847757	0.00847757	0.4332	-0.3748
지점부	24.99	-869.94	30.25	-1293.75	0.00847757	0.01163416	0.3447	-0.4633
중앙부	1060.22	-256.50	809.78	-206.19	0.00419378	0.01374341	0.0662	-0.7418

- 피로응력 범위 검토

(단위 : MPa)

구 분	상 세 부 분	트럭하중(DB-24)에 의한 응력범위				차선하중(DL-24)에 의한 응력범위				판정
		f_{max}	f_{min}	f_r	f_{sr}	f_{max}	f_{min}	f_r	f_{sr}	
SPLICE부1	FIELD SPLICE 부	4.13	-0.45	4.58	126	2.90	-0.36	3.26	203	O.K
		-46.24	5.05	51.30		-32.45	4.04	36.49		O.K
SPLICE부2	FIELD SPLICE 부	41.74	-26.63	68.37	126	30.22	-21.34	51.56	203	O.K
		-36.11	23.04	59.16		-26.15	18.46	44.62		O.K
지점부	플랜지와 COVER PL. 용접부	0.74	-25.78	26.52	126	0.90	-38.33	39.23	203	O.K
		-1.00	34.64	35.64		-1.20	51.52	52.72		O.K
중앙부	플랜지와 COVER PL. 용접부	5.11	-1.24	6.35	126	3.90	-0.99	4.90	203	O.K
		-57.22	13.84	71.07		-43.70	11.13	54.83		O.K

11.2 전단연결재에 대한 피로검토(도.기 p156)

1) STUD의 피로검토에 필요한 제원

- 검토부 위치 : 지점부
- 최대 전단력 : V_{max} = 314.35 kN
- 최소 전단력 : V_{min} = -314.35 kN
- 슬래브유효폭 : B_c = 2.050 m
- 슬래브 두께 : t_c = 0.240 m
- STUD의 직경 : d = 22.0 mm

2) 허용 수평전단력의 범위 산정

- $\sum Zr = \sum (\beta \cdot d^2)$ = 3 EA× 55 × 22.0 ² = 79860.0 N

여기서, d = STUD의 직경 (mm)

β = 반복 회수에 대한 계수

반복회수	100,000	500,000	2,000,000	이상
β	91	74	55	39

3) 수평전단력범위(S_r) 산정

$$S_r = \frac{V_r \cdot Q}{I} = \frac{V_r \cdot Ac \cdot Dc/n}{I} = \frac{628.70 \times 0.49200 \times 0.1914 / 8}{0.01044092} = 708.70 \text{ N/mm}$$

4) 피로강도를 고려한 전단연결재의 간격검토

$$\frac{\sum Z_r}{S_r} = \frac{79860.0}{708.70} = 112.68 \text{ mm} > {}_{use}P = 0.100 \text{ m} \quad \text{----- O.K}$$

12. 신축이음량 계산

① 시점부

- 고정점과 시점부와 경간장 (L) = 26.975 m
- 계산 신축량 = 29.422 mm

$L = 0.72 \times L + 10 = 0.72 \times 26.975 + 10 = 29.422$ mm

② 종점부

- 고정점과 종점부와 경간장 (L) = 26.975 m
- 계산 신축량 = 29.422 mm

$L = 0.72 \times L + 10 = 0.72 \times 26.975 + 10 = 29.422$ mm

13.처짐검토 및 CAMBER 계산

13.1 처짐검토(도.기 3.2.3)

① 외측 경간의 처짐검토

- 활하중에 의한 최대처짐 : δ_ℓ = 0.02078 m
- 최대 허용 처짐량 : $\delta_a = L^2 / 20000 = 26.975^2 / 20000 = 0.03638$ m

$\therefore \delta_\ell < \delta_a$ 이므로 ----- O.K

13.2 주형별 CANBER량 (m)

1) GIRDER 1

절점		합성전 고정하중		합성후	종곡선	계
번호	위치	강재자중	슬래브	고정하중		
1	-	0.0004	0.0018	0.0003		0.0024
2	0.3000	-	-	-	-	-
3	4.4250	-0.0053	-0.0219	-0.0033	-0.1546	-0.0305
4	5.9750	-0.0068	-0.0280	-0.0042	-0.1981	-0.0390
5	11.6250	-0.0090	-0.0362	-0.0056	-0.2887	-0.0508
6	17.2750	-0.0061	-0.0245	-0.0040	-0.2733	-0.0346
7	19.4250	-0.0043	-0.0172	-0.0028	-0.2391	-0.0243
8	22.9250	-0.0015	-0.0061	-0.0010	-0.1508	-0.0087
9	24.9250	-0.0004	-0.0017	-0.0003	-0.0820	-0.0024
10	26.9250	-	-	-	-	-
11	28.9250	-0.0004	-0.0017	-0.0003	-0.0821	-0.0025
12	30.9250	-0.0016	-0.0061	-0.0011	-0.1509	-0.0087
13	34.4250	-0.0043	-0.0172	-0.0030	-0.2391	-0.0244
14	36.5750	-0.0061	-0.0245	-0.0041	-0.2732	-0.0348
15	42.2250	-0.0090	-0.0363	-0.0058	-0.2887	-0.0511
16	47.8750	-0.0068	-0.0280	-0.0044	-0.1983	-0.0391
17	49.4250	-0.0053	-0.0219	-0.0034	-0.1546	-0.0306
18	53.5500	-	-	-	-	-
19	53.8500	0.0004	0.0018	0.0003		0.0024
						-
-	-	-	-	-		-

2) GIRDER 2

절점		합성전 고정하중		합성후	종곡선	계
번호	위치	강재자중	슬래브	고정하중		
1	-	0.0004	0.0015	0.0002		0.0022
2	0.3000	-	-	-	-	-
3	4.4250	-0.0053	-0.0196	-0.0027	-0.1548	-0.0275
4	5.9750	-0.0068	-0.0251	-0.0034	-0.1983	-0.0354
5	11.6250	-0.0090	-0.0332	-0.0046	-0.2890	-0.0468
6	17.2750	-0.0062	-0.0219	-0.0032	-0.2729	-0.0312
7	19.4250	-0.0043	-0.0151	-0.0023	-0.2390	-0.0217
8	22.9250	-0.0016	-0.0053	-0.0008	-0.1508	-0.0077
9	24.9250	-0.0004	-0.0015	-0.0002	-0.0820	-0.0021
10	26.9250	-	-	-	-	-
11	28.9250	-0.0004	-0.0015	-0.0002	-0.0819	-0.0022
12	30.9250	-0.0016	-0.0053	-0.0008	-0.1507	-0.0077
13	34.4250	-0.0043	-0.0151	-0.0023	-0.2391	-0.0218
14	36.5750	-0.0062	-0.0219	-0.0033	-0.2729	-0.0313
15	42.2250	-0.0090	-0.0333	-0.0047	-0.2891	-0.0469
16	47.8750	-0.0068	-0.0252	-0.0035	-0.1982	-0.0355
17	49.4250	-0.0053	-0.0196	-0.0027	-0.1548	-0.0276
18	53.5500	-	-	-	-	-
19	53.8500	0.0004	0.0015	0.0002		0.0022
						-
-	-	-	-	-		-

3) GIRDER 3

절점		합성전 고정하중		합성후	종곡선	계
번호	위치	강재자중	슬래브	고정하중		
1	-	0.0004	0.0015	0.0002		0.0021
2	0.3000	-	-	-	-	-
3	4.4250	-0.0053	-0.0191	-0.0022	-0.1549	-0.0266
4	5.9750	-0.0068	-0.0244	-0.0028	-0.1981	-0.0340
5	11.6250	-0.0091	-0.0317	-0.0038	-0.2890	-0.0446
6	17.2750	-0.0062	-0.0213	-0.0026	-0.2732	-0.0301
7	19.4250	-0.0044	-0.0149	-0.0019	-0.2394	-0.0211
8	22.9250	-0.0016	-0.0053	-0.0007	-0.1509	-0.0075
9	24.9250	-0.0004	-0.0015	-0.0002	-0.0821	-0.0021
10	26.9250	-	-	-	-	-
11	28.9250	-0.0004	-0.0015	-0.0002	-0.0824	-0.0021
12	30.9250	-0.0016	-0.0053	-0.0007	-0.1512	-0.0075
13	34.4250	-0.0044	-0.0149	-0.0019	-0.2392	-0.0211
14	36.5750	-0.0062	-0.0213	-0.0026	-0.2731	-0.0301
15	42.2250	-0.0091	-0.0318	-0.0038	-0.2890	-0.0447
16	47.8750	-0.0068	-0.0244	-0.0029	-0.1985	-0.0340
17	49.4250	-0.0053	-0.0191	-0.0022	-0.1547	-0.0266
18	53.5500	-	-	-	-	-
19	53.8500	0.0004	0.0015	0.0002		0.0021
						-
-	-	-	-	-		-

4) GIRDER 4

절점		합성전 고정하중		합성후	종곡선	계
번호	위치	강재자중	슬래브	고정하중		
1	-	0.0004	0.0015	0.0002		0.0021
2	0.3000	-	-	-	-	-
3	4.4250	-0.0053	-0.0191	-0.0022	-0.1549	-0.0266
4	5.9750	-0.0068	-0.0244	-0.0029	-0.1981	-0.0340
5	11.6250	-0.0091	-0.0318	-0.0038	-0.2890	-0.0447
6	17.2750	-0.0062	-0.0213	-0.0026	-0.2732	-0.0301
7	19.4250	-0.0044	-0.0149	-0.0019	-0.2394	-0.0211
8	22.9250	-0.0016	-0.0053	-0.0007	-0.1509	-0.0075
9	24.9250	-0.0004	-0.0015	-0.0002	-0.0821	-0.0021
10	26.9250	-	-	-	-	-
11	28.9250	-0.0004	-0.0015	-0.0002	-0.0824	-0.0021
12	30.9250	-0.0016	-0.0053	-0.0007	-0.1512	-0.0075
13	34.4250	-0.0044	-0.0149	-0.0019	-0.2392	-0.0211
14	36.5750	-0.0062	-0.0213	-0.0026	-0.2731	-0.0301
15	42.2250	-0.0091	-0.0317	-0.0038	-0.2890	-0.0446
16	47.8750	-0.0068	-0.0244	-0.0028	-0.1985	-0.0340
17	49.4250	-0.0053	-0.0191	-0.0022	-0.1547	-0.0266
18	53.5500	-	-	-	-	-
19	53.8500	0.0004	0.0015	0.0002		0.0021
						-
-	-	-	-	-		-

5) GIRDER 5

절점		합성전 고정하중		합성후	종곡선	계
번호	위치	강재자중	슬래브	고정하중		
1	-	0.0004	0.0015	0.0002		0.0022
2	0.3000	-	-	-	-	-
3	4.4250	-0.0053	-0.0196	-0.0027	-0.1546	-0.0276
4	5.9750	-0.0068	-0.0252	-0.0035	-0.1980	-0.0355
5	11.6250	-0.0090	-0.0333	-0.0047	-0.2887	-0.0470
6	17.2750	-0.0062	-0.0219	-0.0033	-0.2733	-0.0313
7	19.4250	-0.0043	-0.0151	-0.0023	-0.2392	-0.0218
8	22.9250	-0.0016	-0.0053	-0.0008	-0.1509	-0.0077
9	24.9250	-0.0004	-0.0015	-0.0002	-0.0821	-0.0022
10	26.9250	-	-	-	-	-
11	28.9250	-0.0004	-0.0015	-0.0002	-0.0822	-0.0021
12	30.9250	-0.0016	-0.0053	-0.0008	-0.1510	-0.0077
13	34.4250	-0.0043	-0.0151	-0.0023	-0.2391	-0.0217
14	36.5750	-0.0062	-0.0219	-0.0032	-0.2732	-0.0312
15	42.2250	-0.0090	-0.0332	-0.0046	-0.2888	-0.0468
16	47.8750	-0.0068	-0.0251	-0.0034	-0.1983	-0.0354
17	49.4250	-0.0053	-0.0196	-0.0027	-0.1547	-0.0275
18	53.5500	-	-	-	-	-
19	53.8500	0.0004	0.0015	0.0002		0.0022
						-
-	-	-	-	-		-

6) GIRDER 6

절점		합성전 고정하중		합성후	종곡선	계
번호	위치	강재자중	슬래브	고정하중		
1	-	0.0004	0.0018	0.0003		0.0024
2	0.3000	-	-	-	-	-
3	4.4250	-0.0053	-0.0219	-0.0034	-0.1546	-0.0306
4	5.9750	-0.0068	-0.0280	-0.0044	-0.1980	-0.0391
5	11.6250	-0.0090	-0.0363	-0.0058	-0.2887	-0.0511
6	17.2750	-0.0061	-0.0245	-0.0041	-0.2733	-0.0348
7	19.4250	-0.0043	-0.0172	-0.0030	-0.2392	-0.0244
8	22.9250	-0.0016	-0.0061	-0.0011	-0.1509	-0.0087
9	24.9250	-0.0004	-0.0017	-0.0003	-0.0821	-0.0025
10	26.9250	-	-	-	-	-
11	28.9250	-0.0004	-0.0017	-0.0003	-0.0822	-0.0024
12	30.9250	-0.0015	-0.0061	-0.0010	-0.1510	-0.0087
13	34.4250	-0.0043	-0.0172	-0.0028	-0.2391	-0.0243
14	36.5750	-0.0061	-0.0245	-0.0040	-0.2732	-0.0346
15	42.2250	-0.0090	-0.0362	-0.0056	-0.2888	-0.0508
16	47.8750	-0.0068	-0.0280	-0.0042	-0.1983	-0.0390
17	49.4250	-0.0053	-0.0219	-0.0033	-0.1547	-0.0305
18	53.5500	-	-	-	-	-
19	53.8500	0.0004	0.0018	0.0003		0.0024
						-
-	-	-	-	-		-

측경간

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 바닥판 설계

4. 주형 설계
   4.1 하중계산
   4.2 단면가정
   4.3 바닥판 및 플랜지 유효폭 산정
   4.4 단면상수 계산
   4.5 해석모델링
   4.6 부재력 집계
   4.7 반력 집계
   4.8 PRESTRESS 산출

5. 단면검토

6. 주형이음설계

7. 보강재 설계

8. 가로보 설계

9. 전단연결재 검토

10. 용접설계

11. 피로검토

12. 신축이음 계산

13. CAMBER 계산

※ 전산 INPUT & OUTPUT

1. 설 계 조 건

1.1 교 량 제 원

1) 교량형식 : 합성형 ROLLED STEEL BEAM교

2) 교량연장 : 12.925 m

3) 교량폭원 : 8.000 m

4) 교량등급 : 1 등교 (DB-24)

5) 평면선형 : R = 0.0 m

6) 사 각 : 76.163 °

7) 차 선 수 : 2 차선

1.2 설 계 하 중

1) 고정하중 (도.설 2.1.2)

- 철근콘크리트 : γ_c = 2.500 t/m³ ⇒ 25.00 kN/m³
- 포 장 : γ_p = 2.300 t/m³ ⇒ 23.00 kN/m³
- 강 재 : γ_s = 7.850 t/m³ ⇒ 78.50 kN/m³

2) 활 하 중 (도.설 2.1.3)

- 표준 트럭하중 : DB-24
- 표준 차선하중 : DL-24

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

4) 풍 하 중 (도.설 2.1.11)

- 설계속도(V) = 60.0 km/h

4) 풍 하 중 (도.설 p16)

단면형상	플레이트거더교의 풍하중(kN/m)
1 ≤ B/D < 8	[4.0 - 0.2×(B/D)]×D ≥ 6
8 ≤ B/D	2.4×D ≥ 6

B = 교량 총폭(m)

D = 교량 총높이(m)

5) 온 도 하 중 (도.설 2.1.12)

- 바닥판의 상하면 온도차 : Δt_y = ± 10 ℃
- 합성형교 선팽창 계수 : 1.2×10^{-6}

1.3 사용재료의 특성치

1) 콘크리트

- 설계기준강도 : f_{ck} = 27 MPa
- 탄 성 계 수 : E_c = 27084 MPa
- 허용휨압축응력 : f_{ca} = 10.80 MPa
- 허용전단응력 : v_{ca}= 0.42 MPa

2) 철 근

- 항 복 강 도 : f_y = 400 MPa
- 탄 성 계 수 : E_s = 200000 MPa
- 허용인장응력 : f_{sa}= 180.0 MPa

3) 강 재 (판두께 : 40 mm 이하)

- 주 부 재 : SM490 , SM520
- 부 부 재 : SM400

(1) 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력(MPa) (도.설 3.3.2.1)

응력종류 \ 강종 / 두께		SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
축방향 인장응력 및 휨 인장응력	40이하	140	190	215	270
	40이상 75이하	130	175 (190)	200 (215)	260 (270)
	40이상 75이하			195 (215)	250 (270)

(2) 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력(MPa) (도.설 3.3.2.1)

두께 \ 강종		SS400 SM400 SMA490	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40이하	CASE 1	$\ell/r \le 18.6$ 140	$\ell/r \le 16$ 190	$\ell/r \le 15.1$ 215	$\ell/r \le 13.4$ 270
	CASE 2	$18.6 < \ell/r \le 92.8$ $140-0.82(\ell/r-18.6)$	$16 < \ell/r \le 80.1$ $190-1.29(\ell/r-16.0)$	$15.1 < \ell/r \le 75.5$ $215-1.55(\ell/r-15.1)$	$13.4 < \ell/r \le 67.1$ $270-2.19(\ell/r-13.4)$
	CASE 3	$92.8 < \ell/r$ $1200000/[6700+(\ell/r)^2]$	$80.1 < \ell/r$ $1200000/[5000+(\ell/r)^2]$	$75.5 < \ell/r$ $1200000/[4400+(\ell/r)^2]$	$67.1 < \ell/r$ $1200000/[3500+(\ell/r)^2]$

※ ℓ : 부재의 유효좌굴길이(mm) r : 부재 총단면의 단면회전반경(mm)

(3) 허용휨압축응력(MPa) -(a) (도.설 3.3.2.1)

강 종	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 직접 고정되어 있는경우 (두께 40mm이하)	140	190	215	270

(4) 허용휨압축응력(MPa) -(a)에 규정한 이외의 경우 (도.설 3.3.2.1)

강 종 / 두께40이하		SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
$A_w/A_c \le 2$	CASE ①	$\ell/b \le 4.6$ 140	$\ell/b \le 4.0$ 190	$\ell/b \le 3.8$ 215	$\ell/b \le 3.4$ 270
	CASE ②	$4.6 < \ell/b \le 30$ $140-2.49\ (\ell/b-4.6)$	$4.0 < \ell/b \le 30$ $190-3.91\ (\ell/b-4.0)$	$3.8 < \ell/b \le 27$ $215-4.69\ (\ell/b-3.8)$	$3.4 < \ell/b \le 25$ $270-6.64\ (\ell/b-3.4)$
$A_w/A_c > 2$	CASE ①	$\ell/b \le 9.3/K$ 140	$\ell/b \le 8/K$ 190	$\ell/b \le 7.5/K$ 215	$\ell/b \le 6.7/K$ 270
	CASE ②	$9.3/K < \ell/b \le 30$ $140-1.24\ (K\ell/b-9.3)$	$8/K < \ell/b \le 30$ $190-1.95\ (K\ell/b-8)$	$7.5/K < \ell/b \le 27$ $215-2.35\ (K\ell/b-7.5)$	$6.7/K < \ell/b \le 25$ $270-3.32\ (K\ell/b-6.7)$

※ A_w : 복부판의 총단면적 (mm^2)　　ℓ : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)

Ac : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)　　b : 압축플랜지 폭 (mm)

$K = \sqrt{(3 + A_w / 2A_c)}$

(4) 허용전단응력 및 허용지압응력(MPa) (도.설 3.3.2.1)

응력종류 \ 강 종	두께	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
전단응력	40이하	80	110	125	155
지압응력		210	285	325	405

(5) 구조용 강재의 항복점 응력(MPa) (도.설 3.9.3.2)

강 종	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
항복응력	235	315	355	450

1.4 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준(2008) ; 국토해양부

2) 도로교 설계기준해설(2008) ; 대한토목학회

3) 콘크리트 구조 설계기준(2007) ; 한국콘크리트학회

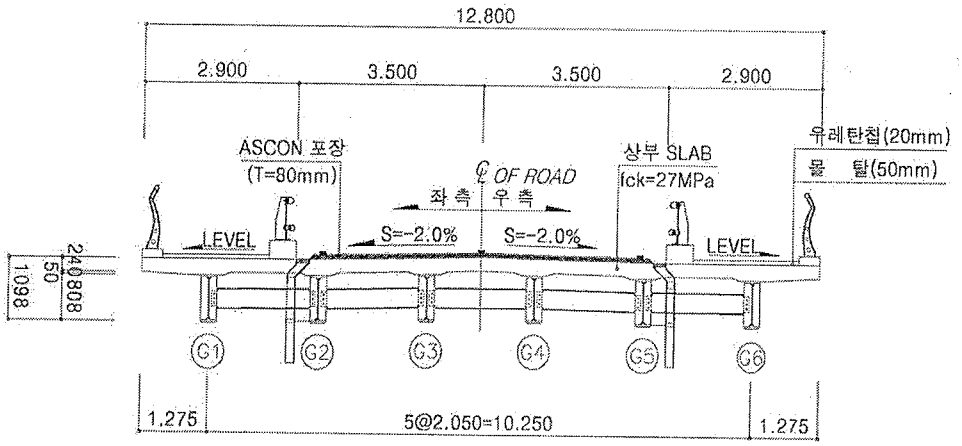
4) 도로설계 편람(2008) ; 국토해양부

5) 도로설계 요령(2009) ; 도로공사

6) 강도로교 상세부 설계지침(2006) ; 건설교통부

2. 단 면 가 정

2.1 횡단면도



3. 바닥판의 설계

3.1 경험적 설계법 구간 설계

1) 경험적 설계조건 검토 (도.설 4.7.7.3)

① 지지부재 : 콘크리트 ····· O.K

② 콘크리트 압축강도 ≥ 27 MPa

- 콘크리트 설계기준 강도 : 27 MPa ≥ 27 MPa ····· O.K

③ 콘크리트 타설 및 양생 : 현장타설 및 습윤양생 ····· O.K

④ 주거더의 수 ≥ 3 EA

- 횡단면의 BEAM 수 = 4 EA ≥ 3 EA ····· O.K

⑤ 합성거동 여부 : 완전합성거동 ····· O.K

⑥ 바닥판 최소두께 ≥ 240 mm

- t 240 mm ≥ 240 mm ····· O.K

⑦ 유효경간 ≤ 표준차선폭(3.60 m)

- L = C.T.C - (bf + tw) / 2

= 2.050 - 0.150 = 1.900 m ≤ 3.600 m ····· O.K

⑧ 바닥판 두께에 대한 유효지간비(L/D) 조건 : 6 < L/D < 15

- 유효지간비(L/D) = 7.92 ∴ 6 < L/D < 15 ····· O.K

⑨ 상하면 철근의 최외측간격 ≥ 15 cm 이상

- 상면철근 : H16 - 하면철근 : H16

- 상면피복 : 60 mm - 하면피복 : 40 mm

- 철근외측간격(T) 156 mm ≥ 150 mm ····· O.K

∴ 상위 설계조건을 모두 만족하므로 바닥판 설계는 경험적 설계법을 적용함.

2) 켄틸레버 인접경간 경험적 설계조건 적용검토

; 켄틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께의 5배이상, 또는 3배이상이고 연속 방호책과 합성인 경우

① 좌측 켄틸레버 인접 경간

- 켄틸레버 길이(L) = 92.5 cm - 연속 방호책 : 난간기초

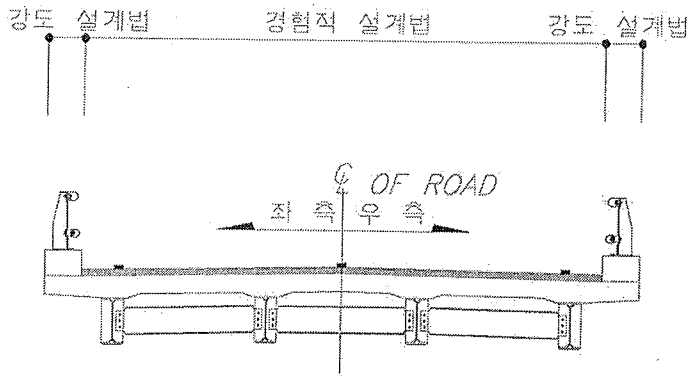
- L / D = 3.85 ≥ 3 ····· 경험적설계법

② 우측 켄틸레버 인접 경간

- 켄틸레버 길이(L) = 92.5 cm - 연속 방호책 : 난간기초

- L / D = 3.85 ≥ 3 ····· 경험적설계법

3) 경험적설계 및 강도설계법 구간



4) 경험적 설계 적용구간의 철근량검토 (도.설.해 4.7.7.4)

구 분		경험적 설계기준		사용철근량 (mm²)	판 정
		필요철근비	필요철근량(mm²)		
주철근	상면	0.003	720.0	H16@200 = 993.0	O.K
	하면	0.004	960.0	H16@200 = 993.0	O.K
배력철근	상면	0.003	720.0	H16@250 = 794.4	O.K
	하면	0.003	720.0	H16@250 = 794.4	O.K

3.2 바닥판 설계 요약

1) 최소두께 검토결과

검 토 구 간	유효경간(m)	바닥판 최소두께 산정식	최소두께(mm)	사용두께(mm)	판정
좌측 켄틸레버	0.125	T = 280×L + 180	220.0	290.0	O.K
우측 켄틸레버	0.125	T = 280×L + 180	220.0	290.0	O.K

2) 강도 및 철근량 검토결과

강도설계법 적 용 구간	강도검토 (kN·m)		주철근량(mm^2)			배력철근량(mm^2)			단부 주철근량(mm^2)			판정
	Mu	Md	필요	사용철근량		필요	사용철근량		필요	사용철근량		
좌 측 켄틸레버	38.1	74.7	661.5	H16@200	993.0	443.2	H16@250	794.4	1323	H16@100	1986	O.K
					0.0							
우 측 켄틸레버	38.1	74.7	661.5	H16@200	993.0	443.2	H16@250	794.4	1323	H16@100	1986	O.K
					0.0							

3) 사용성 검토결과

사 용 성 검 토 구 간	사용모멘트 (kN·m)		간격 검토		처짐검토 (별도검토)	피로검토 (별도검토)	판정
	Mo	M ℓ	s_{max}	사용간격			
좌측 켄틸레버	29.3	12.6	454	200	필요없음	필요없음	O.K
우측 켄틸레버	29.3	12.6	454	200	필요없음	필요없음	O.K

4) 바닥판 설계 재정수

- f_{ck} = 27 MPa
- f_y = 400 MPa
- f_{sa} = 180 MPa
- $\beta_1 = 0.85 - (f_{ck} - 28) \times 0.007$ = 0.857 ∴ β1 = 0.85 - ϕ_f = 0.85
- 평형철근비 : $\rho_b = 0.85\ \beta_1 (f_{ck} / f_y) \cdot 600 / (600 + f_y)$ = 0.029261
- 최대철근비 : $\rho_{max} = 0.75\ \rho_b$ = 0.021946
- 최소철근비 : $\rho_{min} = MAX [\ 1.4 / f_y\ ,\ 0.25\ \sqrt{f_{ck}} / f_y\ ]$ = 0.003500

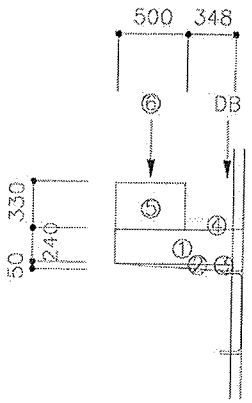
3.3 바닥판 하중산정

1) 좌측 켄틸레버부 : 난간기초

(1) 바닥판의 최소 두께 검토 (도.설 4.7.4) - 차량진행 방향에 직각인 경우

L = 0.125 m < 0.250 m 이므로

T = 280×L + 180 = 280 × 0.125 + 180 = 215.0 mm or 220.0 mm < 290.0 mm ------ O.K



No	고 정 하 중 (kN)		거리 (m)	모멘트(kN·m)
1	0.847×0.240×25.00 =	5.08	0.424	2.15
2	0.5×0.725×0.050×25.00 =	0.45	0.364	0.17
3	0.122×0.050×25.00 =	0.15	0.061	0.01
4	0.348×0.080×23.00 =	0.64	0.174	0.11
5	0.500×0.330×25.00 =	4.13	0.598	2.47
6	난간하중 =	1.00	0.598	0.60
				-
		-	-	-
		-	-	-
합 계		11.45	-	5.50

(2) 하중 계산

① 고 정 하 중

Md = 5.50 kN · m

② 활 하 중 (Pr = 96.0 kN)

- 충격계수(i)

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.125)= 0.374 > 0.3 ∴ i = 0.300

- 차륜 하중 분포폭 (E) - 도.설 p111

E = 0.8 × X + 1.14 = 0.8 × 0.125 + 1.14 = 1.240 m

- 차륜 하중 후륜 축하중에 의한 모멘트

$M_{(l+i)}$ = Pr · (1 + i) · X / E = 96.0 × (1 + 0.300)× 0.125 / 1.240

= 12.58 kN · m

③ 충돌 하중 (도.기.해 2.4.3.6)

- 설계속도 (V) = 60.0 km/hr - 회전반경 (R) = 0.0 m - 작용높이 (H) = 1.000 m

▣ 92' 도로교표준시방서

- Pco = $(V / 60)^2$ x 750 + 250 = $(60 / 60)^2$ x 750 + 250 = 10.0 kN

- Mco = 10.0 ×(1.000 + 0.240 / 2) = 11.20 kN · m

▣ 도로안전시설 설치 및 관리지침

- Pco = 10.0 kN (직선구간 : 10.0, 곡선구간 : 20.0)

- Mco = 10.0 ×(1.000 + 0.240 / 2) = 11.20 kN · m

∴ Mco = 11.20 kN · m

④ 원심하중 - 교면상 1.8m 높이에 작용하는 것으로 본다

▣ 원심하중 적용 판단

- BEAM 수 = 4 EA - 경간 = 1 경간 - 교량연장 = 12.925 m

- 교량중심각(°)= 0.00 < 3.00 °

∴ 직선교로 결정하여 원심하중을 고려하지 않는다!

⑤ 풍하중 (도.기.해 2.1.11)

- 풍압 (Pw) = 3.00 kN/m : 활하중 비재하시

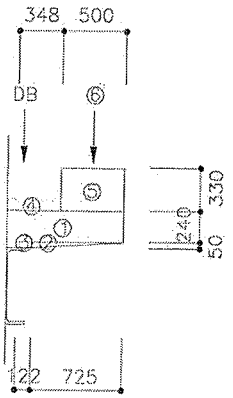
- Mw = 3.00 × 1.130 × 1.130 / 2 = 1.92 kN · m

2) 우측 켄틸레버부 : 난간기초

(1) 바닥판의 최소 두께 검토 (도.설 4.7.4) - 차량진행 방향에 직각인 경우

L = 0.125 m < 0.250 m 이므로

T = 280×L + 180 = 280 × 0.125 + 180 = 215.0 mm or 220.0 mm < 290.0 mm ----- O.K



No	고 정 하 중 (kN)		거리 (m)	모멘트(kN·m)
1	0.847×0.240×25.00 =	5.08	0.424	2.15
2	0.5×0.725×0.050×25.00 =	0.45	0.364	0.17
3	0.122×0.050×25.00 =	0.15	0.061	0.01
4	0.348×0.080×23.00 =	0.64	0.174	0.11
5	0.500×0.330×25.00 =	4.13	0.598	2.47
6	난간하중 =	1.00	0.598	0.60
				-
		-	-	-
		-	-	-
합 계		11.45	-	5.50

(2) 하중 계산

① 고 정 하 중

Md = 5.50 kN·m

② 활 하 중 (Pr = 96.0 kN)

- 충격계수(i)

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.125)= 0.374 > 0.3 ∴ i = 0.300

- 차륜 하중 분포폭 (E) - 도.설 p111

E = 0.8 × X + 1.14 = 0.8 × 0.125 + 1.14 = 1.240 m

- 차륜 하중 후륜 축하중에 의한 모멘트

$M_{(1+i)}$ = Pr·(1 + i)·X / E = 96.0 × (1 + 0.300)× 0.125 / 1.240

= 12.58 kN·m

③ 충돌 하중 (도.기.해 2.4.3.6)

- 설계속도 (V) = 60.0 km/hr - 회전반경 (R) = 0.0 m - 작용높이 (H) = 1.000 m

▣ 92' 도로교표준시방서

- $P_{co} = (V / 60)^2 \times 750 + 250 = (60 / 60)^2 \times 750 + 250 =$ 10.0 kN

- $M_{co} =$ 10.0 ×(1.000 + 0.240 / 2) = 11.20 kN · m

▣ 도로안전시설 설치 및 관리지침

- $P_{co} =$ 10.0 kN (직선구간 : 10.0, 곡선구간 : 20.0)

- $M_{co} =$ 10.0 ×(1.000 + 0.240 / 2) = 11.20 kN · m

∴ $M_{co} =$ 11.20 kN · m

④ 원심하중 - 교면상 1.8m 높이에 작용하는 것으로 본다

▣ 원심하중 적용 판단

- BEAM 수 = 4 EA - 경간 = 1 경간 - 교량연장 = 12.925 m

- 교량중심각(°) = 0.00 < 3.00 °

∴ 직선교로 결정하여 원심하중을 고려하지 않는다!

⑤ 풍하중 (도.기.해 2.1.11)

- 풍압 (P_w) = 3.00 kN/m : 활하중 비재하시

- $M_w =$ 3.00 × 1.130 × 1.130 / 2 = 1.92 kN · m

3.4 하중조합 및 집계

1) 하중조합

(1) 좌측 켄틸레버부

조합 번호	고정하중	활하중	충돌하중	풍하중	원심하중	계수하중 (kN·m)	사용하중 (kN·m)
	5.50	12.58	11.20	1.92	0.00		
1	1.300	2.150	-	-	1.300	34.20	18.08
2	1.300	1.300	1.300	-	1.300	38.07	29.28
3	1.300	1.300	-	0.650	1.300	24.75	18.66
4	1.200	-	1.200	1.200	-	22.34	17.28
5	1.300	-	-	1.300	-	9.64	6.08

(2) 우측 켄틸레버부

조합 번호	고정하중	활하중	충돌하중	풍하중	원심하중	계수하중 (kN·m)	사용하중 (kN·m)
	5.50	12.58	11.20	1.92	0.00		
1	1.300	2.150	-	-	1.300	34.20	18.08
2	1.300	1.300	1.300	-	1.300	38.07	29.28
3	1.300	1.300	-	0.650	1.300	24.75	18.66
4	1.200	-	1.200	1.200	-	22.34	17.28
5	1.300	-	-	1.300	-	9.64	6.08

2) 하중집계

바닥판	좌측 켄틸레버부			우측 켄틸레버부		
검토하중 (kN·m)	Mu	Mo	M ℓ	Mu	Mo	M ℓ
	38.07	29.28	12.58	38.07	29.28	12.58

3.5 철근량 및 강도검토

1) 좌측 켄틸레버부

설계단면력: Mu = 38.1 kN · m

사용단면 : H = 290.0 mm B = 1000 mm

사용휨철근: As = H16@200 = 993.0 mm² Dc = 60 mm (D = H - Dc = 230 mm)

0 = 0.0 mm²

∴ As = 993.0 mm²

① 휨철근 검토

- 소요철근량(reqAs) 산정

Ru = Mu / (B · D²) × 1000000 = 0.71961

$$\rho = 0.85 \times \frac{fck}{fy} \times \left| 1 - \sqrt{\{ 1 - 2 \times \frac{Ru}{\phi \times 0.85 \times fck} \}} \right| = 0.002157$$

4/3 ρ = 0.002876 , ρmin = 0.003500

∴ reqρ = 0.002876 reqAs = reqρ · B · D = 661.5 mm²

- 사용철근량(useAs) 검토

useAs = 993.0 mm² (useρ = useAs / (B · D) = 0.004317

∴ useAs = 993.0 mm² > reqAs = 661.50 mm² ----- O.K

- 설계모멘트강도(Md) 검토

a = (fy×UseAs) / (0.85×fck×B) = 17.307

Md = ϕMn = ϕ · useAs · fy (D - a / 2) ÷1000000 = 74.73 kN · m

∴ Md = 74.73 kN · m > Mu = 38.07 kN · m ----- O.K

② 배력철근 검토 - 배력철근 검토(도.설 3.6.1.4)

- 소요철근량(reqAs) 산정 (L = 사하중지간)

120 / √L = 120 / √ 0.925 = 124.77 > 67 %

∴ reqAs = 661.5 × 0.67 = 443.2 mm²

- 사용철근량(useAs) 검토

useAs = H16@250 = 794.4 mm²

∴ useAs = 794.4 mm² > reqAs = 443.2 mm² ----- O.K

③ 단부철근 검토 (도.설 4.7.6.4)

- 소요철근량(reqAs) 산정 : 휨철근 소요철근량의 2배

reqAs = 2 × 661.5 = 1323.0 mm²

- 사용철근량(useAs) 검토

useAs = H16@100 = 1986.0 mm² > reqAs = 1323.0 mm² ----- O.K

2) 우측 캔틸레버부

설계단면력: Mu = 38.1 kN · m

사용단면 : H = 290.0 mm B = 1000 mm

사용휨철근: As = H16@200 = 993.0 mm² Dc = 60 mm (D = H - Dc = 230 mm)

0 = 0.0 mm²

∴ As = 993.0 mm²

① 휨철근 검토

- 소요철근량(reqAs) 산정

Ru = Mu / (B · D²) ×1000000 = 0.71961

$$\rho = 0.85 \times \frac{fck}{fy} \times \left[1 - \sqrt{ 1 - 2 \times \frac{Ru}{\phi \times 0.85 \times fck} } \right] = 0.002157$$

4/3 ρ = 0.002876 , ρmin = 0.003500

∴ reqρ = 0.002876 reqAs = reqρ · B · D = 661.5 mm²

- 사용철근량(useAs) 검토

useAs = 993.0 mm² (useρ = useAs / (B · D) = 0.004317

∴ useAs = 993.0 mm² > reqAs = 661.50 mm² ----- O.K

- 설계모멘트강도(Md) 검토

a = (fy×UseAs) / (0.85×fck×B) = 17.307

Md = ϕMn = ϕ · useAs · fy (D - a / 2) ÷1000000 = 74.73 kN · m

∴ Md = 74.73 kN · m > Mu = 38.07 kN · m ----- O.K

② 배력철근 검토 - 배력철근 검토(도.설 3.6.1.4)

- 소요철근량(reqAs) 산정 (L = 사하중지간)

120 / √L = 120 / √ 0.925 = 124.77 > 67 %

∴ reqAs = 661.5 ×0.67 = 443.2 mm²

- 사용철근량(useAs) 검토

useAs = H16@250 = 794.4 mm²

∴ useAs = 794.4 mm² > reqAs = 443.2 mm² ----- O.K

③ 단부철근 검토 (도.설 4.7.6.4)

- 소요철근량(reqAs) 산정 : 휨철근 소요철근량의 2배

reqAs = 2 × 661.5 = 1323.0 mm²

- 사용철근량(useAs) 검토

useAs = H16@100 = 1986.0 mm² > reqAs = 1323.0 mm² ----- O.K

3.6 사용성검토

1) 좌측 캔틸레버부

사용모멘트: Mo = 29.3 kN·m　　Mℓ = 12.6 kN·m

사용단면 : H = 290.0 mm　　B = 1000 mm

사용휨철근: As = H16@200 = 993.0 mm²　　Dc = 60 mm (D = H - Dc = 230 mm)

0 = 0.0 mm²　　철근수 = 5.0 EA

∴ As = 993.0 mm²

① 중립축 비 산정

- n = 43 / √fck = 43 / √27 = 8　　- ρ = As / (b · d) = 0.0043

- k = -n·ρ + √((n·ρ)² + 2·n·ρ) = 0.23055　　- j = 1 - k/3 = 0.92315

- fs = Mo / ρ · j · b · d² = 138.9 MPa < fsa = 180 MPa ----- O.K

② 인장철근의 간격검토 (콘.기.해 4.2)

- 최외단 피복두께: C = Dc - (주철근직경) / 2 = 44.1 mm

- s1 = 375 x 210 / fs - 2.5 Cc = 375 x 210 / 138.9 - 2.5 x 44.1 = 456.8 mm

- s2 = 300 x 210 / fs = 300 x 210 / 138.9 = 453.60717 mm　　중 작은값 이하

∴ s_{max} = 453.6 mm > 200 mm ------ O.K

③ 처짐검토 (콘.기.해 4.3.1)

t_{min} = L / 10 = 925.0 / 10 = 92.5 mm < T = 290.0 mm

∴ 별도의 처짐검토가 필요없음!!!

④ 피로검토 (콘.기.해 4.4.2)

- 충격을 고려한 활하중 모멘트 : Mmax = 12.6 kN·m

- fs = Mmax / (As · d) = 55.1 MPa < fsa = 180 MPa ------ O.K

∴ 별도의 피로검토가 필요없음!!!

2) 우측 캔틸레버부

사용모멘트: Mo = 29.3 kN · m　　M ℓ = 12.6 kN · m

사용단면 : H = 290.0 mm　　B = 1000 mm

사용휨철근: As = H16@200 = 993.0 mm²　　Dc = 60 mm (D = H - Dc = 230 mm)

0 = 0.0 mm²　　철근수 = 5.0 EA

∴ As = 993.0 mm²

① 중립축 비 산정

- $n = 43 / \sqrt{fck} = 43 / \sqrt{27} =$ 8　　- $\rho = As / (b \cdot d) =$ 0.0043

- $k = -n \cdot \rho + \sqrt{((n \cdot \rho)^2 + 2 \cdot n \cdot \rho)} =$ 0.23055　　- $j = 1 - k/3 =$ 0.92315

- $fs = Mo / \rho \cdot j \cdot b \cdot d^2 =$ 138.9 MPa < fsa = 180 MPa ------ O.K

② 인장철근의 간격검토 (콘.기.해 4.2)

- 최외단 피복두께: C = Dc - (주철근직경) / 2 = 44.1 mm

- s1 = 375 x 210 / fs - 2.5 Cc = 375 x 210 / 138.9 - 2.5 x 44.1 = 456.8 mm

- s2 = 300 x 210 / fs = 300 x 210 / 138.9 = 453.60717 mm 중 작은값 이하

∴ s_{max} = 453.6 mm > 200 mm ------ O.K

③ 처짐검토 (콘.기.해 4.3.1)

$t_{min} = L / 10 =$ 925.0 / 10 = 92.5 mm < T = 290.0 mm

∴ 별도의 처짐검토가 필요없음!!!

④ 피로검토 (콘.기.해 4.4.2)

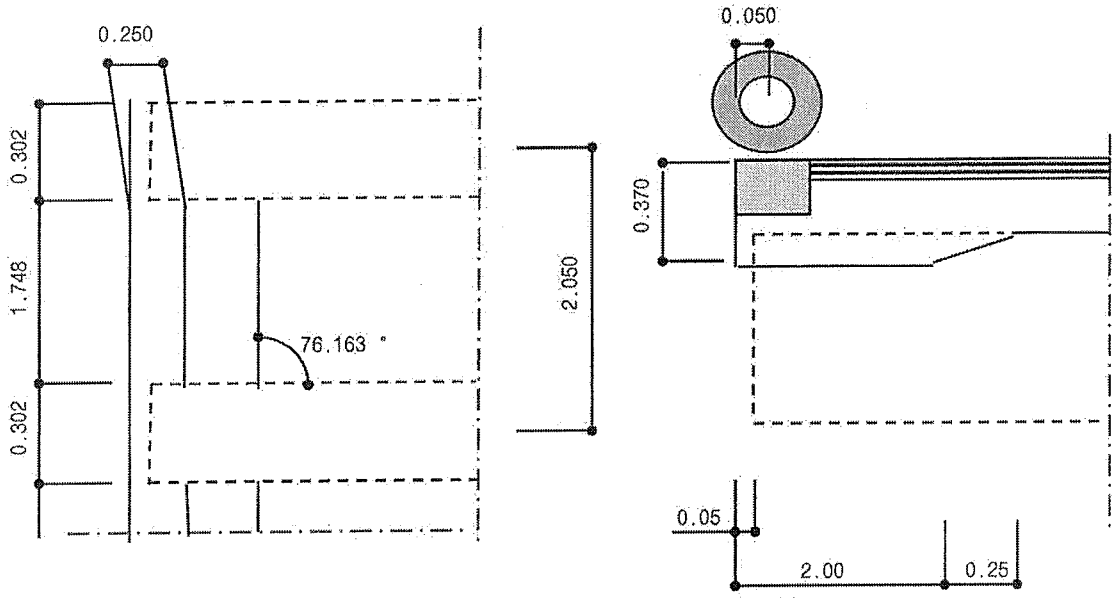
- 충격을 고려한 활하중 모멘트 : Mmax = 12.6 kN · m

- $fs = Mmax / (As \cdot d) =$ 55.1 MPa < fsa = 180 MPa ------ O.K

∴ 별도의 피로검토가 필요없음!!!

3.7 슬래브 단부검토

1) 하중산정



(1) 바닥판의 최소 두께 검토 (도.기 P 338) - 차량진행 방향에 평행한 경우

L = 0.250 - 0.050 = 0.200 m

T = 240×L + 150 = 240 × 0.200 + 150 = 198.0 mm < 290.0 mm --- O.K !!!

(2) 하중 계산

① 고 정 하 중

- Pd = 0.250 × 0.37 × 25.0 = 2.31 kN
- Md = 2.31 × 0.25 / 2 = 0.289 kN · m

② 활 하 중 (Pr= 96.0 kN)

- 충격계수 i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.200)= 0.373 > 0.3 ∴i = 0.300
- 윤하중 분포폭 E = 0.35 L + 0.98 = 0.35 × 0.200 + 0.98 = 1.05 < 2.1 ∴E = 1.050 m

$M_{(I+i)}$ = Pr · (1 + i) · X / E = 96.0 ×(1 + 0.300)× 0.200 / 1.248 = 19.99 kN · m

(3) 하중 조합

Mu = 1.30 × Md + 2.15 × $M_{(I+i)}$ = 43.36 kN · m

2) 철근량 및 강도검토

강도검토 (kN·m)		단부 배력철근량(mm2)			판정
Mu	Md	필요철근량	사용철근량		
43.4	163.9	665.2	H16@100	1986.0	O.K

설계단면력: Mu = 43.4 kN · m

사용단면 : H = 320 mm B = 1000 mm

사용휨철근: As = H16@100 = 1986.0 mm² Dc = 60 mm (D = H - Dc = 260 mm)

0 = 0.0 mm²

∴ As = 1986.0 mm²

① 휨철근 검토

- 소요철근량(reqAs) 산정

Ru = Mu / (B · D²) ×1000000 = 0.64148

$$\rho = 0.85 \times \frac{fck}{fy} \times \left| 1 - \sqrt{\left\{ 1 - 2 \times \frac{Ru}{\phi \times 0.85 \times fck} \right\}} \right| = 0.00$$

4/3 ρ = 0.002558

ρmin = 0.003500

∴ reqρ = 0.002558 reqAs = reqρ · B · D = 665 mm²

- 사용철근량(useAs) 검토

useAs = 1986.0 mm² (useρ = useAs / (B · D) = 0.007638

∴ useAs = 1986.0 mm² > reqAs = 665.18 mm² --- O.K !!!

- 설계모멘트강도(Md) 검토

a = (fy ×UseAs) / (0.85 ×fck ×B) = 34.614

Md = φMn = φ · useAs · fy (D - a / 2) ÷1000000 = 163.88 kN · m

∴ Md = 163.88 kN · m > Mu = 43.36 kN · m --- O.K !!!

3.8 연속지점부 바닥판 (차량진행방향) - 주장률철근

1) 철근량 검토

- 소요철근량(reqAs) 산정 : 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근량

  reqAs = 0.015 × 1000.0 × 240.0 = 3600.0 mm^2

- 사용철근량(useAs) 검토

  useAs = (상면: H19@125 = 2292.0 mm^2) + (하면: H19@125 = 2292.0 mm^2) = 4584.0 mm^2

  ∴ useAs = 4584.0 mm^2 > reqAs = 3600.00 mm^2 ----- O.K

2) 주장률 검토 : 교축방향 철근의 총주변장 / 바닥판 콘크리트의 면적 ≥ 0.0035 mm/mm^2 (도.설 3.9.2.3)

- 주장률 : $\mu = \pi \times 19.1 \times 16 / (1000.0 \times 240.0) =$ 0.0040 mm/mm^2

  ∴ $\mu =$ 0.0040 mm/mm^2 ≥ 0.0035 mm/mm^2 ------ O.K

4. 주형의 설계

4.1 하중계산

1) 고정하중

(1) 합성전 고정하중

① 슬래브 W_{d1} = 0.240 × 25.0 = 6.000 kN/m²

② 슬래브 + 헌치 W_{d2} = 0.290 × 25.0 = 7.250 kN/m²

③ 강재자중 : 구조해석 PROGRAM에서 자동입력 (부부재고려 20% 할증 = A × 78.5 × 1.2)

(2) 합성후 고정하중

① 포 장 W_{d4} = 0.080 × 23.0 = 1.840 kN/m²

② 좌측방호책 P_1 = 0.500 × 0.3 × 25.0 + 1.0 = 5.125 kN/m

③ 우측방호책 P_2 = 0.500 × 0.3 × 25.0 + 1.0 = 5.125 kN/m

2) 활 하 중

(1) 경 간 장 (L) = 12.025 m

(2) 충격계수 (i)

= 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 12.025)= 0.288 < 0.3 ∴ i = 0.288

(3) 설계차선폭 (W)

$$W = \frac{Wc}{N} = \frac{7.000}{2} = 3.500 < 3.600$$ ∴ W = 3.500 m

(4) 적용활하중

① 표준 트럭하중

- 전륜하중 : Pf = 24.00 × (1 + 0.288) = 30.92 kN
- 후륜하중 : Pr = 96.00 × (1 + 0.288) = 123.68 kN

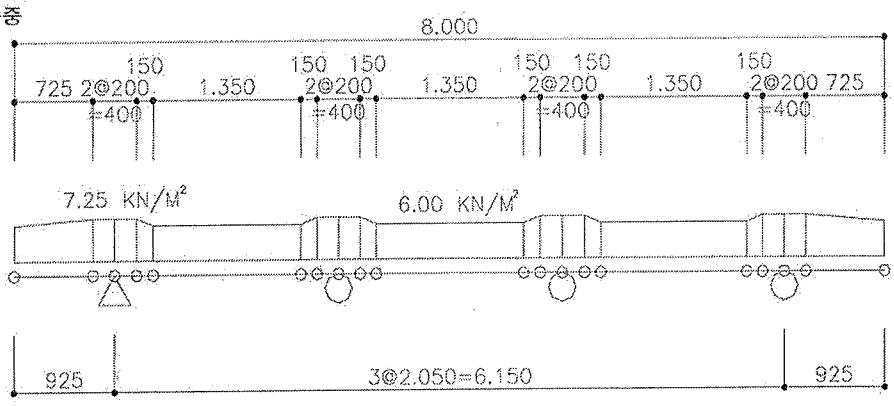
② 표준 차선하중

- 분포하중 : W_l = 12.7 × (1 + 0.288) = 16.36 / 3.0 = 5.45 kN/m
- 집중하중 : P_m = 108.0 × (1 + 0.288) = 139.14 / 3.0 = 46.38 kN

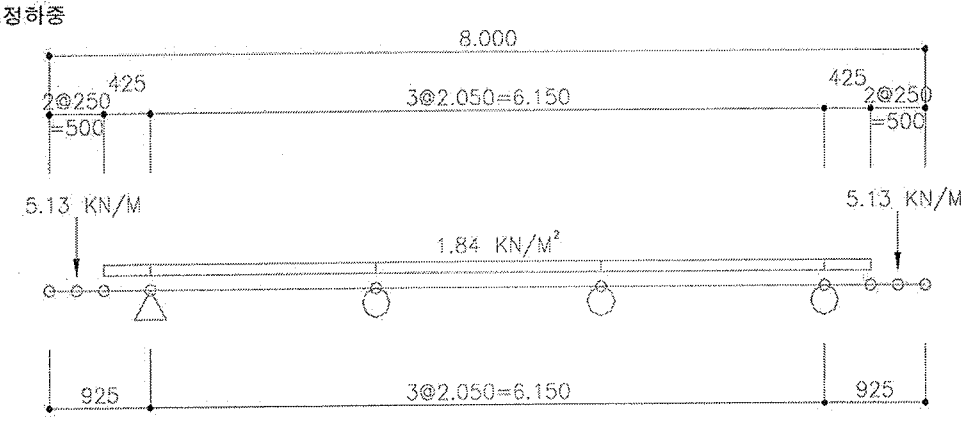
P_s = 156.0 × (1 + 0.288) = 200.98 / 3.0 = 66.99 kN

3) 횡분배 하중재하

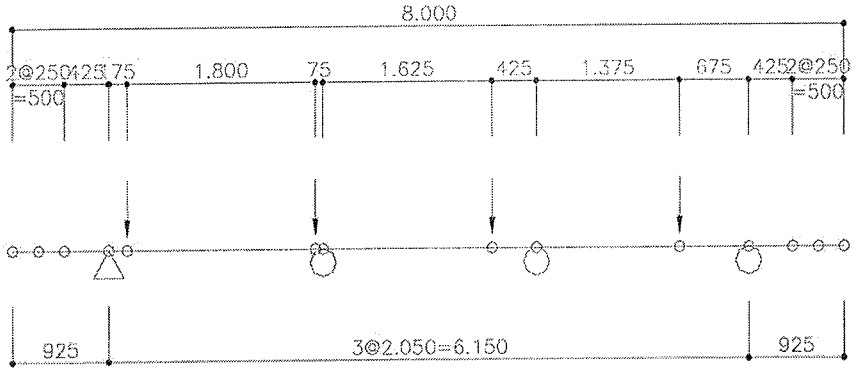
(1) 합성전 고정하중



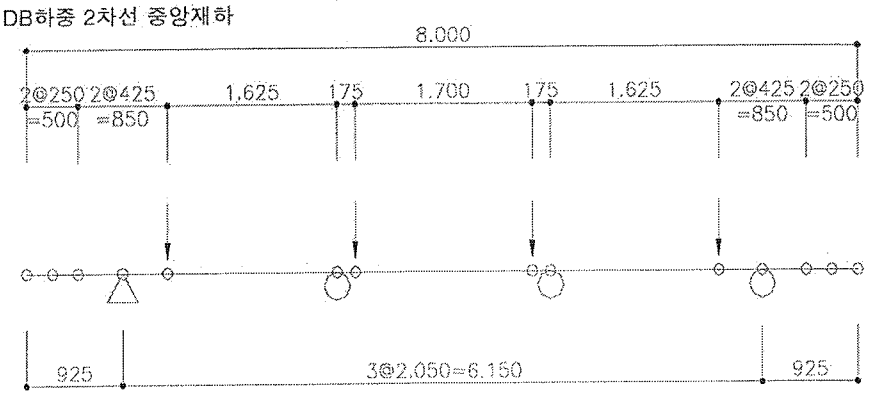
(2) 합성후 고정하중



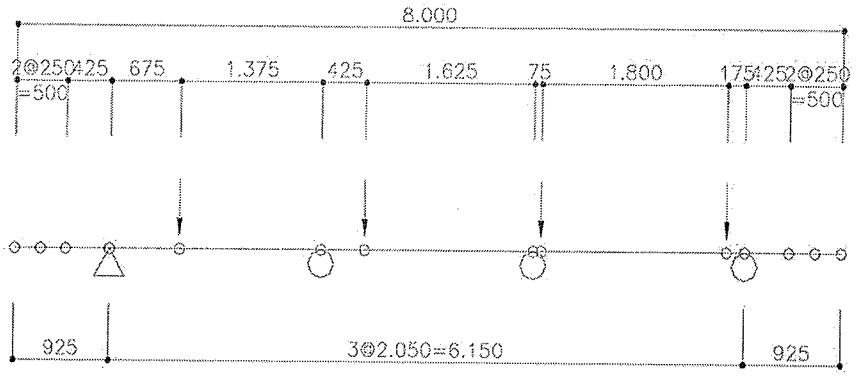
(3) 합성후 활하중 DB하중 2차선 좌측재하



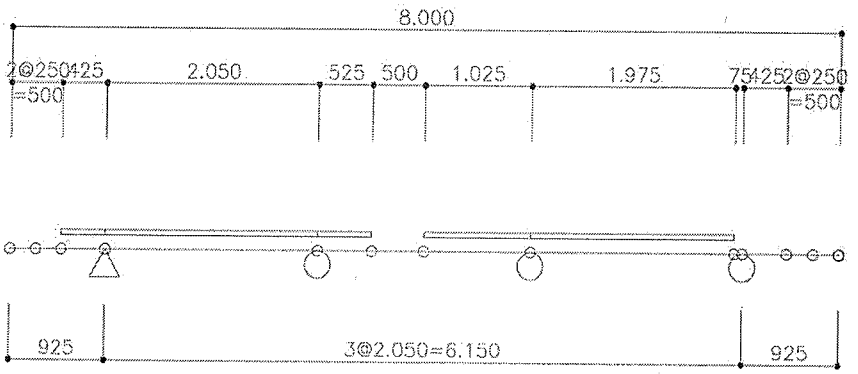
(4) 합성후 활하중 DB하중 2차선 중앙재하



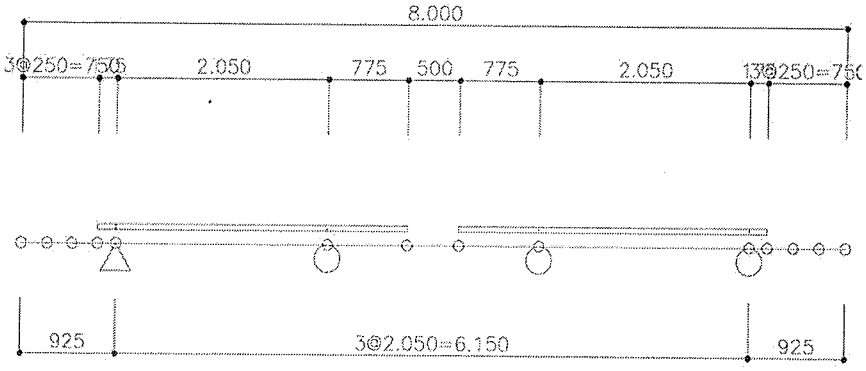
(5) 합성후 활하중 DB하중 2차선 우측재하



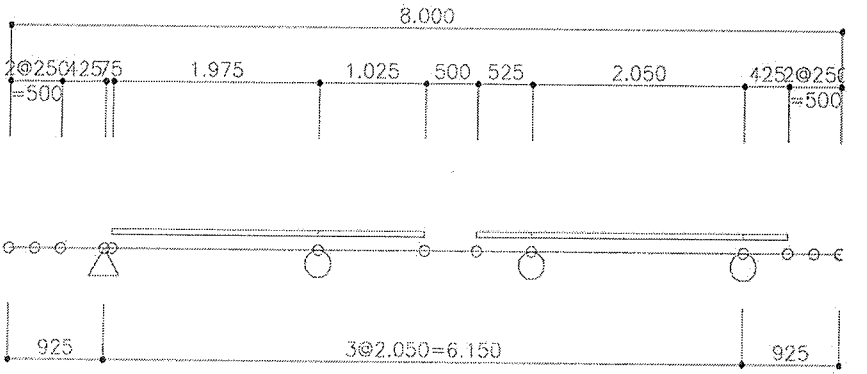
(6) 합성후 활하중 DL하중 2차선 좌측재하



(7) 합성후 활하중 DL하중 2차선 중앙재하



(8) 합성후 활하중 DL하중 2차선 우측재하



4) 하중 횡분배 집계

(1) 고정하중

구 분	BEAM 번호			
	1	2	3	4
합성전 고정하중	13.126	12.609	12.609	13.126
합성후 고정하중	9.538	2.027	2.027	9.538

(2) 활 하 중

① 분배계수

구 분			BEAM 번호			
종류	재하	차선	1	2	3	4
DB	좌측	2	0.896	1.232	1.334	0.537
		1	0.910	1.141	-0.062	0.010
	중앙	2	0.706	1.294	1.294	0.706
		1	-0.034	1.034	1.034	-0.034
	우측	2	0.537	1.334	1.232	0.896
		1	0.010	-0.062	1.141	0.910
DL	좌측	2	1.340	1.826	2.060	0.774
		1	1.346	1.755	-0.122	0.021
	중앙	2	1.041	1.959	1.959	1.041
		1	-0.065	1.565	1.565	-0.065
	우측	2	0.774	2.060	1.826	1.340
		1	0.021	-0.122	1.755	1.346

② 표준트럭하중 (DB하중)

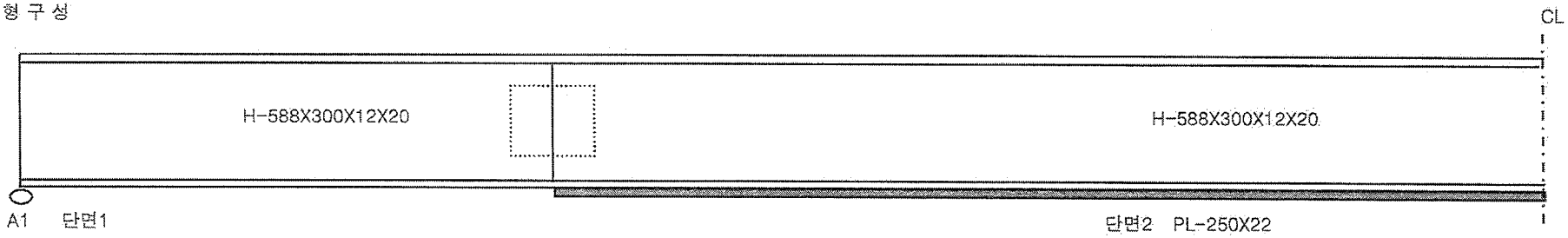
구 분			BEAM 번호			
재하	차선	하중	1	2	3	4
좌측	2	Pf	27.72	38.10	41.24	16.62
		Pr	110.87	152.40	164.98	66.46
	1	Pf	28.14	35.28	-1.90	0.32
		Pr	112.57	141.14	-7.62	1.27
중앙	2	Pf	21.83	40.01	40.01	21.83
		Pr	87.34	160.02	160.02	87.34
	1	Pf	-1.06	31.98	31.98	-1.06
		Pr	-4.25	127.93	127.93	-4.25
우측	2	Pf	16.62	41.24	38.10	27.72
		Pr	66.46	164.98	152.40	110.87
	1	Pf	0.32	-1.90	35.28	28.14
		Pr	1.27	-7.62	141.14	112.57

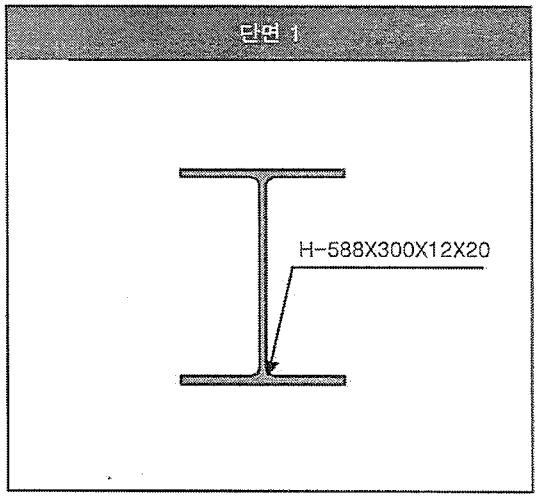
③ 표준차선하중 (DL하중)

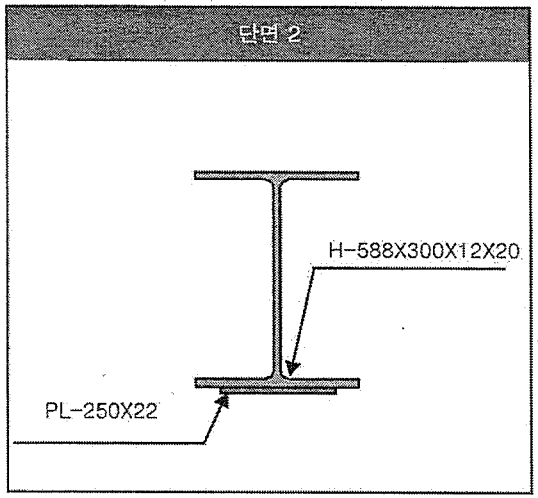
구 분			BEAM 번호			
재하	차선	하중	1	2	3	4
좌측	2	WI	7.31	9.96	11.24	4.22
		Pm	62.14	84.70	95.56	35.89
		Ps	89.75	122.34	138.03	51.84
	1	WI	7.34	9.57	-0.67	0.11
		Pm	62.44	81.40	-5.66	0.96
		Ps	90.19	117.58	-8.18	1.39
중앙	2	WI	5.68	10.69	10.69	5.68
		Pm	48.27	90.87	90.87	48.27
		Ps	69.72	131.26	131.26	69.72
	1	WI	-0.35	8.53	8.53	-0.35
		Pm	-3.00	72.57	72.57	-3.00
		Ps	-4.33	104.82	104.82	-4.33
우측	2	WI	4.22	11.24	9.96	7.31
		Pm	35.89	95.56	84.70	62.14
		Ps	51.84	138.03	122.34	89.75
	1	WI	0.11	-0.67	9.57	7.34
		Pm	0.96	-5.66	81.40	62.44
		Ps	1.39	-8.18	117.58	90.19

4.2 단면가정

1) 주 형 구 성







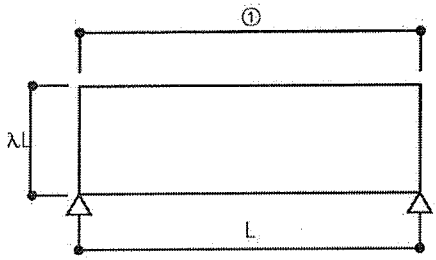
2) 사용부재 제원

부 재 명	강 종	단면제원	A (m^2)	I_{33} (m^4)	I_{22} (m^4)	r_{33} (m)	r_{22} (m)	J (m^4)
주 형 (1)	SM490	H-588X300X12X20	0.019250	0.0011800000	0.0000902000	0.247586	0.068452	0.0000019156
주 형 (2)	SM490	H-588X300X12X20	0.019250	0.0011800000	0.0000902000	0.247586	0.068452	0.0000019156
하중분배 가로보	SM400	H-400X200X8X13	0.008412	0.0002370000	0.0000174000	0.167851	0.045480	0.0000003568
단 지 점 가로보	SM400	H-400X200X8X13	0.008412	0.0002370000	0.0000174000	0.167851	0.045480	0.0000003568
중간지점 가로보	SM400	H-400X200X8X13	0.008412	0.0002370000	0.0000174000	0.167851	0.045480	0.0000003568
중간일반 가로보	SM400	H-350X175X7X11	0.006314	0.0001360000	0.0000098400	0.146763	0.039477	0.0000001928
하연 COVER PL 1	SM520	PL-250X22	0.005500	0.0000002218	0.0000286458	0.006351	0.072169	0.0000008873

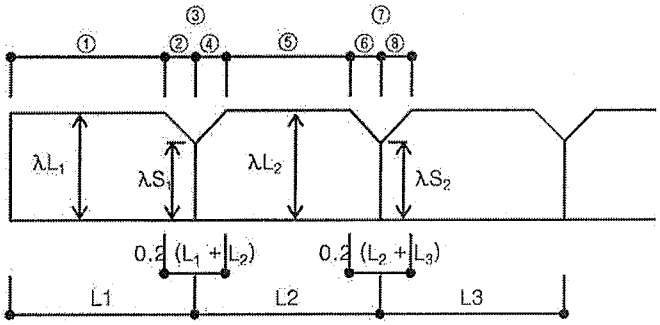
4.3 바닥판 및 FLANGE 유효폭 산정

1) 등가지간장 산정 (1 경간)

지 간	L1						
지간장 (m)	12.925	-		-		-	
등 가 지간장(ℓ)	L1						
	12.925	-	-	-	-	-	-



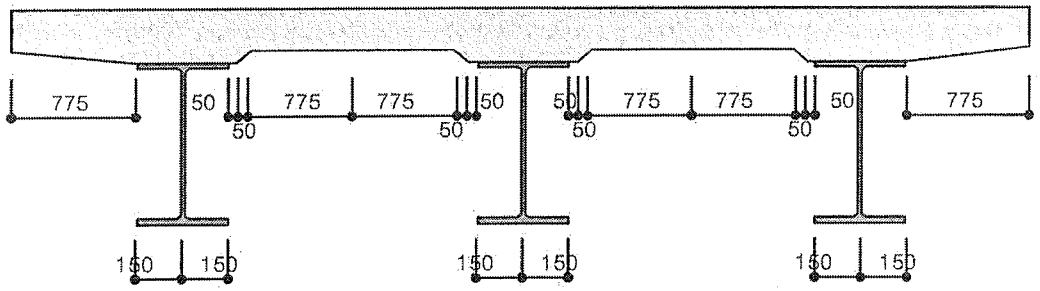
< 단 경 간 >



< 연속경간 >

2) 유효폭 산정 (단위 : mm)

구 분	경간중앙부 (λ_L)			연속지점부 (λ_S)		
경계조건	$b/\ell \le 0.05$	$0.05 < b/\ell \le 0.30$	$b/\ell > 0.30$	$b/\ell \le 0.02$	$0.02 < b/\ell \le 0.30$	$b/\ell > 0.30$
유 효 폭	b	$\{1.1 - 2\,(b/\ell)\}\cdot b$	$0.15\,\ell$	b	$\{1.06 - 3.2(b/\ell) + 4.5(b/\ell)^2\}\cdot b$	$0.15\,\ell$



※ 헌치는 계산상 45°로 가정

(1) 1 경간중앙부 (ℓ = 12.925 m)

구 분	플 랜 지				슬 래 브						적용폭(B_s)
					좌 측 부			우 측 부			
	b	b/ℓ	λ_L	적용폭(B_f)	b	b/ℓ	λ_L	b	b/ℓ	λ_L	
좌측거더	150	0.012	150.0	300.0	775	0.060	759.6	775	0.060	759.6	1919.1
중앙거더	150	0.012	150.0	300.0	775	0.060	759.6	775	0.060	759.6	2019.1
우측거더	150	0.012	150.0	300.0	775	0.060	759.6	775	0.060	759.6	1919.1

4.4 단면상수 계산

1) 단면상수 집계(구조해석 모델링 적용)

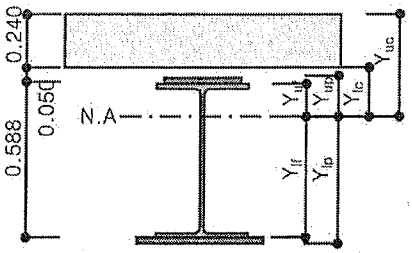
단 면						단 면 상 수			
명	합성	거더부	UPP. COVER PL. 제원	LOW. COVER PL. 제원	유효폭 (m)	A (m^2)	I_{33} (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
"1"	전	전체	H-588X300X12X20			0.019250	0.00118000	0.00009020	0.000001916
	후	좌측	PL-0X0	PL-0X0	1.9500	0.077750	0.00457913	0.01862739	0.001125116
		중앙			2.0500	0.080750	0.00463165	0.02162801	0.001182716
		우측			1.9500	0.077750	0.00457913	0.01862739	0.001125116
"2"	전	전체	H-588X300X12X20			0.024750	0.00157816	0.00011885	0.000002803
	후	좌측	PL-0X0	PL-250X22	1.9500	0.083250	0.00677717	0.01865603	0.001126003
		중앙			2.0500	0.086250	0.00686395	0.02165666	0.001183603
		우측			1.9500	0.083250	0.00677717	0.01865603	0.001126003

- 탄성계수비 (n) = E_s / E_c = 205000 / 27084 = 8 - 주형 : H-588X300X12X20

2) 단면 : "1"

거더 구성 강재	단면제원	강종
H-BEAM	H-588X300X12X20	SM490
UPP. COVER PL.	PL-0X0	SM520
LOW. COVER PL.	PL-0X0	SM520

거 더	바닥판폭(m)
좌측	1.9500
중앙	2.0500
우측	1.9500



(1) 합성전 단면상수

구 분	A (m^2)	Y (m)	A·Y (m^3)	I_{33} (m^4)	A·Y^2 (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
H-BEAM	0.019250	0.2940	0.005660	0.00118000	0.00166389	0.00009020	0.000001916
UPP. COVER PL.	-	-	-	-	-	-	-
LOW. COVER PL.	-	0.5880	-	-	-	-	-
Σ	0.019250		0.005660	0.00118000	0.00166389	0.00009020	0.000001916

· e = ∑A·Y / ∑A = 0.005660 / 0.019250 = 0.2940 m

· Y_{uf} = 0.2940 - 0.0000 = 0.2940 m　　· Y_{lf} = 0.2940 - 0.5880 = -0.2940 m

· Y_{up} = 0.2940 + 0.0000 = 0.2940 m　　· Y_{lp} = 0.2940 - 0.5880 = -0.2940 m

· I_{33} = 0.00118000 + 0.00166389 - 0.019250 × 0.2940^2 = 0.00118000 m^4

(2) 합성후 단면상수 : 좌측

구 분	A (m^2)	Y (m)	A·Y (m^3)	I_{33} (m^4)	A·Y^2 (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
ⓐ 합성전 단면	0.019250	0.5840	0.011242	0.00118000	0.00656533	0.00009020	0.000001916
ⓑ 바 닥 판	0.468000	0.1200	0.05616	0.00224640	0.00673920	0.14829750	0.008985600
∑ = ⓐ + ⓑ/8	0.07775		0.018262	0.00146080	0.00740773	0.01862739	0.001125116

· e = ∑A·Y / ∑A = 0.018262 / 0.077750 = 0.2349 m

· Y_{uf} = 0.2349 - 0.2900 = -0.0551 m　　· Y_{lf} = 0.2349 - 0.8780 = -0.6431 m

· Y_{up} = 0.2349 - 0.2900 = -0.0551 m　　· Y_{lp} = 0.2349 - 0.8780 = -0.6431 m

· Y_{uc} = 0.2349 - 0.0000 = 0.2349 m　　· Y_{lc} = 0.2349 - 0.2400 = -0.0051 m

· I_{33} = 0.00146080 + 0.00740773 - 0.077750 × 0.2349^2 = 0.00457913 m^4

(3) 합성후 단면상수 : 중앙

구 분	A (m^2)	Y (m)	A·Y (m^3)	I_{33} (m^4)	A·Y^2 (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
ⓐ 합성전 단면	0.019250	0.5840	0.011242	0.00118000	0.00656533	0.00009020	0.000001916
ⓑ 바 닥 판	0.492000	0.1200	0.05904	0.00236160	0.00708480	0.17230250	0.009446400
∑ = ⓐ + ⓑ/8	0.08075		0.018622	0.00147520	0.00745093	0.02162801	0.001182716

· e = ∑A·Y / ∑A = 0.018622 / 0.080750 = 0.2306 m

· Y_{uf} = 0.2306 - 0.2900 = -0.0594 m　　· Y_{lf} = 0.2306 - 0.2900 = -0.0594 m

· Y_{up} = 0.2306 - 0.2900 = -0.0594 m　　· Y_{lp} = 0.2306 - 0.2900 = -0.0594 m

· Y_{uc} = 0.2306 - 0.0000 = 0.2306 m　　· Y_{lc} = 0.2306 - 0.2400 = -0.0094 m

· I_{33} = 0.00147520 + 0.00745093 - 0.080750 × 0.2306^2 = 0.00463165 m^4

(4) 합성후 단면상수 : 우측

구 분	A (m^2)	Y (m)	A·Y (m^3)	I_{33} (m^4)	A·Y^2 (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
ⓐ 합성전 단면	0.019250	0.5840	0.011242	0.00118000	0.00656533	0.00009020	0.000001916
ⓑ 바 닥 판	0.468000	0.1200	0.05616	0.00224640	0.00673920	0.14829750	0.008985600
∑ = ⓐ + ⓑ/8	0.07775		0.018262	0.00146080	0.00740773	0.01862739	0.001125116

· e = ∑A·Y / ∑A = 0.018262 / 0.077750 = 0.2349 m

· Y_{uf} = 0.2349 - 0.2900 = -0.0551 m　　· Y_{lf} = 0.2349 - 0.2900 = -0.0551 m

· Y_{up} = 0.2349 - 0.2900 = -0.0551 m　　· Y_{lp} = 0.2349 - 0.2900 = -0.0551 m

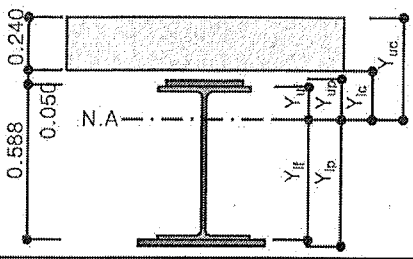
· Y_{uc} = 0.2349 - 0.0000 = 0.2349 m　　· Y_{lc} = 0.2349 - 0.2400 = -0.0051 m

· I_{33} = 0.00146080 + 0.00740773 - 0.077750 × 0.2349^2 = 0.00457913 m^4

3) 단면 : "2"

거더 구성 강재	단면제원	강종
H-BEAM	H-588X300X12X20	SM490
UPP. COVER PL.	PL-0X0	SM520
LOW. COVER PL.	PL-250X22	SM520

거 더	바닥판폭(m)
좌측	1.9500
중앙	2.0500
우측	1.9500



(1) 합성전 단면상수

구 분	A (m^2)	Y (m)	A·Y (m^3)	I_{33} (m^4)	A·Y^2 (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
H-BEAM	0.019250	0.2940	0.005660	0.00118000	0.00166389	0.00009020	0.000001916
UPP. COVER PL.	-	-	-	-	-	-	-
LOW. COVER PL.	0.005500	0.5990	0.003295	0.00000022	0.00197341	0.00002865	0.000000887
Σ	0.024750		0.008954	0.00118022	0.00363730	0.00011885	0.000002803

· e = ∑A·Y / ∑A = 0.008954 / 0.024750 = 0.3618 m

· Y_{uf} = 0.3618 - 0.0000 = 0.3618 m · Y_{lf} = 0.3618 - 0.5880 = -0.2262 m

· Y_{up} = 0.3618 + 0.0000 = 0.3618 m · Y_{lp} = 0.3618 - 0.6100 = -0.2482 m

· I_{33} = 0.00118022 + 0.00363730 - 0.024750 × 0.3618^2 = 0.00157816 m^4

(2) 합성후 단면상수 : 좌측

구 분	A (m^2)	Y (m)	A·Y (m^3)	I_{33} (m^4)	A·Y^2 (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
ⓐ 합성전 단면	0.024750	0.6518	0.0161315	0.00157816	0.01051415	0.00011885	0.000002803
ⓑ 바 닥 판	0.468000	0.1200	0.05616	0.00224640	0.00673920	0.14829750	0.008985600
Σ = ⓐ + ⓑ/8	0.08325		0.023152	0.00185896	0.01135655	0.01865603	0.001126003

· e = ∑A·Y / ∑A = 0.023152 / 0.083250 = 0.2781 m

· Y_{uf} = 0.2781 - 0.2900 = -0.0119 m · Y_{lf} = 0.2781 - 0.8780 = -0.5999 m

· Y_{up} = 0.2781 - 0.2900 = -0.0119 m · Y_{lp} = 0.2781 - 0.9000 = -0.6219 m

· Y_{uc} = 0.2781 - 0.0000 = 0.2781 m · Y_{lc} = 0.2781 - 0.2400 = 0.0381 m

· I_{33} = 0.00185896 + 0.01135655 - 0.083250 × 0.2781^2 = 0.00677717 m^4

(3) 합성후 단면상수 : 중앙

구 분	A (m^2)	Y (m)	A·Y (m^3)	I_{33} (m^4)	A·Y^2 (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
ⓐ 합성전 단면	0.024750	0.6518	0.0161315	0.00157816	0.01051415	0.00011885	0.000002803
ⓑ 바 닥 판	0.492000	0.1200	0.05904	0.00236160	0.00708480	0.17230250	0.009446400
Σ = ⓐ + ⓑ/8	0.08625		0.023512	0.00187336	0.01139975	0.02165666	0.001183603

· e = ∑A·Y / ∑A = 0.023512 / 0.086250 = 0.2726 m

· Y_{uf} = 0.2726 - 0.2900 = -0.0174 m · Y_{lf} = 0.2726 - 0.2900 = -0.0174 m

· Y_{up} = 0.2726 - 0.2900 = -0.0174 m · Y_{lp} = 0.2726 - 0.2900 = -0.0174 m

· Y_{uc} = 0.2726 - 0.0000 = 0.2726 m · Y_{lc} = 0.2726 - 0.2400 = 0.0326 m

· I_{33} = 0.00187336 + 0.01139975 - 0.086250 × 0.2726^2 = 0.00686395 m^4

(4) 합성후 단면상수 : 우측

구 분	A (m^2)	Y (m)	A·Y (m^3)	I_{33} (m^4)	A·Y^2 (m^4)	I_{22} (m^4)	J (m^4)
ⓐ 합성전 단면	0.024750	0.6518	0.0161315	0.00157816	0.01051415	0.00011885	0.000002803
ⓑ 바 닥 판	0.468000	0.1200	0.05616	0.00224640	0.00673920	0.14829750	0.008985600
Σ = ⓐ + ⓑ/8	0.08325		0.023152	0.00185896	0.01135655	0.01865603	0.001126003

· e = ∑A·Y / ∑A = 0.023152 / 0.083250 = 0.2781 m

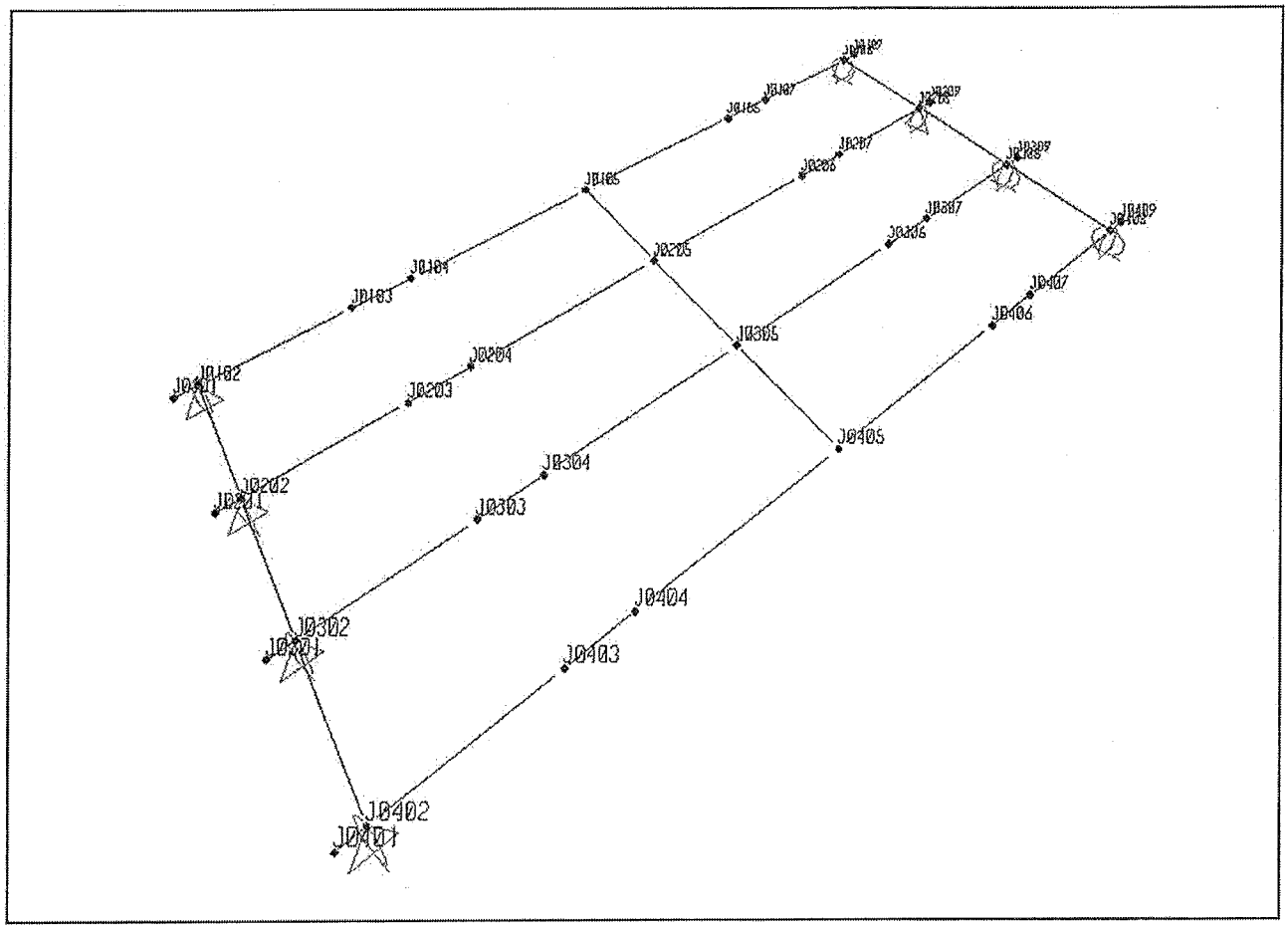
· Y_{uf} = 0.2781 - 0.2900 = -0.0119 m · Y_{lf} = 0.2781 - 0.2900 = -0.0119 m

· Y_{up} = 0.2781 - 0.2900 = -0.0119 m · Y_{lp} = 0.2781 - 0.2900 = -0.0119 m

· Y_{uc} = 0.2781 - 0.0000 = 0.2781 m · Y_{lc} = 0.2781 - 0.2400 = 0.0381 m

· I_{33} = 0.00185896 + 0.01135655 - 0.083250 × 0.2781^2 = 0.00677717 m^4

4.5 구조해석 MODELING



4.6 하중재하

1) LOAD CASE 1 ; 합성전 고정하중(강재자중)
구조해석 프로그램에서 자동재하 함.(기타 부부재등을 고려하여 20% 할증함)

2) LOAD CASE 2 ; 합성전 고정하중(슬래브)

3) LOAD CASE 3 ; 합성후 고정하중(포장 및 방호책)

4) LOAD CASE 5 ; 활하중(DB-24) SAP 2000 BRIDGE 모듈 사용

5) LOAD CASE 6 ; 활하중(DL-24)

6) LOAD CASE 9 ; 지점침하(시점기준)

7) LOAD CASE 10 ; 지점침하(종점기준)

8) LOAD COMB 1 ; 활 하 중 ENVELOPE

9) LOAD COMB 2 ; 지점침하 ENVELOPE

4.7 단 면 력 집 계

1) 거더 : 1

휨 모 멘 트 (kN·m)

부재 번호	절점 번호	합성전		합성후					합 계		K값
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0101	J0101	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000
B0101	J0102	-0.08	-0.59	-0.43	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.10	-1.10	1.000
B0102	J0102	-0.08	-0.60	-2.27	5.89	-5.59	0.00	0.00	2.94	-8.54	1.000
B0102	J0103	24.56	138.36	84.63	336.43	-3.29	0.00	0.00	583.98	244.26	1.000
B0103	J0103	24.56	138.36	84.63	336.43	-3.29	0.00	0.00	583.98	244.26	1.000
B0103	J0104	32.39	179.78	108.74	423.14	-4.73	0.00	0.00	744.05	316.18	1.000
B0104	J0104	32.39	179.78	108.74	423.14	-4.73	0.00	0.00	744.05	316.18	1.000
B0104	J0105	44.92	241.05	132.60	535.58	-9.70	0.00	0.00	954.15	408.87	1.000
B0105	J0105	44.92	241.05	135.41	531.88	-9.83	0.00	0.00	953.26	411.55	1.000
B0105	J0106	32.40	179.83	111.57	420.53	-4.87	0.00	0.00	744.32	318.92	1.000
B0106	J0106	32.40	179.83	111.57	420.53	-4.87	0.00	0.00	744.32	318.92	1.000
B0106	J0107	24.57	138.42	87.47	333.59	-3.43	0.00	0.00	584.05	247.03	1.000
B0107	J0107	24.57	138.42	87.47	333.59	-3.43	0.00	0.00	584.05	247.03	1.000
B0107	J0108	-0.08	-0.60	0.54	3.54	-6.79	0.00	0.00	3.40	-6.93	1.000
B0108	J0108	-0.08	-0.59	-0.43	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.10	-1.10	1.000
B0108	J0109	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000
									-	-	

전 단 력 (kN)

부재 번호	절점 번호	합성전		합성후					합 계		비 고
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0101	J0101	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
B0101	J0102	0.54	3.94	2.86	0.00	0.00	0.00	0.00	7.34	7.34	
B0102	J0102	-13.58	-79.66	-51.22	1.60	-209.77	0.00	0.00	-142.86	-354.24	
B0102	J0103	-9.75	-51.93	-31.07	26.66	-159.18	0.00	0.00	-66.10	-251.94	
B0103	J0103	-9.75	-51.93	-31.07	26.66	-159.18	0.00	0.00	-66.10	-251.94	
B0103	J0104	-7.65	-40.11	-22.49	37.08	-140.44	0.00	0.00	-33.18	-210.69	
B0104	J0104	-7.65	-40.11	-22.49	37.08	-140.44	0.00	0.00	-33.18	-210.69	
B0104	J0105	-0.43	0.59	7.09	92.75	-84.71	0.00	0.00	100.00	-77.46	
B0105	J0105	0.42	-0.60	-7.10	84.38	-92.45	0.00	0.00	77.10	-99.72	
B0105	J0106	7.65	40.10	22.48	140.62	-36.72	0.00	0.00	210.85	33.51	
B0106	J0106	7.65	40.10	22.48	140.62	-36.72	0.00	0.00	210.85	33.51	
B0106	J0107	9.75	51.92	31.06	159.41	-26.32	0.00	0.00	252.15	66.41	
B0107	J0107	9.75	51.92	31.06	159.41	-26.32	0.00	0.00	252.15	66.41	
B0107	J0108	13.58	79.66	51.22	209.93	-1.60	0.00	0.00	354.40	142.87	
B0108	J0108	-0.54	-3.94	-2.86	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.34	-7.34	
B0108	J0109	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
									-	-	

비 틀 림 (kN)

부재 번호	절점 번호	합성전		합성후					합 계		비 고
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0101	J0101	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0101	J0102	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0102	J0102	0.00	-0.04	-7.45	23.84	-22.62	0.00	0.00	16.35	-30.11	
B0102	J0103	0.00	-0.04	-7.45	23.84	-22.62	0.00	0.00	16.35	-30.11	
B0103	J0103	0.00	-0.04	-7.45	23.84	-22.62	0.00	0.00	16.35	-30.11	
B0103	J0104	0.00	-0.04	-7.45	23.84	-22.62	0.00	0.00	16.35	-30.11	
B0104	J0104	0.00	-0.04	-7.45	23.84	-22.62	0.00	0.00	16.35	-30.11	
B0104	J0105	0.00	-0.04	-7.45	23.84	-22.62	0.00	0.00	16.35	-30.11	
B0105	J0105	-0.01	-0.03	3.95	14.43	-27.66	0.00	0.00	18.34	-23.75	
B0105	J0106	-0.01	-0.03	3.95	14.43	-27.66	0.00	0.00	18.34	-23.75	
B0106	J0106	-0.01	-0.03	3.95	14.43	-27.66	0.00	0.00	18.34	-23.75	
B0106	J0107	-0.01	-0.03	3.95	14.43	-27.66	0.00	0.00	18.34	-23.75	
B0107	J0107	-0.01	-0.03	3.95	14.43	-27.66	0.00	0.00	18.34	-23.75	
B0107	J0108	-0.01	-0.03	3.95	14.43	-27.66	0.00	0.00	18.34	-23.75	
B0108	J0108	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0108	J0109	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
									-	-	

2) 거더 : 2

휨 모멘트 (kN·m)

부재 번호	절점 번호	합성전		합성후					합 계		K값
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0201	J0201	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000
B0201	J0202	-0.08	-0.57	-0.09	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.74	-0.74	1.000
B0202	J0202	-0.08	-0.57	-1.35	4.68	-5.65	0.00	0.00	2.67	-7.66	1.000
B0202	J0203	24.97	135.35	35.31	428.28	0.00	0.00	0.00	623.91	195.63	1.000
B0203	J0203	24.97	135.35	35.31	428.28	0.00	0.00	0.00	623.91	195.63	1.000
B0203	J0204	32.99	176.18	48.18	527.11	0.00	0.00	0.00	784.45	257.34	1.000
B0204	J0204	32.99	176.18	48.18	527.11	0.00	0.00	0.00	784.45	257.34	1.000
B0204	J0205	46.12	238.63	79.92	622.42	0.00	0.00	0.00	987.09	364.67	1.000
B0205	J0205	46.12	238.64	81.93	620.15	0.00	0.00	0.00	986.84	366.69	1.000
B0205	J0206	32.99	176.22	50.20	523.19	0.00	0.00	0.00	782.60	259.41	1.000
B0206	J0206	32.99	176.22	50.20	523.19	0.00	0.00	0.00	782.60	259.41	1.000
B0206	J0207	24.98	135.40	37.33	424.31	0.00	0.00	0.00	622.03	197.72	1.000
B0207	J0207	24.98	135.40	37.33	424.31	0.00	0.00	0.00	622.03	197.72	1.000
B0207	J0208	-0.08	-0.57	0.66	3.70	-6.99	0.00	0.00	3.71	-6.98	1.000
B0208	J0208	-0.08	-0.57	-0.09	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.74	-0.74	1.000
B0208	J0209	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000
									-	-	

전 단 력 (kN)

부재 번호	절점 번호	합성전		합성후					합 계		비 고
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0201	J0201	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
B0201	J0202	0.54	3.78	0.61	0.00	0.00	0.00	0.00	4.94	4.94	
B0202	J0202	-13.78	-77.67	-19.50	0.00	-289.75	0.00	0.00	-110.95	-400.71	
B0202	J0203	-9.95	-51.04	-15.21	48.34	-202.79	0.00	0.00	-27.86	-278.99	
B0203	J0203	-9.95	-51.04	-15.21	48.34	-202.79	0.00	0.00	-27.86	-278.99	
B0203	J0204	-7.85	-39.69	-13.39	67.46	-175.03	0.00	0.00	6.53	-235.96	
B0204	J0204	-7.85	-39.69	-13.39	67.46	-175.03	0.00	0.00	6.53	-235.96	
B0204	J0205	-0.62	-0.60	-7.09	165.38	-100.14	0.00	0.00	157.06	-108.45	
B0205	J0205	0.62	0.59	7.09	100.12	-165.40	0.00	0.00	108.42	-157.10	
B0205	J0206	7.85	39.68	13.38	175.00	-67.48	0.00	0.00	235.92	-6.56	
B0206	J0206	7.85	39.68	13.38	175.00	-67.48	0.00	0.00	235.92	-6.56	
B0206	J0207	9.95	51.03	15.21	202.76	-48.36	0.00	0.00	278.94	27.83	
B0207	J0207	9.95	51.03	15.21	202.76	-48.36	0.00	0.00	278.94	27.83	
B0207	J0208	13.78	77.67	19.50	289.75	0.00	0.00	0.00	400.71	110.95	
B0208	J0208	-0.54	-3.78	-0.61	0.00	0.00	0.00	0.00	-4.94	-4.94	
B0208	J0209	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
									-	-	

비 틀 림 (kN)

부재 번호	절점 번호	합성전		합성후					합 계		비 고
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0201	J0201	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0201	J0202	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0202	J0202	-0.01	-0.03	-5.13	18.98	-22.86	0.00	0.00	13.81	-28.03	
B0202	J0203	-0.01	-0.03	-5.13	18.98	-22.86	0.00	0.00	13.81	-28.03	
B0203	J0203	-0.01	-0.03	-5.13	18.98	-22.86	0.00	0.00	13.81	-28.03	
B0203	J0204	-0.01	-0.03	-5.13	18.98	-22.86	0.00	0.00	13.81	-28.03	
B0204	J0204	-0.01	-0.03	-5.13	18.98	-22.86	0.00	0.00	13.81	-28.03	
B0204	J0205	-0.01	-0.03	-5.13	18.98	-22.86	0.00	0.00	13.81	-28.03	
B0205	J0205	-0.01	-0.03	3.05	15.00	-28.30	0.00	0.00	18.01	-25.28	
B0205	J0206	-0.01	-0.03	3.05	15.00	-28.30	0.00	0.00	18.01	-25.28	
B0206	J0206	-0.01	-0.03	3.05	15.00	-28.30	0.00	0.00	18.01	-25.28	
B0206	J0207	-0.01	-0.03	3.05	15.00	-28.30	0.00	0.00	18.01	-25.28	
B0207	J0207	-0.01	-0.03	3.05	15.00	-28.30	0.00	0.00	18.01	-25.28	
B0207	J0208	-0.01	-0.03	3.05	15.00	-28.30	0.00	0.00	18.01	-25.28	
B0208	J0208	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0208	J0209	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
									-	-	

3) 거더 : 3

부재 번호	절점 번호	휨 모멘트 (kN·m)									K값
		합성전		합성후					합 계		
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0301	J0301	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000
B0301	J0302	-0.08	-0.57	-0.09	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.74	-0.74	1.000
B0302	J0302	-0.08	-0.57	0.66	3.70	-6.99	0.00	0.00	3.71	-6.98	1.000
B0302	J0303	24.97	135.35	37.32	424.17	0.00	0.00	0.00	621.82	197.65	1.000
B0303	J0303	24.97	135.35	37.32	424.17	0.00	0.00	0.00	621.82	197.65	1.000
B0303	J0304	32.99	176.18	50.19	523.10	0.00	0.00	0.00	782.45	259.36	1.000
B0304	J0304	32.99	176.18	50.19	523.10	0.00	0.00	0.00	782.45	259.36	1.000
B0304	J0305	46.12	238.64	81.94	620.15	0.00	0.00	0.00	986.84	366.69	1.000
B0305	J0305	46.12	238.63	79.92	622.41	0.00	0.00	0.00	987.08	364.67	1.000
B0305	J0306	32.99	176.22	48.19	527.20	0.00	0.00	0.00	784.59	257.40	1.000
B0306	J0306	32.99	176.22	48.19	527.20	0.00	0.00	0.00	784.59	257.40	1.000
B0306	J0307	24.98	135.40	35.32	428.42	0.00	0.00	0.00	624.12	195.70	1.000
B0307	J0307	24.98	135.40	35.32	428.42	0.00	0.00	0.00	624.12	195.70	1.000
B0307	J0308	-0.08	-0.57	-1.35	4.68	-5.65	0.00	0.00	2.67	-7.66	1.000
B0308	J0308	-0.08	-0.57	-0.09	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.74	-0.74	1.000
B0308	J0309	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000
									-	-	

부재 번호	절점 번호	전 단 력 (kN)									비 고
		합성전		합성후					합 계		
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0301	J0301	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
B0301	J0302	0.54	3.78	0.61	0.00	0.00	0.00	0.00	4.94	4.94	
B0302	J0302	-13.78	-77.67	-19.50	0.00	-289.75	0.00	0.00	-110.95	-400.71	
B0302	J0303	-9.95	-51.04	-15.21	48.34	-202.79	0.00	0.00	-27.86	-278.99	
B0303	J0303	-9.95	-51.04	-15.21	48.34	-202.79	0.00	0.00	-27.86	-278.99	
B0303	J0304	-7.85	-39.69	-13.39	67.46	-175.03	0.00	0.00	6.53	-235.96	
B0304	J0304	-7.85	-39.69	-13.39	67.46	-175.03	0.00	0.00	6.53	-235.96	
B0304	J0305	-0.62	-0.60	-7.09	165.37	-100.13	0.00	0.00	157.06	-108.45	
B0305	J0305	0.62	0.59	7.09	100.12	-165.40	0.00	0.00	108.42	-157.10	
B0305	J0306	7.85	39.68	13.38	175.00	-67.48	0.00	0.00	235.91	-6.56	
B0306	J0306	7.85	39.68	13.38	175.00	-67.48	0.00	0.00	235.91	-6.56	
B0306	J0307	9.95	51.03	15.21	202.76	-48.36	0.00	0.00	278.94	27.83	
B0307	J0307	9.95	51.03	15.21	202.76	-48.36	0.00	0.00	278.94	27.83	
B0307	J0308	13.78	77.67	19.50	289.75	0.00	0.00	0.00	400.70	110.95	
B0308	J0308	-0.54	-3.78	-0.61	0.00	0.00	0.00	0.00	-4.94	-4.94	
B0308	J0309	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
									-	-	

부재 번호	절점 번호	비 틀 림 (kN)									비 고
		합성전		합성후					합 계		
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0301	J0301	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0301	J0302	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0302	J0302	-0.01	-0.03	3.05	15.00	-28.30	0.00	0.00	18.02	-25.28	
B0302	J0303	-0.01	-0.03	3.05	15.00	-28.30	0.00	0.00	18.02	-25.28	
B0303	J0303	-0.01	-0.03	3.05	15.00	-28.30	0.00	0.00	18.02	-25.28	
B0303	J0304	-0.01	-0.03	3.05	15.00	-28.30	0.00	0.00	18.02	-25.28	
B0304	J0304	-0.01	-0.03	3.05	15.00	-28.30	0.00	0.00	18.02	-25.28	
B0304	J0305	-0.01	-0.03	3.05	15.00	-28.30	0.00	0.00	18.02	-25.28	
B0305	J0305	-0.01	-0.03	-5.13	18.98	-22.86	0.00	0.00	13.81	-28.03	
B0305	J0306	-0.01	-0.03	-5.13	18.98	-22.86	0.00	0.00	13.81	-28.03	
B0306	J0306	-0.01	-0.03	-5.13	18.98	-22.86	0.00	0.00	13.81	-28.03	
B0306	J0307	-0.01	-0.03	-5.13	18.98	-22.86	0.00	0.00	13.81	-28.03	
B0307	J0307	-0.01	-0.03	-5.13	18.98	-22.86	0.00	0.00	13.81	-28.03	
B0307	J0308	-0.01	-0.03	-5.13	18.98	-22.86	0.00	0.00	13.81	-28.03	
B0308	J0308	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0308	J0309	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
									-	-	

4) 거더 : 4

휨 모 멘 트 (kN·m)

부재 번호	절점 번호	합성전		합성후					합 계		K값
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0401	J0401	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000
B0401	J0402	-0.08	-0.59	-0.43	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.10	-1.10	1.000
B0402	J0402	-0.08	-0.60	0.54	3.54	-6.79	0.00	0.00	3.40	-6.94	1.000
B0402	J0403	24.56	138.36	87.44	333.48	-3.43	0.00	0.00	583.85	246.93	1.000
B0403	J0403	24.56	138.36	87.44	333.48	-3.43	0.00	0.00	583.85	246.93	1.000
B0403	J0404	32.39	179.78	111.54	420.45	-4.87	0.00	0.00	744.17	318.85	1.000
B0404	J0404	32.39	179.78	111.54	420.45	-4.87	0.00	0.00	744.17	318.85	1.000
B0404	J0405	44.92	241.05	135.41	531.86	-9.84	0.00	0.00	953.24	411.55	1.000
B0405	J0405	44.92	241.05	132.60	535.56	-9.70	0.00	0.00	954.13	408.87	1.000
B0405	J0406	32.40	179.82	108.76	423.21	-4.74	0.00	0.00	744.19	316.25	1.000
B0406	J0406	32.40	179.82	108.76	423.21	-4.74	0.00	0.00	744.19	316.25	1.000
B0406	J0407	24.57	138.41	84.67	336.53	-3.29	0.00	0.00	584.18	244.36	1.000
B0407	J0407	24.57	138.41	84.67	336.53	-3.29	0.00	0.00	584.18	244.36	1.000
B0407	J0408	-0.08	-0.60	-2.27	5.89	-5.58	0.00	0.00	2.94	-8.54	1.000
B0408	J0408	-0.08	-0.59	-0.43	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.10	-1.10	1.000
B0408	J0409	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000
									-	-	

전 단 력 (kN)

부재 번호	절점 번호	합성전		합성후					합 계		비 고
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0401	J0401	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0401	J0402	0.54	3.94	2.86	0.00	0.00	0.00	0.00	7.34	7.34	
B0402	J0402	-13.58	-79.66	-51.22	1.60	-209.93	0.00	0.00	-142.87	-354.40	
B0402	J0403	-9.75	-51.93	-31.07	26.31	-159.43	0.00	0.00	-66.44	-252.19	
B0403	J0403	-9.75	-51.93	-31.07	26.31	-159.43	0.00	0.00	-66.44	-252.19	
B0403	J0404	-7.65	-40.11	-22.49	36.71	-140.64	0.00	0.00	-33.55	-210.89	
B0404	J0404	-7.65	-40.11	-22.49	36.71	-140.64	0.00	0.00	-33.55	-210.89	
B0404	J0405	-0.43	0.59	7.09	92.43	-84.39	0.00	0.00	99.68	-77.14	
B0405	J0405	0.42	-0.60	-7.10	84.69	-92.77	0.00	0.00	77.42	-100.04	
B0405	J0406	7.65	40.10	22.48	140.41	-37.09	0.00	0.00	210.64	33.14	
B0406	J0406	7.65	40.10	22.48	140.41	-37.09	0.00	0.00	210.64	33.14	
B0406	J0407	9.75	51.92	31.06	159.16	-26.67	0.00	0.00	251.89	66.06	
B0407	J0407	9.75	51.92	31.06	159.16	-26.67	0.00	0.00	251.89	66.06	
B0407	J0408	13.58	79.66	51.22	209.77	-1.60	0.00	0.00	354.24	142.87	
B0408	J0408	-0.54	-3.94	-2.86	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.34	-7.34	
B0408	J0409	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
									-	-	

비 틀 림 (kN)

부재 번호	절점 번호	합성전		합성후					합 계		비 고
		고정하중		고정하중	활하중		지점침하				
		강재자중	슬래브	포장 등	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
B0401	J0401	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0401	J0402	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	
B0402	J0402	-0.01	-0.03	3.95	14.43	-27.67	0.00	0.00	18.35	-23.75	
B0402	J0403	-0.01	-0.03	3.95	14.43	-27.67	0.00	0.00	18.35	-23.75	
B0403	J0403	-0.01	-0.03	3.95	14.43	-27.67	0.00	0.00	18.35	-23.75	
B0403	J0404	-0.01	-0.03	3.95	14.43	-27.67	0.00	0.00	18.35	-23.75	
B0404	J0404	-0.01	-0.03	3.95	14.43	-27.67	0.00	0.00	18.35	-23.75	
B0404	J0405	-0.01	-0.03	3.95	14.43	-27.67	0.00	0.00	18.35	-23.75	
B0405	J0405	0.00	-0.04	-7.45	23.84	-22.62	0.00	0.00	16.35	-30.11	
B0405	J0406	0.00	-0.04	-7.45	23.84	-22.62	0.00	0.00	16.35	-30.11	
B0406	J0406	0.00	-0.04	-7.45	23.84	-22.62	0.00	0.00	16.35	-30.11	
B0406	J0407	0.00	-0.04	-7.45	23.84	-22.62	0.00	0.00	16.35	-30.11	
B0407	J0407	0.00	-0.04	-7.45	23.84	-22.62	0.00	0.00	16.35	-30.11	
B0407	J0408	0.00	-0.04	-7.45	23.84	-22.62	0.00	0.00	16.35	-30.11	
B0408	J0408	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
B0408	J0409	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
									-	-	

4.8 반력집계

< A1 >

단위(KN)

구 분				BEAM 번호			
				G1	G2	G3	G4
고정	빔 자 중			14.69	15.86	15.86	14.68
	1차 고정하중			83.63	81.45	81.46	83.58
	2차 고정하중			59.93	14.37	16.78	57.31
활하중	DB	좌측	1	210.96	228.67	26.14	2.09
			2	209.39	279.93	295.16	128.31
		중앙	1	15.95	227.08	224.67	12.65
			2	169.97	289.53	291.20	163.06
		우측	1	2.12	28.89	234.86	203.73
			2	134.68	294.46	282.76	201.92
	DL	좌측	1	148.50	169.96	21.53	2.07
			2	148.49	204.21	221.20	89.64
		중앙	1	12.84	167.66	165.83	10.27
			2	119.79	214.10	215.33	115.24
		우측	1	2.09	23.61	174.61	143.90
			2	94.01	220.70	206.32	143.77
계				369.20	406.14	409.26	359.30

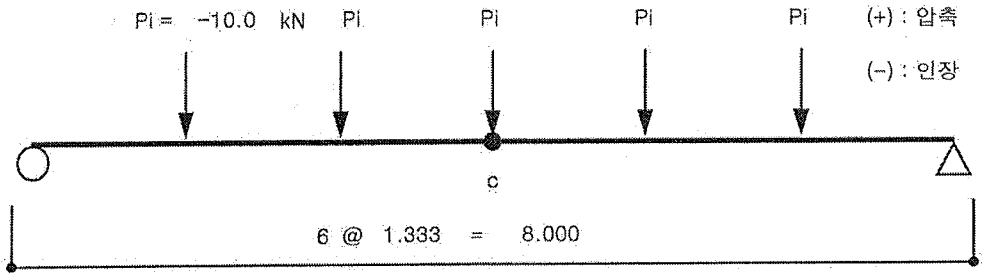
< A2 >

단위(KN)

구 분				BEAM 번호			
				G1	G2	G3	G4
고정	빔 자 중			14.68	15.86	15.86	14.69
	1차 고정하중			83.58	81.46	81.45	83.63
	2차 고정하중			57.31	16.78	14.37	59.93
활하중	DB	좌측	1	203.73	234.86	28.88	2.12
			2	201.92	282.75	294.46	134.68
		중앙	1	12.65	224.66	227.08	15.95
			2	163.06	291.20	289.53	169.97
		우측	1	2.09	26.14	228.67	210.96
			2	128.30	295.16	279.93	209.39
	DL	좌측	1	143.90	174.61	23.61	2.09
			2	143.77	206.31	220.70	94.01
		중앙	1	10.27	165.83	167.66	12.84
			2	115.24	215.33	214.10	119.78
		우측	1	2.07	21.53	169.96	148.50
			2	89.64	221.20	204.20	148.48
계				359.30	409.26	406.13	369.20

4.8 프리스트레스 계산

1) 제 1 경간 정모멘트부



① 초기 PRESTRESS의한 응력

Mi = 3 / 4 × P × L = -60.00 kN·m

fst = Mi / Zx = -60.00 / 0.00401361 = -14949.2 kPa = -14.949 MPa

fsb = Mi / Zx = -60.00 / -0.00401361 = 14949.2 kPa = 14.949 MPa

δc = 297·Pi·L3 / (3888 E·I) = -1.578334 mm

② COVER PL. 접합 및 하중 RELEASE로 PRESTRESS 도입

Zst = 0.00436224 m³ fst = Mi / Zst = 60.00 / 4.36224 = 13.754396 MPa

Zsb = -0.00697616 m³ fsb = Mi / Zsb = 60.00 / -6.97616 = -8.600722 MPa

Zpt = 0.00436224 m³ fpt = Mi / Zpt = 60.00 / 4.36224 = 13.754396 MPa

Zpb = -0.00635786 m³ fpb = Mi / Zpb = 60.00 / -6.35786 = -9.437138 MPa

δc = 297·Pi·L3 / (3888 E·I) = 1.180128 mm

③ 최종응력 조합 (단위 : MPa)

구 분		초기 P.S	하중 RELEASE	최종응력	허용응력	판 정
ROLLED BEAM	상연 fst	-14.95	13.75	-1.19	190.00	O.K
	하연 fsb	14.95	-8.60	6.35	190.00	O.K
COVER PLATE	상연 fpt	-	13.75	13.75	215.00	O.K
	하연 fpb	-	-9.44	-9.44	215.00	O.K
처 짐 (mm)		-1.578334	1.180128	-0.398205	-	-

5. 단 면 검 토

5.1 단면검토제원

1) 좌측 거더부

정모멘트 최대부	
위치구분	제 원
절점번호	J0105
단면번호	2
부정정 K	1.000
부재길이(m)	3.100

검 토 단 면 구성	
구 분	단면 제원
BEAM SECT.	H-588X300X12X20
UPP. COVER	PL-0X0
LOW. COVER	PL-250X22
SLAB EFF. W(m)	1.950

프리스트레스		
응 력 부 위		휨응력 (MPa)
BEAM	상연	-1.19
	하연	6.35
COVER PL.	상연	13.75
	하연	-9.44

단 면 력 집 계			
하 중 구 분	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	비틀림(kN.m)
합성전 고정하중	285.97	0.16	-0.04
합성후 고정하중	132.60	7.09	-7.45
합성후 활 하 중	535.58	92.75	23.84
지 점 침 하	0.00	0.00	0.00

2) 내측 거더부

정모멘트 최대부	
위치구분	제 원
절점번호	J0205
단면번호	2
부정정 K	1.000
부재길이(m)	3.100

검 토 단 면 구성	
구 분	단면 제원
BEAM SECT.	H-588X300X12X20
UPP. COVER	PL-0X0
LOW. COVER	PL-250X22
SLAB EFF. W(m)	2.050

프리스트레스		
응 력 부 위		휨응력 (MPa)
BEAM	상연	-1.19
	하연	6.35
COVER PL.	상연	13.75
	하연	-9.44

단 면 력 집 계			
하 중 구 분	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	비틀림(kN.m)
합성전 고정하중	284.75	-1.22	-0.04
합성후 고정하중	79.92	-7.09	-5.13
합성후 활 하 중	622.42	165.38	18.98
지 점 침 하	0.00	0.00	0.00

3) 우측 거더부

정모멘트 최대부	
위치구분	제 원
절점번호	J0405
단면번호	2
부정정 K	1.000
부재길이(m)	3.100

검 토 단 면 구성	
구 분	단면 제원
BEAM SECT.	H-588X300X12X20
UPP. COVER	PL-0X0
LOW. COVER	PL-250X22
SLAB EFF. W(m)	1.950

프리스트레스		
응 력 부 위		휨응력 (MPa)
BEAM	상연	-1.19
	하연	6.35
COVER PL.	상연	13.75
	하연	-9.44

단 면 력 집 계			
하 중 구 분	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	비틀림(kN.m)
합성전 고정하중	285.97	0.16	-0.03
합성후 고정하중	135.41	7.09	3.95
합성후 활 하 중	531.86	92.43	14.43
지 점 침 하	0.00	0.00	0.00

4) 현장이음부 (TYPE : 1)

정모멘트 연결부	
위치구분	제 원
절점번호	J0307
단면번호	2
부정정 K	1.000
부재길이(m)	0.900

검 토 단 면 구성	
구 분	단면 제원
BEAM SECT.	H-588X300X12X20
UPP. COVER	PL-0X0
LOW. COVER	PL-250X22
SLAB EFF. W(m)	2.050

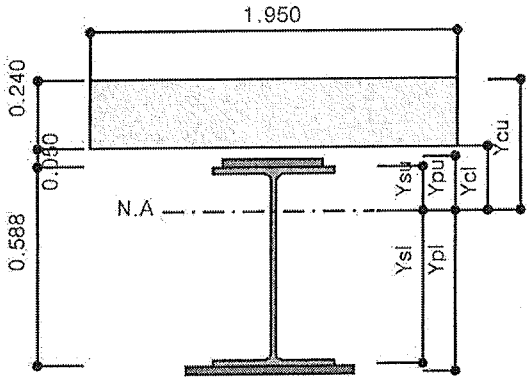
프리스트레스		
응 력 부 위		휨응력 (MPa)
BEAM	상연	0.00
	하연	0.00
COVER PL.	상연	0.00
	하연	0.00

단 면 력 집 계			
하 중 구 분	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	비틀림(kN.m)
합성전 고정하중	160.38	60.98	-0.04
합성후 고정하중	35.32	15.21	-5.13
합성후 활 하 중	428.42	202.76	18.98
지 점 침 하	0.00	0.00	0.00

5.2 좌측거더부 단면검토

1) 정모멘트 최대부 (J0105 단면 " 2 ")

(1) 단면상수



사용재료	강재규격	A (m2)	I33 (m4)
H-BEAM	H-588X300X12X20	0.019250	0.001180000
UPP COVER PL	PL-0X0	-	-
LOW COVER PL	PL-250X22	0.005500	0.000000222
UPP REBAR		-	-
LOW REBAR		-	-

압축플랜지의 고정점간 거리 : L = 3.100 m

구 분		단면적 A (m2)	중립축 및 위치별 편심거리 (m)							단면2차모멘트 I33 (m4)	크림계수 ϕ	탄성계수비 n	비고
			e	Ycu	Ycl	Ysu	Ysl	Ypu	Ypl				
합성전	① 강재단면	0.0247500	0.3618	-	-	0.3618	-0.2262	-	-0.2482	0.00157816	-	-	
	② 슬 래 브	0.4680000	0.1200	0.1200	-0.1200	-	-	-	-	0.00224640	-	-	
	③ 철 근	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
합성후	① + ②/n	0.0832500	0.2781	0.2781	0.0381	-0.0119	-0.5999	-	-0.6219	0.00677717	1	8	
	① + ②/n	0.0540000	0.3637	0.3637	0.1237	0.0737	-0.5143	-	-0.5363	0.00550968	2	16	크 리 프
	① + ②/n	0.0442500	0.4174	0.4174	0.1774	0.1274	-0.4606	-	-0.4826	0.00475606	4	24	건조수축
	① + ③/n	0.0247500	0.6518	0.5918	0.4518	0.3618	-0.2262	-	-0.2482	0.00157816	-	1	철 근

(2) 작용하중 (K = 1.000)

① 크리프에 의한 부재력

$Nc = Md /(n \cdot Iv) \times dc \cdot Ac$

$= \frac{132.60}{8 \times 0.00677717} \times 0.1581 \times 0.4680 = 180.96$ kN

$P\phi = Nc \cdot (2 \cdot \phi 1) / (2+\phi 1) =$ 180.96 kN

$M\phi = P\phi \cdot dc =$ 180.96 × 0.2437 = 44.11 kN·m

② 온도차에 의한 부재력

$P1 = Es \cdot \alpha \cdot \Delta T \cdot Ac/n$

$= Es \times \alpha \times 20 \times$ 0.029250 = 1439.10 kN

$Mv = P1 \cdot dc =$ 1439.10 × 0.1581 = 227.52 kN·m

③ 건조수축에 의한 부재력

$P2 = Ec2 \cdot \varepsilon s \cdot Ac = Es \cdot \varepsilon s \cdot Ac/n2$

$= Es \times \varepsilon s \times$ 0.019500 = 719.55 kN

$Mv2 = P2 \cdot dc2 =$ 719.55 × 0.2974 = 214.02 kN·m

④ 단면력 집계

하중구분		휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	비틀림 (kN·m)
합성전	고정하중	285.97	0.16	-0.04
합성후	고정하중	132.60	7.09	-7.45
	활하중	535.58	92.75	23.84
	지점침하	0.00	0.00	0.00
	크리프	44.11	0.00	0.00
	건조수축	214.02	0.00	0.00
	온도차	227.52	0.00	0.00

(3) 단면응력검토

① 사용응력 산정

(단위 MPa)

구 분		합성전 응력		합성후 응력					
		P.S응력 (P)	고정하중 (D1)	고정하중 (D2)	활하중 (L)	지점침하 (S)	크리프 (C)	건조수축 (K)	온도차 (T)
슬 래 브	fcu	-	-	0.680	2.747	-	-0.289	-0.077	0.328
	fcl	-	-	0.093	0.376	-	0.178	-0.527	-0.679
H-BEAM	fsu	-1.195	65.555	-0.233	-0.941	-	3.941	21.995	-16.887
	fsl	6.348	-40.992	-11.738	-47.409	-	-0.766	-4.464	2.853
COVER PL.	fpu	13.754	-	-	-	-	-	-	-
	fpl	-9.437	-44.979	-12.168	-49.147	-	-0.942	-5.454	3.591

② 허용휨응력 검토

(단위 MPa)

구 분		합성전 조합응력검토			합성후 조합응력조합							판 정
		D1+P	허용응력		D+L+S+P	D+L+S+C+K+P		D+L+S+C+K+T+P		허용응력		
			압축	인장		보정	조합응력	보정	조합응력	압축	인장	
슬 래 브	fcu				3.43	1.00	3.06	1.15	2.95	10.80	1.89	O.K
	fcl				0.47	1.00	0.12	1.15	-0.49			O.K
H-BEAM	fsu	64.36	165.24	190.00	63.19	1.15	77.50	1.30	55.57	190.00	190.00	O.K
	fsl	-34.64			-93.79	1.00	-99.02	1.15	-83.62			O.K
COVER PL.	fpu	-	184.36	215.00	-	1.15	-	1.30	-	215.00	215.00	O.K
	fpl	-54.42			-115.73	1.00	-122.13	1.15	-103.07			O.K

③ 항복응력 검토

(단위 MPa)

구 분		합성전 응력조합	합성후 응력조합			항복응력	판 정
		1.3D1 + P	1.3D+2.15L+S+P	1.3D+2.15L+S+C+K+P	1.3D+2.15L+S+C+K+T+P		
슬 래 브	fcu		6.79	6.42	6.75	16.20	O.K
	fcl		0.93	0.58	-0.10		O.K
H-BEAM	fsu	84.03	81.70	107.64	90.75	315.00	O.K
	fsl	-46.94	-164.13	-169.36	-166.51		O.K
COVER PL.	fpu	-	-	-	-	355.00	O.K
	fpl	-67.91	-189.39	-195.79	-192.20		O.K

④ 전단응력 검토

· 전단력 : V = 100.00 kN

· 비틀림 : T = 16.35 kN·m

· 허용전단응력 : ua = 110.00 MPa

$$\cdot\ u = \frac{V}{Aw} + \frac{T \cdot t}{K} = \frac{100.00}{0.0066} + \frac{16.35 \times 0.012}{0.00112511565} = 15.38\ \text{MPa} \le ua$$

------ O.K

⑤ 합성응력검토

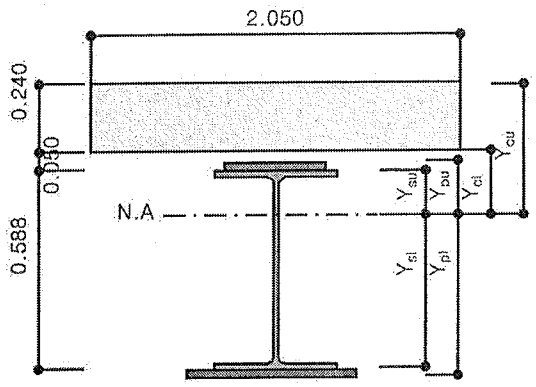
$$\left(\frac{f}{fa}\right)^2 + \left(\frac{u}{ua}\right)^2 = \left(\frac{99.02}{190.00}\right)^2 + \left(\frac{15.38}{110.00}\right)^2 = 0.291 \le 1.20$$

------ O.K

5.3 내측거더부 단면검토

1) 정모멘트 최대부 (J0205 단면 " 2 ")

(1) 단면상수



사용재료	강재규격	A (m^2)	I_{33} (m^4)
H-BEAM	H-588X300X12X20	0.019250	0.001180000
UPP COVER PL	PL-0X0	-	-
LOW COVER PL	PL-250X22	0.005500	0.000000222
UPP REBAR		-	-
LOW REBAR		-	-

압축플랜지의 고정점간 거리 : L = 3.100 m

구 분		단면적 A (m^2)	중립축 및 위치별 편심거리 (m) e	Y_{cu}	Y_{cl}	Y_{su}	Y_{sl}	Y_{pu}	Y_{pl}	단면2차모멘트 I_{33} (m^4)	크립계수 φ	탄성계수비 n	비고
합성전	① 강재단면	0.0247500	0.3618	-	-	0.3618	-0.2262	-	-0.2482	0.00157816	-	-	
	② 슬 래 브	0.4920000	0.1200	0.1200	-0.1200	-	-	-	-	0.00236160	-	-	
	③ 철 근	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
합성후	① + ②/n	0.0862500	0.2726	0.2726	0.0326	-0.0174	-0.6054	-	-0.6274	0.00686395	1	8	
	① + ②/n	0.0555000	0.3571	0.3571	0.1171	0.0671	-0.5209	-	-0.5429	0.00560358	2	16	크 리 프
	① + ②/n	0.0452500	0.4109	0.4109	0.1709	0.1209	-0.4671	-	-0.4891	0.00484738	4	24	건조수축
	① + ③/n	0.0247500	0.6518	0.5918	0.4518	0.3618	-0.2262	-	-0.2482	0.00157816	-	1	철 근

(2) 작용하중 (K = 1.000)

① 크리프에 의한 부재력

$N_c = M_d /(n \cdot I_v) \times d_c \cdot A_c$

$= \frac{79.92}{8 \times 0.00686395} \times 0.1526 \times 0.4920 = 109.27$ kN

$P_\phi = N_c \cdot (2 \cdot \phi_1) / (2+\phi_1) =$ 109.27 kN

$M_\phi = P_\phi \cdot d_{c1} =$ 109.27 × 0.2371 = 25.91 kN·m

② 온도차에 의한 부재력

$P_1 = E_s \cdot \alpha \cdot \Delta T \cdot Ac/n$

$= E_s \times \alpha \times 20 \times$ 0.030750 = 1512.90 kN

$M_v = P_1 \cdot d_c =$ 1512.90 × 0.1526 = 230.86 kN·m

③ 건조수축에 의한 부재력

$P_2 = E_{c2} \cdot \varepsilon_s \cdot A_c = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_c / n_2$

$= E_s \times \varepsilon_s \times$ 0.020500 = 756.45 kN

$M_{v2} = P_2 \cdot d_{c2} =$ 756.45 × 0.2909 = 220.02 kN·m

④ 단면력 집계

하중구분		휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	비틀림 (kN·m)
합성전	고정하중	284.75	-1.22	-0.04
합성후	고정하중	79.92	-7.09	-5.13
	활하중	622.42	165.38	18.98
	지점침하	0.00	0.00	0.00
	크리프	25.91	0.00	0.00
	건조수축	220.02	0.00	0.00
	온도차	230.86	0.00	0.00

(3) 단면응력검토

① 사용응력 산정

(단위 MPa)

구 분		합성전 응력		합성후 응력					
		P.S응력 (P)	고정하중 (D1)	고정하중 (D2)	활하중 (L)	지점침하 (S)	크리프 (C)	건조수축 (K)	온도차 (T)
슬 래 브	f_{cu}	-	-	0.397	3.090	-	-0.170	-0.064	0.339
	f_{cl}	-	-	0.047	0.369	-	0.109	-0.518	-0.670
H-BEAM	f_{su}	-1.195	65.277	-0.203	-1.578	-	2.279	22.203	-16.956
	f_{sl}	6.348	-40.818	-7.049	-54.897	-	-0.440	-4.486	2.821
COVER PL.	f_{pu}	13.754	-	-	-	-	-	-	-
	f_{pl}	-9.437	-44.788	-7.305	-56.892	-	-0.542	-5.485	3.561

② 허용휨응력 검토

(단위 MPa)

구 분		합성전 조합응력검토			합성후 조합응력조합						판 정
		D1+P	허용응력		D+L+S+P	D+L+S+C+K+P		D+L+S+C+K+T+P		허용응력	
			압축	인장		보정	조합응력	보정	조합응력	압축	인장	
슬 래 브	f_{cu}				3.49	1.00	3.25	1.15	3.12	10.80	1.89	O.K
	f_{cl}				0.42	1.00	0.01	1.15	-0.58			O.K
H-BEAM	f_{su}	64.08	165.24	190.00	62.30	1.15	75.46	1.30	53.71	190.00	190.00	O.K
	f_{sl}	-34.47			-96.42	1.00	-101.34	1.15	-85.67			O.K
COVER PL.	f_{pu}	-	184.36	215.00	-	1.15	-	1.30	-	215.00	215.00	O.K
	f_{pl}	-54.22			-118.42	1.00	-124.45	1.15	-105.12			O.K

③ 항복응력 검토

(단위 MPa)

구 분		합성전 응력조합	합성후 응력조합			항복응력	판 정
		1.3D1 + P	1.3D+2.15L+S+P	1.3D+2.15L+S+C+K+P	1.3D+2.15L+S+C+K+T+P		
슬 래 브	f_{cu}		7.16	6.92	7.26	16.20	O.K
	f_{cl}		0.86	0.45	-0.22		O.K
H-BEAM	f_{su}	83.67	80.01	104.49	87.54	315.00	O.K
	f_{sl}	-46.72	-173.91	-178.83	-176.01		O.K
COVER PL.	f_{pu}	-	-	-	-	355.00	O.K
	f_{pl}	-67.66	-199.48	-205.50	-201.94		O.K

④ 전단응력 검토

· 전단력 : V = 157.06 kN

· 비틀림 : T = 13.81 kN·m

· 허용전단응력 : υ_a = 110.00 MPa

$$\cdot \upsilon = \frac{V}{A_w} + \frac{T \cdot t}{K} = \frac{157.06}{0.0066} + \frac{13.81 \times 0.012}{0.00112511565} = 24.03 \text{ MPa} \le \upsilon_a$$

----- O.K

⑤ 합성응력검토

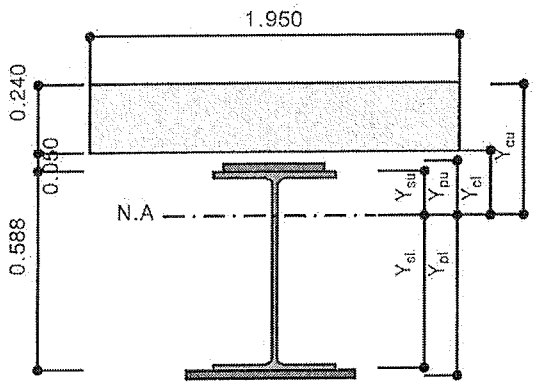
$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon_a}\right)^2 = \left(\frac{101.34}{190.00}\right)^2 + \left(\frac{24.03}{110.00}\right)^2 = 0.332 \le 1.20$$

----- O.K

5.4 우측거더부 단면검토

1) 정모멘트 최대부 (J0405 단면 " 2 ")

(1) 단면상수



사용재료	강재규격	A (m^2)	I_{33} (m^4)
H-BEAM	H-588X300X12X20	0.019250	0.001180000
UPP COVER PL	PL-0X0	-	-
LOW COVER PL	PL-250X22	0.005500	0.000000222
UPP REBAR		-	-
LOW REBAR		-	-

압축플랜지의 고정점간 거리 : L = 3.100 m

구 분		단면적 A (m^2)	중립축 및 위치별 편심거리 (m)							단면2차모멘트 I_{33} (m^4)	크립계수 ϕ	탄성계수비 n	비고
			e	Y_{cu}	Y_{cl}	Y_{su}	Y_{sl}	Y_{pu}	Y_{pl}				
합성전	① 강재단면	0.0247500	0.3618	-	-	0.3618	-0.2262	-	-0.2482	0.00157816	-	-	
	② 슬 래 브	0.4680000	0.1200	0.1200	-0.1200	-	-	-	-	0.00224640	-	-	
	③ 철 근	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
합성후	① + ②/n	0.0832500	0.2781	0.2781	0.0381	-0.0119	-0.5999	-	-0.6219	0.00677717	1	8	
	① + ②/n	0.0540000	0.3637	0.3637	0.1237	0.0737	-0.5143	-	-0.5363	0.00550968	2	16	크 리 프
	① + ②/n	0.0442500	0.4174	0.4174	0.1774	0.1274	-0.4606	-	-0.4826	0.00475606	4	24	건조수축
	① + ③/n	0.0247500	0.6518	0.5918	0.4518	0.3618	-0.2262	-	-0.2482	0.00157816	-	1	철 근

(2) 작용하중 (K = 1.000)

① 크리프에 의한 부재력

$N_c = M_d /(n \cdot I_v) \times d_c \cdot A_c$

$= \frac{135.41}{8 \times 0.00677717} \times 0.1581 \times 0.4680 = 184.79$ kN

$P_\phi = N_c \cdot (2 \cdot \phi_1) / (2+\phi_1) =$ 184.79 kN

$M_\phi = P_\phi \cdot d_{c1} =$ 184.79 × 0.2437 = 45.04 kN·m

② 온도차에 의한 부재력

$P_1 = E_s \cdot \alpha \cdot \Delta T \cdot Ac/n$

$= E_s \times \alpha \times 20 \times$ 0.029250 = 1439.10 kN

$M_v = P_1 \cdot d_c =$ 1439.10 × 0.1581 = 227.52 kN·m

③ 건조수축에 의한 부재력

$P_2 = E_{c2} \cdot \varepsilon_s \cdot A_c = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_c/n_2$

$= E_s \times \varepsilon_s \times$ 0.019500 = 719.55 kN

$M_{v2} = P_2 \cdot d_{c2} =$ 719.55 × 0.2974 = 214.02 kN·m

④ 단면력 집계

하중구분		휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	비틀림 (kN·m)
합성전	고정하중	285.97	0.16	-0.03
합성후	고정하중	135.41	7.09	3.95
	활하중	531.86	92.43	14.43
	지점침하	0.00	0.00	0.00
	크리프	45.04	0.00	0.00
	건조수축	214.02	0.00	0.00
	온도차	227.52	0.00	0.00

(3) 단면응력검토

① 사용응력 산정

(단위 MPa)

구 분		합성전 응력		합성후 응력					
		P.S응력 (P)	고정하중 (D1)	고정하중 (D2)	활하중 (L)	지점침하 (S)	크리프 (C)	건조수축 (K)	온도차 (T)
슬 래 브	f_{cu}	-	-	0.695	2.728	-	-0.295	-0.077	0.328
	f_{cl}	-	-	0.095	0.374	-	0.182	-0.527	-0.679
H-BEAM	f_{su}	-1.195	65.556	-0.238	-0.934	-	4.025	21.995	-16.887
	f_{sl}	6.348	-40.992	-11.986	-47.079	-	-0.782	-4.464	2.853
COVER PL.	f_{pu}	13.754	-	-	-	-	-	-	-
	f_{pl}	-9.437	-44.979	-12.426	-48.806	-	-0.962	-5.454	3.591

② 허용휨응력 검토

(단위 MPa)

구 분		합성전 조합응력검토			합성후 조합응력조합							판 정
		D1+P	허용응력		D+L+S+P	D+L+S+C+K+P		D+L+S+C+K+T+P		허용응력		
			압축	인장		보정	조합응력	보정	조합응력	압축	인장	
슬 래 브	f_{cu}				3.42	1.00	3.05	1.15	2.94	10.80	1.89	O.K
	f_{cl}				0.47	1.00	0.12	1.15	-0.48			O.K
H-BEAM	f_{su}	64.36	165.24	190.00	63.19	1.15	77.57	1.30	55.63	190.00	190.00	O.K
	f_{sl}	-34.64			-93.71	1.00	-98.96	1.15	-83.57			O.K
COVER PL.	f_{pu}	-	184.36	215.00	-	1.15	-	1.30	-	215.00	215.00	O.K
	f_{pl}	-54.42			-115.65	1.00	-122.06	1.15	-103.02			O.K

③ 항복응력 검토

(단위 MPa)

구 분		합성전 응력조합	합성후 응력조합			항복응력	판 정
		1.3D1 + P	1.3D+2.15L+S+P	1.3D+2.15L+S+C+K+P	1.3D+2.15L+S+C+K+T+P		
슬 래 브	f_{cu}		6.77	6.40	6.72	16.20	O.K
	f_{cl}		0.93	0.58	-0.10		O.K
H-BEAM	f_{su}	84.03	81.71	107.73	90.84	315.00	O.K
	f_{sl}	-46.94	-163.74	-168.99	-166.14		O.K
COVER PL.	f_{pu}	-	-	-	-	355.00	O.K
	f_{pl}	-67.91	-189.00	-195.41	-191.82		O.K

④ 전단응력 검토

· 전단력 : V = 99.68 kN

· 비틀림 : T = 18.35 kN·m

· 허용전단응력 : υ_a = 110.00 MPa

$$\cdot \upsilon = \frac{V}{A_w} + \frac{T \cdot t}{K} = \frac{99.68}{0.0066} + \frac{18.35 \times 0.012}{0.00112511565} = 15.35 \text{ MPa} \le \upsilon_a$$

------ O.K

⑤ 합성응력검토

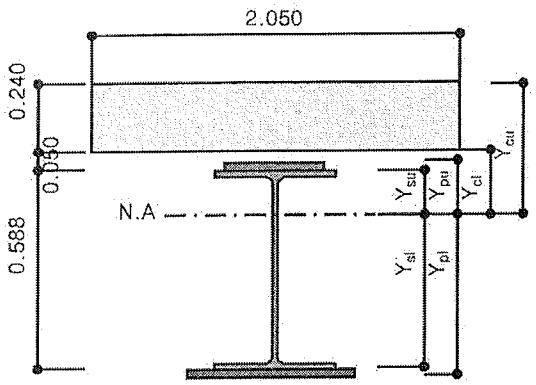
$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon_a}\right)^2 = \left(\frac{98.96}{190.00}\right)^2 + \left(\frac{15.35}{110.00}\right)^2 = 0.291 \le 1.20$$

------ O.K

5.5 주형연결부 단면검토

1) TYPE : 1 정모멘트 연결부 (J0307 단면 " 2 ")

(1) 단면상수



사용재료	강재규격	A (m^2)	I_{33} (m^4)
H-BEAM	H-588X300X12X20	0.019250	0.001180000
UPP COVER PL	PL-0X0	-	-
LOW COVER PL	PL-250X22	0.005500	0.000000222
UPP REBAR		-	-
LOW REBAR		-	-

압축플랜지의 고정점간 거리 : L = 0.900 m

구 분		단면적 A (m^2)	중립축 및 위치별 편심거리 (m)							단면2차모멘트 I_{33} (m^4)	크립계수 φ	탄성계수비 n	비고
			e	Y_{cu}	Y_{cl}	Y_{su}	Y_{sl}	Y_{pu}	Y_{pl}				
합성전	① 강재단면	0.0247500	0.3618	-	-	0.3618	-0.2262	-	-0.2482	0.00157816	-	-	
	② 슬 래 브	0.4920000	0.1200	0.1200	-0.1200	-	-	-	-	0.00236160	-	-	
	③ 철 근	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
합성후	① + ②/n	0.0862500	0.2726	0.2726	0.0326	-0.0174	-0.6054	-	-0.6274	0.00686395	1	8	
	① + ②/n	0.0555000	0.3571	0.3571	0.1171	0.0671	-0.5209	-	-0.5429	0.00560358	2	16	크 리 프
	① + ②/n	0.0452500	0.4109	0.4109	0.1709	0.1209	-0.4671	-	-0.4891	0.00484738	4	24	건조수축
	① + ③/n	0.0247500	0.6518	0.5918	0.4518	0.3618	-0.2262	-	-0.2482	0.00157816	-	1	철 근

(2) 작용하중 (K = 1.000)

① 크리프에 의한 부재력

$N_c = M_d / (n \cdot I_v) \times d_c \cdot A_c$

$= \frac{35.32}{8 \times 0.00686395} \times 0.1526 \times 0.4920 = 48.29$ kN

$P_\phi = N_c \cdot (2 \cdot \phi_1) / (2+\phi_1) =$ 48.29 kN

$M_\phi = P_\phi \cdot d_{c1} =$ 48.29 × 0.2371 = 11.45 kN·m

② 온도차에 의한 부재력

$P_1 = E_s \cdot \alpha \cdot \Delta T \cdot Ac/n$

$= E_s \times \alpha \times 20 \times$ 0.030750 = 1512.90 kN

$M_V = P_1 \cdot d_c =$ 1512.90 × 0.1526 = 230.86 kN·m

③ 건조수축에 의한 부재력

$P_2 = E_{c2} \cdot \varepsilon_s \cdot A_c = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_c / n_2$

$= E_s \times \varepsilon_s \times$ 0.020500 = 756.45 kN

$M_{V2} = P_2 \cdot d_{c2} =$ 756.45 × 0.2909 = 220.02 kN·m

④ 단면력 집계

하중구분		휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	비틀림 (kN·m)
합성전	고정하중	160.38	60.98	-0.04
합성후	고정하중	35.32	15.21	-5.13
	활하중	428.42	202.76	18.98
	지점침하	0.00	0.00	0.00
	크리프	11.45	0.00	0.00
	건조수축	220.02	0.00	0.00
	온도차	230.86	0.00	0.00

(3) 단면응력검토

① 사용응력 산정

(단위 MPa)

구 분		합성전 응력		합성후 응력					
		P.S응력 (P)	고정하중 (D1)	고정하중 (D2)	활하중 (L)	지점침하 (S)	크리프 (C)	건조수축 (K)	온도차 (T)
슬 래 브	f_{cu}	-	-	0.175	2.127	-	-0.075	-0.064	0.339
	f_{cl}	-	-	0.021	0.254	-	0.048	-0.518	-0.670
H-BEAM	f_{su}	-	36.766	-0.090	-1.086	-	1.007	22.203	-16.956
	f_{sl}	-	-22.990	-3.115	-37.786	-	-0.194	-4.486	2.821
COVER PL.	f_{pu}	-	-	-	-	-	-	-	-
	f_{pl}	-	-25.226	-3.228	-39.160	-	-0.239	-5.485	3.561

② 허용휨응력 검토

(단위 MPa)

구 분		합성전 조합응력검토			합성후 조합응력조합						판 정
		D1+P	허용응력		D+L+S+P	D+L+S+C+K+P		D+L+S+C+K+T+P		허용응력	
			압축	인장		보정	조합응력	보정	조합응력	압축	인장	
슬 래 브	f_{cu}				2.30	1.00	2.16	1.15	2.18	10.80	1.89	O.K
	f_{cl}				0.28	1.00	-0.19	1.15	-0.75			O.K
H-BEAM	f_{su}	36.77	190.00	190.00	35.59	1.15	51.13	1.30	32.19	190.00	190.00	O.K
	f_{sl}	-22.99			-63.89	1.00	-68.57	1.15	-57.17			O.K
COVER PL.	f_{pu}	-	215.00	215.00	-	1.15	-	1.30	-	215.00	215.00	O.K
	f_{pl}	-25.23			-67.61	1.00	-73.34	1.15	-60.68			O.K

③ 항복응력 검토

(단위 MPa)

구 분		합성전 응력조합	합성후 응력조합			항복응력	판 정
		1.3D1 + P	1.3D+2.15L+S+P	1.3D+2.15L+S+C+K+P	1.3D+2.15L+S+C+K+T+P		
슬 래 브	f_{cu}		4.80	4.66	5.00	16.20	O.K
	f_{cl}		0.57	0.10	-0.57		O.K
H-BEAM	f_{su}	47.80	45.34	68.55	51.60	315.00	O.K
	f_{sl}	-29.89	-115.18	-119.86	-117.04		O.K
COVER PL.	f_{pu}	-	-	-	-	355.00	O.K
	f_{pl}	-32.79	-121.18	-126.91	-123.35		O.K

④ 전단응력 검토

· 전단력 : V = 278.94 kN

· 비틀림 : T = 13.81 kN·m

· 허용전단응력 : υ_a = 110.00 MPa

$$\cdot\ \upsilon = \frac{V}{A_w} + \frac{T \cdot t}{K} = \frac{278.94}{0.0066} + \frac{13.81 \times 0.012}{0.00112511565} = 42.57\ \text{MPa} \le \upsilon_a$$

----- O.K

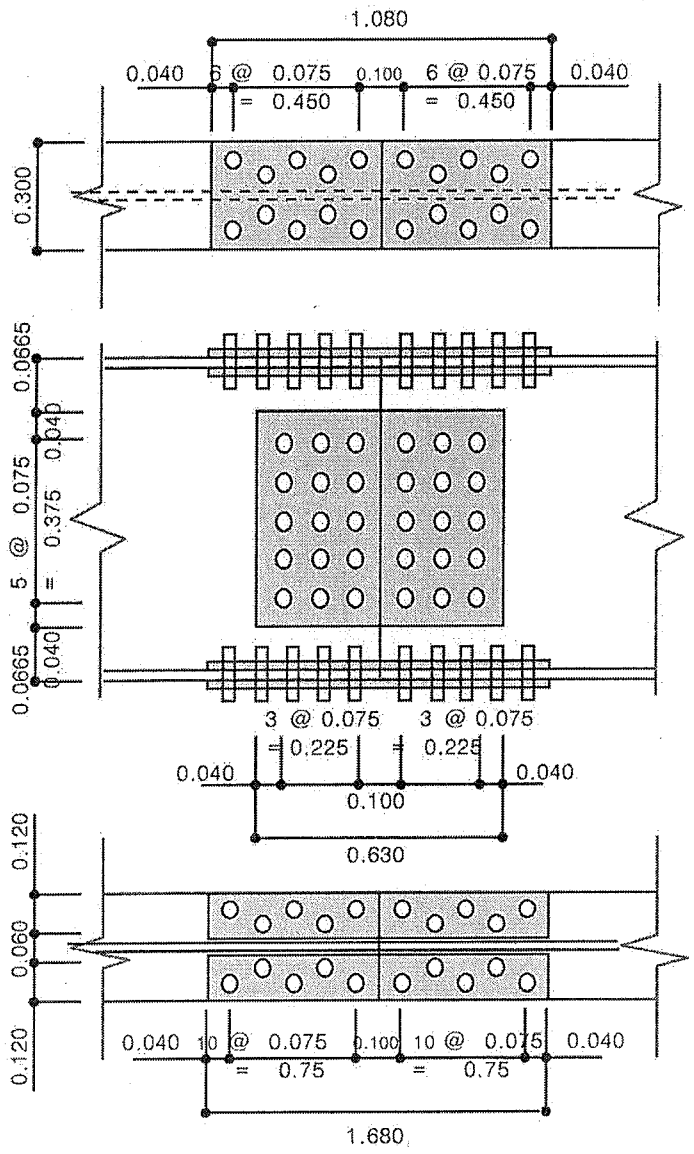
⑤ 합성응력검토

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\upsilon}{\upsilon_a}\right)^2 = \left(\frac{68.57}{190.00}\right)^2 + \left(\frac{42.57}{110.00}\right)^2 = 0.280 \le 1.20$$

----- O.K

6. 주 형 이 음 설 계

6.1 정모멘트 연결부 (TYPE - 1)



열	y (m)	$y^2 \cdot N(m^2)$	비 고
1	0.1875	0.1406	
2	0.1125	0.0506	
3	0.0375	0.0056	y_n = 0.1875 m
4	-0.0375	0.0056	
5	-0.1125	0.0506	
6	-0.1875	0.1406	
-	-	-	
-	-	-	
-	-	-	
-	-	-	
계		0.3938	

이음구성 부재	강재제원	비고
모 재	H-588X300X12X20	SM490
상부 COVER PL	PL-302X0	1 EA
하부 COVER PL	PL-302X22	1 EA
상부 플랜지 상면	PL-302X12X1.080	1 EA
상부 플랜지 하면	PL-120X12X1.080	2 EA
웹 이음판	PL-455X12X630	2 EA
하부 플랜지 상면	PL-120X22X1.680	2 EA
하부 플랜지 하면	PL-302X22X1.680	1 EA
사용볼트	M22	F10T

1) FLANGE SPLICE 응력검토

- SPLICE 최소응력 = $0.75 \cdot f_{sa}$ = 0.75 × 190.0 = 142.50 MPa
- 상부 FLANGE : f_{su} = 51.13 MPa < $0.75 \cdot f_{sa}$ f_{su} = 142.50 MPa (압축)
- 하부 FLANGE : f_{sl} = -68.57 MPa < $0.75 \cdot f_{sa}$ f_{sl} = -142.50 MPa (인장)

2) 상부 FLANGE 이음검토

① SPLICE 소요단면적 검토(순단면)

- FLANGE 총단면적 : A_f = 0.300 × 0.020 + 0.302 × 0.000 = 0.006000 m²
- 사용 SPLICE 면적 : ${}_{use}A_s$ = (0.302 + 2 × 0.120 − 0.025 × 0) × 0.012 = 0.006504 m²
- 필요 SPLICE 면적 : ${}_{req}A_s = f_s \times A_f / f_{sa}$ = 142.5 × 0.006000 / 190.0 = 0.004500 m²

∴ ${}_{use}A_s$ = 0.006504 m² > ${}_{req}A_s$ = 0.004500 m² ----- O.K

② BOLT 검토

- 사용 BOLT수 : $_{use}N$ = 2 EA× 7 열 = 14 EA

- 필요 BOLT수 : $_{req}N = f_s \times A_f / \rho_a$ = 142.5 × 0.006000 / 96.0 = 8.9 EA

∴ $_{use}N$ = 14 EA > $_{req}N$ = 8.9 EA ----- O.K

③ 모재응력 검토

- f_s = 142.50 × 0.006000 / (0.006000 - 0 × 0.025 × 0.020) = 142.50 MPa < 190.0 ----- O.K

3) 하부 FLANGE 이음검토

① SPLICE 소요단면적 검토(순단면)

- FLANGE 총단면적 : A_f = 0.300 × 0.020 + 0.302 × 0.022 = 0.012644 m^2

- 사용 SPLICE 면적 : $_{use}A_s$ = (0.302 + 2 × 0.120 - 0.025 × 2) × 0.022 = 0.010824 m^2

- 필요 SPLICE 면적 : $_{req}A_s = f_s \times A_f / f_{sa}$ = 142.5 × 0.012644 / 190.0 = 0.009483 m^2

∴ $_{use}A_s$ = 0.010824 m^2 > $_{req}A_s$ = 0.009483 m^2 ----- O.K

② BOLT 검토

- 사용 BOLT수 : $_{use}N$ = 2 EA× 11 열 = 22 EA

- 필요 BOLT수 : $_{req}N = f_s \times A_f / \rho_a$ = 142.5 × 0.012644 / 96.0 = 18.8 EA

∴ $_{use}N$ = 22 EA > $_{req}N$ = 18.8 EA ----- O.K

③ 모재응력 검토(볼트 단면적 공제)

- f_s = 142.5 × 0.012644 / (0.012644 - 2 × 0.025 × 0.020) = 154.74 MPa < 190.0 ----- O.K

4) WEB 이음검토

① 볼트강도 검토

$M_w = f_s \cdot t_w \cdot h^2/6$ = 142.5 × 0.012 × 0.548 ^{2}/ 6 = 85.59 kN·m

- 볼트의 허용력 : ρ_a = 96.0 × y_n / y_e = 96.0 × 0.1875 / 0.274 = 65.69 kN

- 볼트의 작용력 : $\rho_m = M_w \cdot y_n / \sum y^2$ = 85.59 × 0.1875 / 0.3938 = 40.76 kN < ρ_a ----- O.K

$\rho_s = V / n$ = 278.94 / 12 = 23.25 kN

∴ √(40.76 ^{2}+ 23.25)^2 = 46.92 kN < ρ_a ----- O.K

② SPLICE PLATE 검토

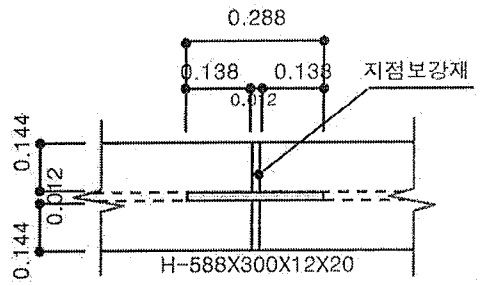
- I_{sp} = 0.012 × 0.455 ^{3}/ 12 × 2 EA = 0.00018839 m^4

- f_s = 85.6 × 0.274 / 0.00018839 = 124.48 MPa < f_{sa} = 190.0 MPa ----- O.K

7. 보강재의 설계

7.1 단지점부 보강재의 설계

1) 지점보강재 : 최대반력이 발생하는 지점에서 계산



- 지점반력 : R = 409.26 kN
- 주형단면 : H-588X300X12X20 (SM490)
- 수직 보강재 : PL-140X12 (2 EA)

① 유효단면 검토

- 보강재 단면적 : A_{st} = 2 × 0.140 × 0.012 = 0.003360 m^2
- 전체 유효단면 : A_s = 0.003360 + 2 × 12 × 0.012 × 0.012 = 0.006816 m^2

∴ 1.7 × A_{st} = 0.005712 m^2 < A_s

② 허용압축응력 산정

- 단면2차모멘트 : I = (0.012 × 0.292 ^{3} + 0.276 × 0.012 ^{3}) / 12 = 0.00002494 m^4
- 회전반경 : r = √ I / A_s = 0.0605 m
- 유효좌굴길이 : ℓ = 0.548 / 2 = 0.274 m (양단고정시 β = 0.5)

ℓ/r = 4.530 ∴ f_{ca} = 190.0 MPa (도.기 p60)

③ 압축응력검토

- f_s = R / 1.7·A_{st} = 409.26 / 0.005712 = 71.65 MPa < f_{ca} ----- O.K

2) JACK UP 보강재

- JACK UP반력 : R = 613.89 kN (지점반력의 50% 할증 값) - JACK UP보강재 : PL-140X12 (2 EA)

① 유효단면 검토

- 보강재 단면적 : A_{st} = 2 × 0.140 × 0.012 = 0.003360 m^2
- 전체 유효단면 : A_s = 0.003360 + 2 × 12 × 0.012 × 0.012 = 0.006816 m^2

∴ 1.7 × A_{st} = 0.005712 m^2 < A_s

② 허용압축응력 산정

- 단면2차모멘트 : I = (0.012 × 0.292 ^{3} + 0.276 × 0.012 ^{3}) / 12 = 0.00002494 m^4
- 회전반경 : r = √ I / A_s = 0.0605 m
- 유효좌굴길이 : ℓ = 0.548 / 2 = 0.274 m (양단고정시 β = 0.5)

ℓ/r = 4.530 ∴ f_{ca} = 190.0 MPa (도.기 p60)

③ 압축응력검토

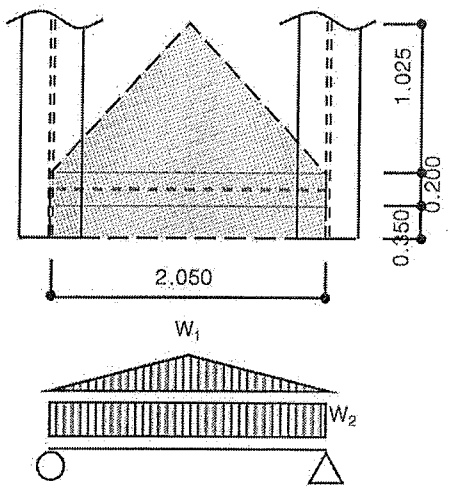
- f_s = R / 1.7·A_{st} = 613.89 / 0.005712 = 107.47 MPa < f_{ca} ----- O.K

8. 가로보 설계

8.1 단지점부 가로보 설계

1) 가로보의 부재력산정

(1) 고정하중(D)



- 주 형 제 원 : H-588X300X12X20 (SM490)
- 가로보 제원 : H-400X200X8X13 (SM400)
- 단부 슬래브 : 0.290 m - 포 장 두 께 : 0.080 m
- W_D = 0.290 × 25.00 + 0.080 × 23.00
  = 9.090 kN/m²
- W_S = 0.660 kN/m

- W_1 = 1.025 × W_D = 1.025 × 9.090 = 9.317 kN/m
- W_2 = 0.550 × W_D + W_S = 0.550 × 9.090 + 0.660
  = 5.660 kN/m

- 전단력 : V_D = 2.050 × (W_1 / 4 + W_2 / 2) = 10.58 kN
- 모멘트 : M_D = 2.050 ² × (W_1 / 16 + W_2 / 8) = 5.42 kN·m

(2) 활 하 중 (L)

- 충격계수 : i = 15/(40 + L) = 15 / (40 + 2.050) = 0.357 > 0.300 이므로 i = 0.300
- 후륜하중 : P_{rear} = 96.00 × 1.300 = 124.80 kN
- 전단력 : V_L = 124.80 kN
- 모멘트 : M_L = 124.80 × 2.050 / 4 = 63.96 kN·m

(3) 수평하중

① 풍하중

- 교량폭원 : B = 8.000 m
- 교량높이 : D = 0.588 + 0.290 + 0.330 + 0.400 = 1.608 m

∴ B/D = 4.975 이므로 [4-0.2(B/D)]·D = 4.83 kN/m < 6.00 P_w = 6.00 kN/m

- 풍하중에 의한 수평력 : W_W = 1/2 · P_W · (L/2) / n_W / 1.2 (n_W = 2 ; 3주빔이상일 경우)
  = 1 / 2 × 6.00 × (12.925 / 2) / 2 / 1.2 = 8.08 kN

② 지진하중

- 고정하중에 의한 지진하중 : 고정하중 총반력에 대한 지진가속도계수비

P_S = R_d×A / L = 1079.163 × 0.11 × 1.4 / 12.925 = 12.86 kN/m

(∑ Rd = 1079.16 kN)

- 지진하중에 의한 수평력 : W_S = 1/2 · P_S · L / n_S / 1.5 (n_S = 4 - 1 = 3)
  = 1 / 2 × 12.86 × 12.925 / 3 / 1.5 = 18.47 kN

2) 가로보 설계용 부재력 결정 (C0205)

가 로 보	휨모멘트 (kN·m)			전 단 력 (kN)			축 력 (kN)	
	고정하중 (D)	활 하 중 (L)		고정하중 (D)	활 하 중 (L)		풍하중 (W)	지진하중 (E)
		계산치	해석치		계산치	해석치		
부 재 력	5.42	63.96	92.41	10.58	124.80	66.83	8.08	18.47
적 용 치	5.42	92.41		10.58	124.80		8.08	18.47

3) 하중조합 부재력 결정

(1) LOAD CASE 1 : DL + LL + W

- M = 97.83 kN·m - V = 135.38 kN - P = 8.08 kN

(2) LOAD CASE 2 : DL + E

- M = 5.42 kN·m - V = 10.58 kN - P = 18.47 kN

4) 응력검토

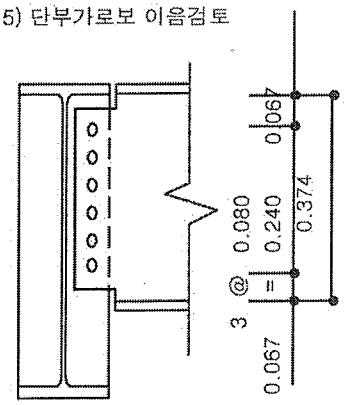
(1) 단지점 가로보 단면특성

ROLLED BEAM	A (m^2)	A_w (m^2)	A_c (m^2)	I (m^4)	L (m)	L / b	A_w/A_c	k
H-400X200X8X13	0.008412	0.002992	0.002600	0.000237000	1.750	8.750	1.151	1.891

(2) 응력검토

LOAD CASE 1			LOAD CASE 2			허용응력 및 안전율			검토 결과
휨압축 f_{bc} (MPa)	전단 υ (MPa)	합 성 안전율	휨압축 f_{bc} (MPa)	전단 υ (MPa)	합 성 안전율	휨압축 f_{bca} (MPa)	전단 υ_a (MPa)	허 용 안전율	
83.52	45.25	0.735	6.77	3.53	0.005	129.67	80.00	1.20	O.K

5) 단부가로보 이음검토



- 사용BOLT 수 : $_{use}N$ = 4 EA

- ρ_a = 48.0 MPa (1면 마찰)

- 필요 BOLT 수 : $_{req}N = V / \rho_a$ = 135.38 / 48.0 = 2.82 EA

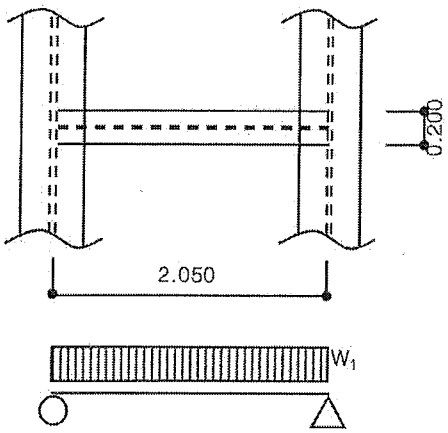
$\therefore {}_{use}N$ = 4 > $_{req}N$ = 2.82 EA ----- O.K

8.2 분배 가로보 설계

1) 가로보의 부재력산정

(1) 고정하중(D)

- 주 형 제 원 : H-588X300X12X20 (SM490)
- 가로보 제원 : H-400X200X8X13 (SM400)
- 단부 슬래브 : 0.290 m - 포 장 두 께 : 0.080 m



- W_D = 0.660 kN/m
- 전단력 : V_D = 2.050 × W_D / 2 = 0.68 kN
- 모멘트 : M_D = 2.050 ^{2} × W_D / 8 = 0.35 kN·m

2) 가로보 설계용 부재력 결정 (C0105)

가 로 보	휨모멘트 (kN·m)		전 단 력 (kN)		축 력 (kN)	
	고정하중 (D)	활 하 중 (L)	고정하중 (D)	활 하 중 (L)	풍하중 (W)	지진하중 (E)
부 재 력	0.35	92.34	0.68	43.04	8.08	18.47

3) 하중조합 부재력 결정

(1) LOAD CASE 1 : DL + LL + W

- M = 92.69 kN·m - V = 43.71 kN - P = 8.08 kN

(2) LOAD CASE 2 : DL + E

- M = 0.35 kN·m - V = 0.68 kN - P = 18.47 kN

4) 응력검토

(1) 단지점 가로보 단면특성

ROLLED BEAM	A (m^2)	A_w (m^2)	A_c (m^2)	I (m^4)	L (m)	L / b	A_w/A_c	k
H-400X200X8X13	0.008412	0.002992	0.002600	0.000237000	1.750	8.750	1.151	1.891

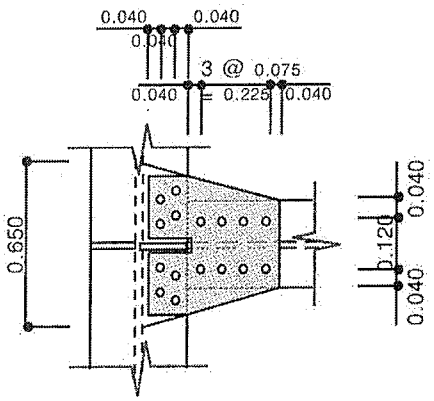
(2) 응력검토

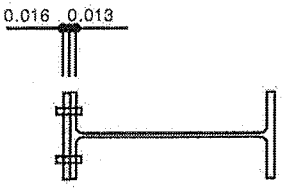
LOAD CASE 1			LOAD CASE 2			허용응력 및 안전율			검토 결과
휨압축 f_{bc} (MPa)	전단 υ (MPa)	합 성 안전율	휨압축 f_{bc} (MPa)	전단 υ (MPa)	합 성 안전율	휨압축 f_{bca} (MPa)	전단 υ_a (MPa)	허 용 안전율	
79.18	14.61	0.406	2.49	0.23	0.000	129.67	80.00	1.20	O.K

8.3 가로보 이음설계

1) 분배가로보 FLANGE 이음

- 사용볼트 : M22 (F10T)





(1) FLANGE SPLICE 검토응력산정

- SPLICE 최소응력 = $0.75 \cdot f_{sa}$ = 0.75 × 140.0 = 105.00 MPa

- FLANGE 응력 : f_s = 79.18 MPa < $0.75 \cdot f_{sa}$ ∴ 105.00 MPa로 이음검토를 한다.

(2) SPLICE 두께검토 (순단면)

- SPLICE 면적 : $_{use}A_s$ = (0.425 − 0.025 × 2) × 0.016 = 0.006000 m²

- 필요 SPLICE 면적 : $_{req}A_s = f_s \times A_f / f_{sa}$ = 105.0 × 0.002600 / 140.0 = 0.001950 m²

∴ $_{use}A_s$ = 0.006000 m² > $_{req}A_s$ = 0.001950 m² ------ O.K

(3) BOLT 검토

- 사용 BOLT수 : $_{use}N$ = 2 EA× 4 열 = 8 EA

- 필요 BOLT수 : $_{req}N = f_s \times A_f / \rho_a$ = 105.0 × 0.002600 / 48.0 = 5.7 EA

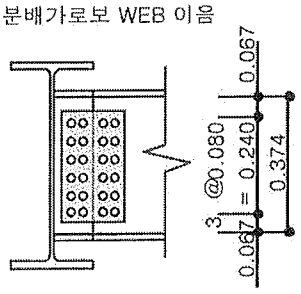
∴ $_{use}N$ = 8 EA > $_{req}N$ = 5.7 EA ------ O.K

(4) 모재응력 검토(볼트 단면적 공제)

- f_s = 105.00 × 0.002600 / (0.002600 − 2 × 0.025 × 0.013) = 140.0 MPa

≤ f_{sa} = 140.0 MPa ------ O.K

2) 분배가로보 WEB 이음



- 연결판 두께 : t_s = 0.010 m - ρ_a = 96.0 MPa (2면 마찰)

- 사용BOLT 수 : N = 4 EA× 2 열 = 8 EA

- $\rho_s = V / N$ = 135.38 / 8 = 16.92 MPa

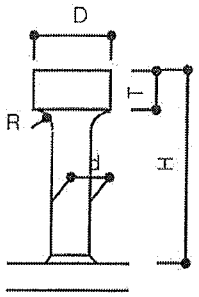
- $\rho_p = P / N$ = 8.08 / 8 = 1.01 MPa

- $\rho = \sqrt{(}$ 16.92 ² + 1.01 ²) = 16.95 MPa < ρ_a ------ O.K

9. 전단연결재(SHEAR CONNECTOR)설계

9.1 전단연결재 규격

1) STUD 제원



- H = 150.0 mm - T = 10.0 mm
- D = 35.0 mm - d = 22.0 mm - R = 2~3 mm

- H / d = 6.818

2) 적용간격

① 최대간격 : $3 \times t_{slab}$ = 3 × 0.240 = 0.720 m > 0.600 m 이므로 ∴ 0.600 m 적용

② 최소간격

- 교축방향 (5d or 100 mm) : 5 × 22.0 = 110.0 mm > 100.0 mm ∴ 0.100 m 적용
- 교축직각방향 (d + 30 mm) : 22.0 + 30.0 = 52.0 mm ∴ 0.060 m 적용

③ STUD와 플랜지 연단과의 최소 순간격 : 25.0 mm ∴ 0.045 m 적용

3) 허용전단력 산정

- H / d = 6.818 > 5.5 이므로 $Q_a = 9.5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{fck}$ = 23.89 kN

9.2 전단력 산정(강합성빔교의 설계 계산예, 건설도서 p42, p82)

- 슬래브 폭 : B = 2.050 m - 슬래브 두께 : t_c = 0.240 m
- 콘크리트 : A_c = 0.49200 m^2 I_c = 0.0023616000 m^4
- 강 형 : A_s = 0.01925 m^2 I_s = 0.0011800000 m^4 E_s = 205000 MPa
- 콘크리트와 강형의 중립축간 거리 : d_c = 0.464 m - n = 8 - ϕ = 4 - $n_2 = n \cdot (1 + \phi/2)$ = 24

1) 온도차에 의한 전단력

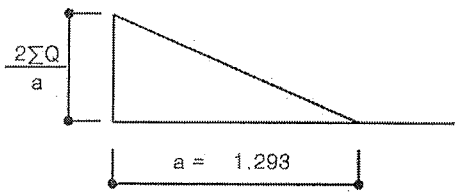
- ΔT = 10 ℃ - α = 1.2×10^{-5} ∴ $\varepsilon = \alpha \cdot \Delta T$ = 0.00012

$$- F_1 = \frac{1}{1 + \frac{A_c}{n \cdot A_s} + \frac{A_c \cdot d_c^2}{I_c + n \cdot I_s}} = \frac{1}{1 + \frac{0.49200}{8 \times 0.01925} + \frac{0.49200 \times 0.464^2}{0.0023616000 + 8 \times 0.0011800000}}$$

$$= 0.075928$$

$$- N_{ct} = P_1 \cdot F_1 = E_c \cdot A_c \cdot F_1 = E_s / n \cdot A_c \cdot \varepsilon \cdot F_1$$

$$= 205000 / 8 \times 0.49200 \times 0.00012 \times 0.075928 = 114.87 \text{ kN}$$



- 교량 측경간 : L = 12.925 m
- 주 형 간 격 : a = 2.050 m > L / 10 = 1.293 m

∴ a = 1.293 m

- 단위 길이당 전단력 : $H_T = 2 \cdot N_{ct} / a$ = 177.75 kN/m

2) 건조수축에 의한 전단력

- ε_2 = 0.00027

$$- F_2 = \frac{1}{1 + \frac{A_c}{n_2 \cdot A_s} + \frac{A_c \cdot d_c^2}{I_c + n_2 \cdot I_s}} = \frac{1}{1 + \frac{0.49200}{24 \times 0.01925} + \frac{0.49200 \times 0.464^2}{0.0023616000 + 24 \times 0.0011800000}}$$

= 0.181246

- $N_{cs} = P_2 \cdot F_2 = E_c \cdot A_c \cdot F_2 = E_s / n_2 \cdot A_c \cdot \varepsilon_2 \cdot F_1$

= 205000 / 24 × 0.49200 × 0.00027 × 0.181246 = 205.66 kN

- 단위 길이당 전단력 : $H_S = 2 \cdot N_{cs} / a$ = 318.23 kN/m

3) 합성후 하중에 의한 전단력

$$- H_o = \frac{V \cdot G}{I_{33}} = \frac{V \cdot A_c \cdot d_c}{n \cdot I_{33}}$$

절점번호	합성후 전단력 (kN)			합성후 단면상수			Ho (kN/m)	비고
	고정하중	활하중	계	A_c (m^2)	d_c (m)	I_{33} (m^4)		
2	-19.50	-289.75	-309.25	0.492000	0.1106	0.0046316527	454.21	A1
3	-15.21	-202.79	-218.00	0.492000	0.1526	0.0068639486	298.06	
4	-13.39	-175.03	-188.42	0.492000	0.1526	0.0068639486	257.61	
5	-7.09	165.37	158.28	0.492000	0.1526	0.0068639486	216.41	
6	13.38	175.00	188.39	0.492000	0.1526	0.0068639486	257.57	
7	15.21	202.76	217.97	0.492000	0.1526	0.0068639486	298.01	
8	19.50	289.75	309.25	0.492000	0.1106	0.0046316527	454.21	A2
	-	-	-	-	-	-	-	

9.3 전단연결재 간격검토

; 건조수축과 온도차에 의한 전단력은 교량단부에서 저항하도록 설계되고,
중앙부분은 합성후 하중에 의한 수평저항력으로 검토한다.

- STUD의 PITCH : $P = N \cdot Q_a / H =$ 3 EA× 23.89 / H = 71.68 / H

여기서, H(단지점부) = $H_T + H_o$ 와 $H_T + H_S$ 중 큰값, (중 앙 부) = Ho N = 1 열당 STUD수 = 3 EA

절점번호	단위길이당 전단력 (kN/m)			STUD 배치 간격 (m)		판 정	비고
	$H_T + H_S$	$H_T + H_O$	H_O	필요	사용		
2	495.98	631.96	454.21	0.1134	0.100	O.K	A1
3	–	–	298.06	0.2405	0.230	O.K	
4	–	–	257.61	0.2782	0.230	O.K	
5	–	–	216.41	0.3312	0.230	O.K	
6	–	–	257.57	0.2783	0.230	O.K	
7	–	–	298.01	0.2405	0.230	O.K	
8	495.98	631.96	454.21	0.1134	0.100	O.K	A2
	–	–	–	–	–	–	
	–	–	–	–	–	–	

9.4 극한강도 검토

1) 전단연결재의 극한강도

- $V_u = 0.4 \cdot d^2 \sqrt{(f_{ck} \cdot E_c)} =$ 0.4 × 0.022 ²×√(27 × 27084.0) = 165.56 kN

- $A_{sc} \cdot f_u =$ 0.0003801 × 410 = 155.85 kN ∴ V_u > $A_{sc} \cdot f_u$ 이므로 $V_u =$ 155.85 kN

2) 단지점부(최대 정모멘트부와 인접한 교대 지점부 사이)

- $P_1 = A_s \cdot f_y =$ 0.01925 × 315.0 = 6063.75 kN
- $P_2 = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot t_c =$ 0.85 × 27 × 2.050 × 0.240 = 11291.40 kN

} P = 6063.75 kN

- $N_1 = P / \phi V_u =$ 6063.75 /(0.85 × 155.85) = 45.77 → 46 EA < 96 EA ----- O.K

10. 용 접 검 토

10.1 기본 용접치수 계산

; FILLET 용접은 최소 6mm 이상으로 한다.

- 두께가 다른 강재의 용접치수 조건 : $t_1 > s > \sqrt{(2 \times t_2)}$

여기서, s = 용접치수 (mm)

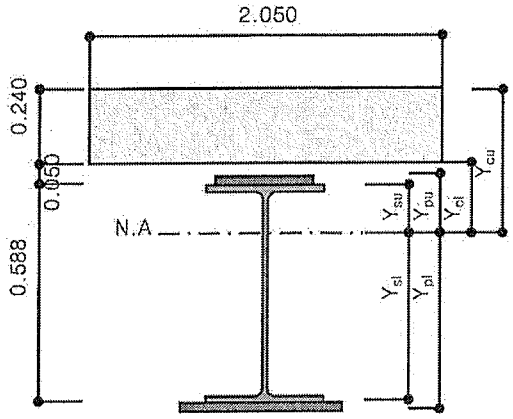
t_1 = 얇은쪽 모재 두께 (mm)

t_2 = 두꺼운쪽 모재 두께 (mm)

- t_2 = 22 mm → $s > \sqrt{(}$ 2 × 22 $)$ = 6.63 이므로 ∴ s = 7 mm

10.2 주형 FLANGE와 COVER PLATE의 용접부 검토

; 전단력이 최대인 단면 변화부에 대하여 검토한다.(단 면 "2" - 내측 거더)



1) 검토위치에서의 전단력(V)

하중구분	합성전	합성후	
	고정하중(D1)	고정하중(D2)	활하중(L)
전 단 력 (kN)	91.45	19.50	289.75

사용재료	강재규격	A (m^2)	I_{33} (m^4)
H-BEAM	H-588X300X12X20	0.019250	0.001180000
UPP COVER PL	PL-302X0	-	-
LOW COVER PL	PL-302X22	0.006644	0.000000268

2) 단면상수

구 분		단면적 A (m^2)	중립축 및 위치별 편심거리 (m)							단면2차모멘트 I_{33} (m^4)	비고
			e	Y_{cu}	Y_{cl}	Y_{su}	Y_{sl}	Y_{pu}	Y_{pl}		
합성전	① 강재단면	0.0258940	0.3723	-	-	0.3723	-0.2157	-	-0.2377	0.00163974	s
	② 슬 래 브	0.4920000	0.1200	0.1200	-0.1200	-	-	-	-	0.00236160	c
합성후		0.0873940	0.2807	0.2807	0.0407	-0.0093	-0.5973	-	-0.6193	0.00729297	v

- $Q_{su} = A_{ucp} \cdot Y_{pu}$ = 0.000000 × 0.3723 = 0.0000000 m^3
- $Q_{sl} = A_{lcp} \cdot Y_{pl}$ = 0.006644 × 0.2377 = 0.0015796 m^3
- $Q_{vu} = A_{ucp} \cdot Y_{pu}$ = 0.000000 × 0.0093 = 0.0000000 m^3
- $Q_{vl} = A_{lcp} \cdot Y_{pl}$ = 0.006644 × 0.6193 = 0.0041149 m^3

3) 용접치수 검토

① COVER PLATE의 전단류 : $f_s = V \cdot Q / I$

- $f_{su} = V_{D1} \cdot Q_{su} / I_s + (V_{D2} + V_L) \cdot Q_{vu} / I_v$ = 0.00 kN/m
- $f_{sl} = V_{D1} \cdot Q_{sl} / I_s + (V_{D2} + V_L) \cdot Q_{vl} / I_v$ = 262.58 kN/m

② 필요 용접치수 검토

- $s_u = f_{su} / (0.707 \times 2 \times \upsilon_a)$ = 0.00 / (0.707 × 2 × 110.0) = 0.00 mm
- $s_l = f_{sl} / (0.707 \times 2 \times \upsilon_a)$ = 262.58 / (0.707 × 2 × 110.0) = 1.69 mm

----- O.K

11. 피 로 검 토

11.1 주형에 대한 피로검토

1) 허용피로응력 범위결정

구 분	상 세 부 분	작용응력	응력범주
중앙단면	플랜지와 COVER PL. 용접부	인장응력	B
	수직보강재 용접 끝 부분	인장응력	C
기 타	FIELD SPLICE 부	인장응력	B

2) 응력 반복 회수

- 부재종류 : 주하중 전달 부재(종방향 부재)
- 도로종류 : 고속도로, 국도 및 주간선도로

하중 종류	응력반복회수
트럭하중(DB-24)	2,000,000
차선하중(DL-24)	500,000

3) 허용응력범위 결정

; 본교량은 4 주형 판형교로 다재하 경로 구조로 판단한다.

구분	상 세 부 분	응력범주	허용응력 범위 f_{sr} (MPa)	
			500,000회 (DL-24)	2,000,000회 (DB-24)
중앙단면	플랜지와 COVER PL. 용접부	B	203	126
	수직보강재 용접 끝 부분	C	147	91
기 타	FIELD SPLICE 부	B	203	126
	플랜지 맞대기 이음부	B	203	126

4) 피로응력검토

- 하중 및 단면상수

구 분	활하중에 의한 휨모멘트 (kN·m)				피로검토부에서의 단면상수			
	트럭하중(DB-24)		차선하중(DL-24)		단면2차 모멘트 (m^4)		도심에서 거리 (m)	
	MAX	MIN	MAX	MIN	합성전	합성후	상연	하연
SPLICE부	428.42	-3.43	278.62	-2.19	0.00157816	0.00686395	-0.0174	-0.6054
중앙부	622.42	-9.84	426.63	-6.27	0.00157816	0.00686395	-0.0174	-0.6054
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-

- 피로응력 범위 검토

(단위 : MPa)

구 분	상 세 부 분	트럭하중(DB-24)에 의한 응력범위				차선하중(DL-24)에 의한 응력범위				판정
		f_{max}	f_{min}	f_r	f_{sr}	f_{max}	f_{min}	f_r	f_{sr}	
SPLICE부	FIELD SPLICE 부	-1.09	0.01	1.09	126	-0.71	0.01	0.71	203	O.K
		-37.79	0.30	38.09		-24.57	0.19	24.77		O.K
중앙부	플랜지와 COVER PL. 용접부	-1.58	0.02	1.60	126	-1.08	0.02	1.10	203	O.K
		-54.90	0.87	55.76		-37.63	0.55	38.18		O.K
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		-	-	-		-	-	-		-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		-	-	-		-	-	-		-

11.2 전단연결재에 대한 피로검토(도.기 p156)

1) STUD의 피로검토에 필요한 제원

- 검토부 위치 : 지점부
- 최대 전단력 : V_{max} = 289.75 kN
- 최소 전단력 : V_{min} = -289.75 kN
- 슬래브유효폭 : B_c = 2.050 m
- 슬래브 두께 : t_c = 0.240 m
- STUD의 직경 : d = 22.0 mm

2) 허용 수평전단력의 범위 산정

- $\sum Zr = \sum (\beta \cdot d^2)$ = 3 EA× 55 × 22.0 ² = 79860.0 N

여기서, d = STUD의 직경 (mm)

β = 반복 회수에 대한 계수

반복회수	100,000	500,000	2,000,000	이상
β	91	74	55	39

3) 수평전단력범위(S_r) 산정

$$S_r = \frac{V_r \cdot Q}{I} = \frac{V_r \cdot Ac \cdot Dc/n}{I} = \frac{579.51 \times 0.49200 \times 0.1526 / 8}{0.00686395} = 792.33 \text{ N/mm}$$

4) 피로강도를 고려한 전단연결재의 간격검토

$$\frac{\sum Z_r}{S_r} = \frac{79860.0}{792.33} = 100.79 \text{ mm} > {}_{use}P = 0.100 \text{ m} \quad \text{----- O.K}$$

12. 신축이음량 계산

① 시점부

- 고정점과 시점부와 경간장 (L) = 0.350 m
- 계산 신축량 = 10.252 mm

$$L = 0.72 \times L + 10 = 0.72 \times 0.350 + 10 = 10.252 \text{ mm}$$

② 종점부

- 고정점과 종점부와 경간장 (L) = 12.575 m
- 계산 신축량 = 19.054 mm

$$L = 0.72 \times L + 10 = 0.72 \times 12.575 + 10 = 19.054 \text{ mm}$$

13.처짐검토 및 CAMBER 계산

13.1 처짐검토 (도.기 3.2.3)

① 처짐검토

- 활하중에 의한 최대처짐 : $\delta\ell$ = 0.00632 m
- 최대 허용 처짐량 : $\delta a = L^2 / 20000$ = 12.925 ² / 20000 = 0.00835 m

$\therefore \delta\ell < \delta a$ 이므로 ----- O.K

13.2 주형별 CANBER량 (m)

1) GIRDER 1

절점		합성전 고정하중		합성후	종곡선	계
번호	위치	강재자중	슬래브	고정하중		
1	-	0.0002	0.0009	0.0001	-	0.0012
2	0.3000	-	-	-	-	-
3	2.4120	-0.0011	-0.0062	-0.0009	-	-0.0081
4	3.3120	-0.0015	-0.0082	-0.0011	-	-0.0109
5	6.4120	-0.0021	-0.0116	-0.0016	-	-0.0153
6	9.5120	-0.0015	-0.0082	-0.0012	-	-0.0109
7	10.4120	-0.0011	-0.0062	-0.0009	-	-0.0082
8	12.5250	-	-	-	-	-
9	12.8250	0.0002	0.0009	0.0001	-	0.0012
-	-	-	-	-	-	-

2) GIRDER 2

절점		합성전 고정하중		합성후	종곡선	계
번호	위치	강재자중	슬래브	고정하중		
1	-	0.0002	0.0009	0.0001	-	0.0012
2	0.3000	-	-	-	-	-
3	2.4120	-0.0011	-0.0060	-0.0004	-	-0.0076
4	3.3120	-0.0015	-0.0081	-0.0006	-	-0.0102
5	6.4120	-0.0022	-0.0114	-0.0008	-	-0.0143
6	9.5120	-0.0015	-0.0081	-0.0006	-	-0.0102
7	10.4120	-0.0011	-0.0061	-0.0004	-	-0.0076
8	12.5250	-	-	-	-	-
9	12.8250	0.0002	0.0009	0.0001	-	0.0012
-	-	-	-	-	-	-

3) GIRDER 3

절점		합성전 고정하중		합성후	종곡선	계
번호	위치	강재자중	슬래브	고정하중		
1	-	0.0002	0.0009	0.0001	-	0.0012
2	0.3000	-	-	-	-	-
3	2.4120	-0.0011	-0.0060	-0.0004	-	-0.0076
4	3.3120	-0.0015	-0.0081	-0.0006	-	-0.0102
5	6.4120	-0.0022	-0.0114	-0.0008	-	-0.0143
6	9.5120	-0.0015	-0.0081	-0.0006	-	-0.0102
7	10.4120	-0.0011	-0.0061	-0.0004	-	-0.0076
8	12.5250	-	-	-	-	-
9	12.8250	0.0002	0.0009	0.0001	-	0.0012
-	-	-	-	-	-	-

4) GIRDER 4

절점		합성전 고정하중		합성후	종곡선	계
번호	위치	강재자중	슬래브	고정하중		
1	-	0.0002	0.0009	0.0001	-	0.0012
2	0.3000	-	-	-	-	-
3	2.4120	-0.0011	-0.0062	-0.0009	-	-0.0081
4	3.3120	-0.0015	-0.0082	-0.0012	-	-0.0109
5	6.4120	-0.0021	-0.0116	-0.0016	-	-0.0153
6	9.5120	-0.0015	-0.0082	-0.0011	-	-0.0109
7	10.4120	-0.0011	-0.0062	-0.0009	-	-0.0081
8	12.5250	-	-	-	-	-
9	12.8250	0.0002	0.0009	0.0001	-	0.0012
-	-	-	-	-	-	-

2.2 하부구조

교대1

목 차

▣ 해 석 결 과 요 약
- ■ 말뚝 안정검토 및 응력검토
- ■ 단면 휨 설계
- ■ 사용성 검토
- ■ 주철근 조립도

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

3. 하 중 계 산
- 1) 자중 및 관성력
- 2) 배면토에 의한 토압
- 3) 상부구조에 의한 하중
- 4) 뒷채움 지표면의 상재하중

4. 안 정 검 토
- 1) 하중집계 및 조합
- 2) 전도에 대한 안정
- 3) 활동에 대한 안정
- 4) 지지력에 대한 안정

5. 단 면 설 계
- 1) 흉벽 설계
- 2) 벽체 설계
- 3) 기초 설계

6. 철근량 검토

7. 사 용 성 검 토
- 1.1 흉벽 설계
- 2.2 벽체 설계
- 3.3 기초 설계
- 4.4 사용성 검토

8. 날 개 벽 설 계
- 1) 좌측 날개벽
- 2) 우측 날개벽

9. 접 속 슬 래 브 설 계
- 1) 지간 및 하중 산정
- 2) 단면력 검토
- 3) 사용성 검토

10. 교 량 받 침 부 검 토
- 1) 받침 연단거리 검토
- 2) 최소 받침지지 길이 검토
- 3) 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 4) 교량받침 보강 철근 검토
- 5) 교량받침 하면 보강
- 6) 교량받침 콘크리트 보강

11. 말 뚝 계 산

▣ 결과 요약

■ 말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	1096.980	406.890	O.K
	허용인발력(kN/EA)	442.500	-	O.K
	휨응력(MPa)	140.000	93.178	O.K
	전단응력(MPa)	80.000	8.240	O.K
	수평변위(mm)	15.000	14.501	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	1645.470	435.539	O.K
	허용인발력(kN/EA)	663.750	-	O.K
	휨응력(MPa)	210.000	105.525	O.K
	전단응력(MPa)	120.000	12.532	O.K
	수평변위(mm)	15.000	12.427	O.K

■ 단면 휨 설계

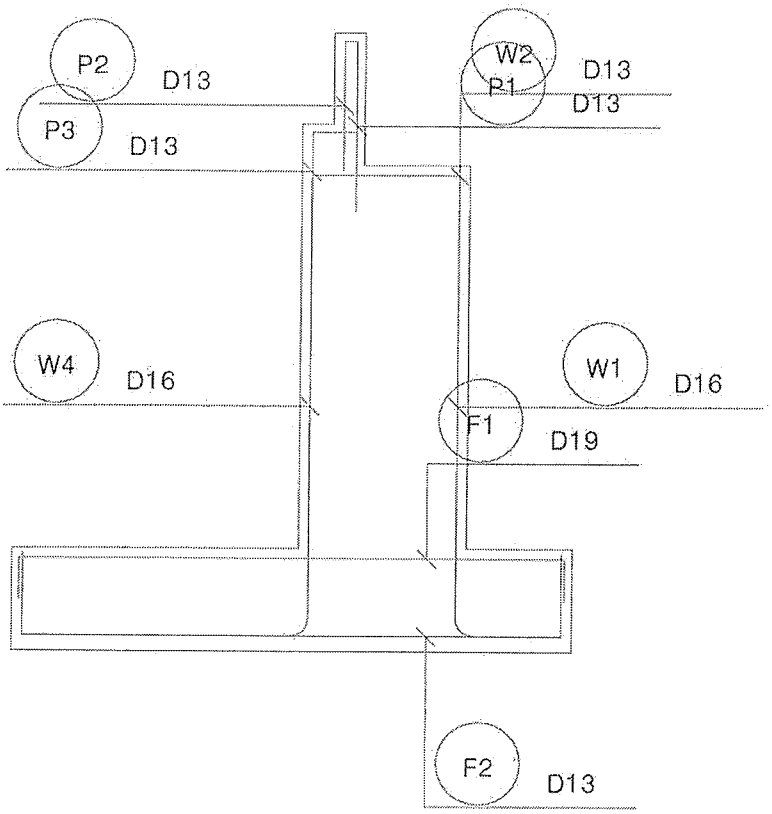
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm^2)	사용철근량 (mm^2)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1000	150	473.25	1013.6	102.158	217.771	2.132	O.K
후면저판		1000	100	1616.6	2292	366.103	516.164	1.410	O.K
벽체 : H=5.035		1600	100	826.86	1588.8	314.99	602.983	1.914	O.K
흉벽		600	100	392.01	1013.6	49.693	127.308	2.562	O.K
좌측날개벽	A(T=500 mm)	500	80	672.07	1013.6	71.132	106.63	1.499	O.K
	B(T=500 mm)	500	80	1087.8	1588.8	114.281	165.427	1.448	O.K
	C(T=500 mm)	500	80	1596.3	2292	166.185	235.623	1.418	O.K
우측날개벽	A(T=500 mm)	500	80	742.35	1013.6	78.472	106.63	1.359	O.K
	B(T=500 mm)	500	80	1230.2	2292	128.921	235.623	1.828	O.K
	C(T=500 mm)	500	80	1741.5	2292	180.825	235.623	1.303	O.K

■ 사용성 검토

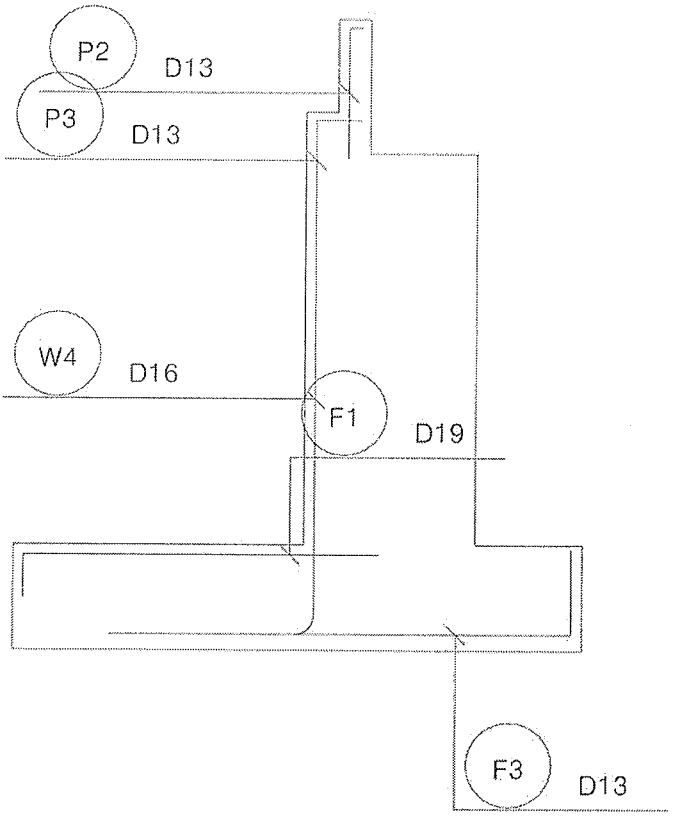
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		74.481	150	125.000	698.568	O.K
후면저판		109.109	150	125.000	495.504	O.K
벽체 : H=5.035		51.502	150	125	1223.245	O.K
흉벽		60.818	150	125	1035.885	O.K
좌측날개벽	A(T=500 mm)	104.107	150	125	572.682	O.K
	B(T=500 mm)	108.136	150	125	548.247	O.K
	C(T=500 mm)	110.413	150	125	536.98	O.K
우측날개벽	A(T=500 mm)	114.85	150	125	501.928	O.K
	B(T=500 mm)	85.655	150	125	735.506	O.K
	C(T=500 mm)	120.14	150	125	479.234	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

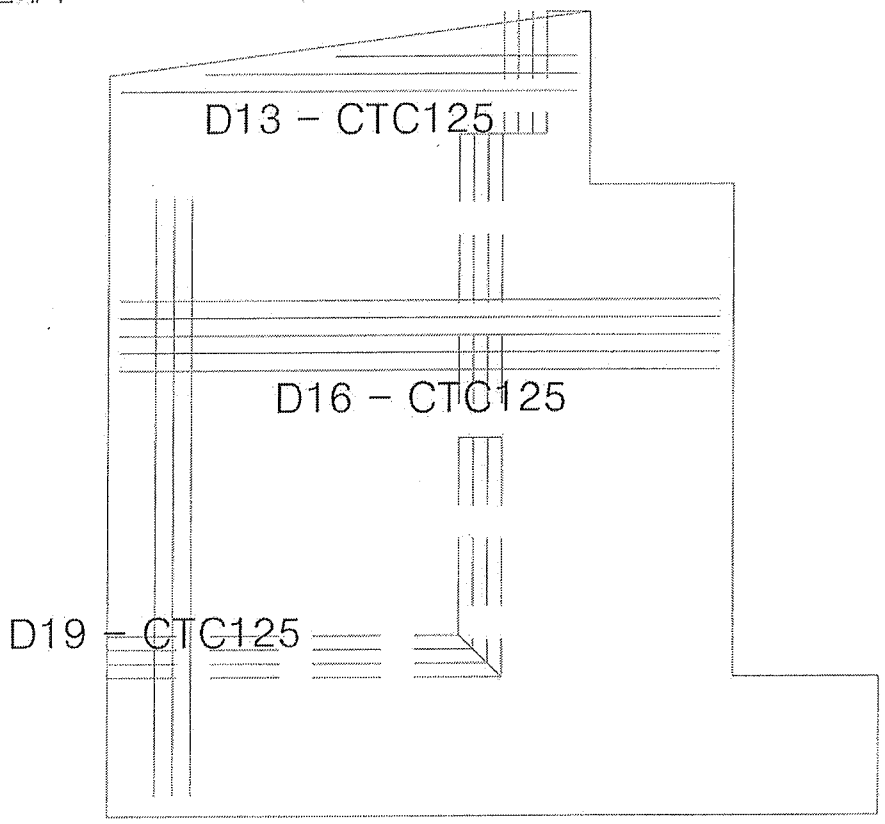


- ② Cycle (CTC = 250)

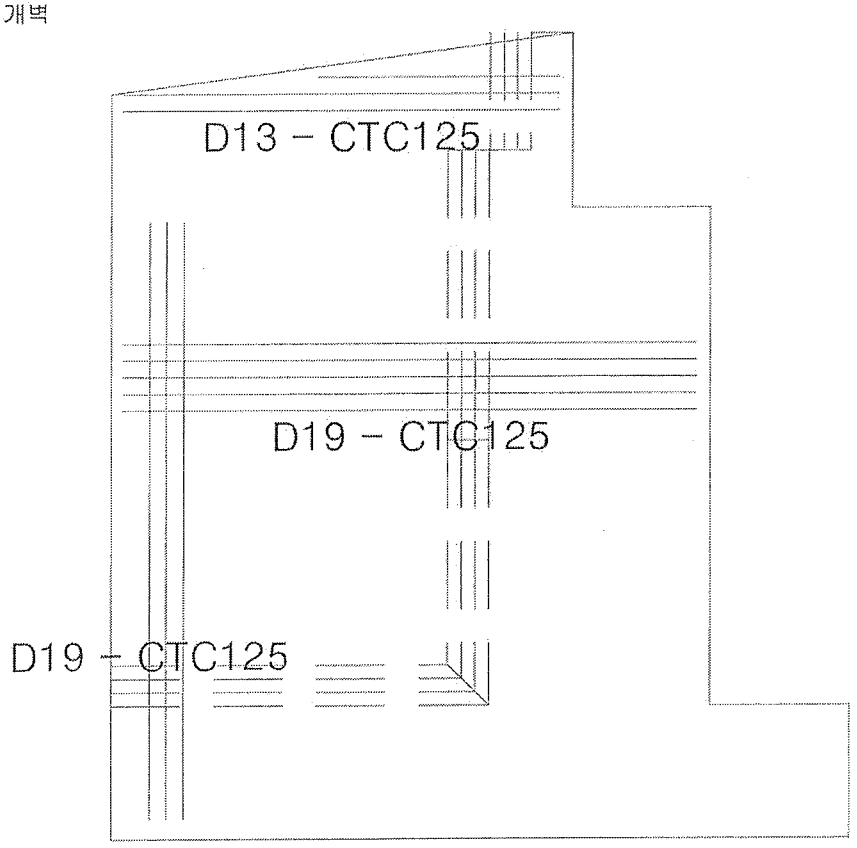


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : STEEL PLATE
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 8.239 M
(5) 교 대 총높이 : H = 6.035 M
(6) 기 초 형 식 : 말뚝기초
(7) SKEW : 76.163 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25.000 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량 : $\gamma s1$ = 20.000 kN/m³ (토사) [도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량 : $\gamma s2$ = 20.000 kN/m³
(4) 과 재 하 중 : ql = 10.000 kN/m
(5) 상부 고정하중 반력 : Rd = 65.491 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 121.896 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : $\Phi 1$ = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 9.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi 2$ = 26.619 ° {$\Phi 2 = 15 + \sqrt{15N}$}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.320 ; TAN(2/3 · $\Phi 2$) : 흙과 콘크리트
(6) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수
- 내진 등급 : Ⅰ 등급 - 위험도 계수 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : Ⅰ 구역 - 지진구역 계수 0.110

4) 사 용 재 료 강 도

(1) 콘크리트의 설계기준 강도 : fck = 24.000 MPa
- 탄성계수 : Ec = 27849.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]
(2) 철근의 항복 강도(SD300) : fy = 300.000 MPa
- 탄성계수 : Es = 200000.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

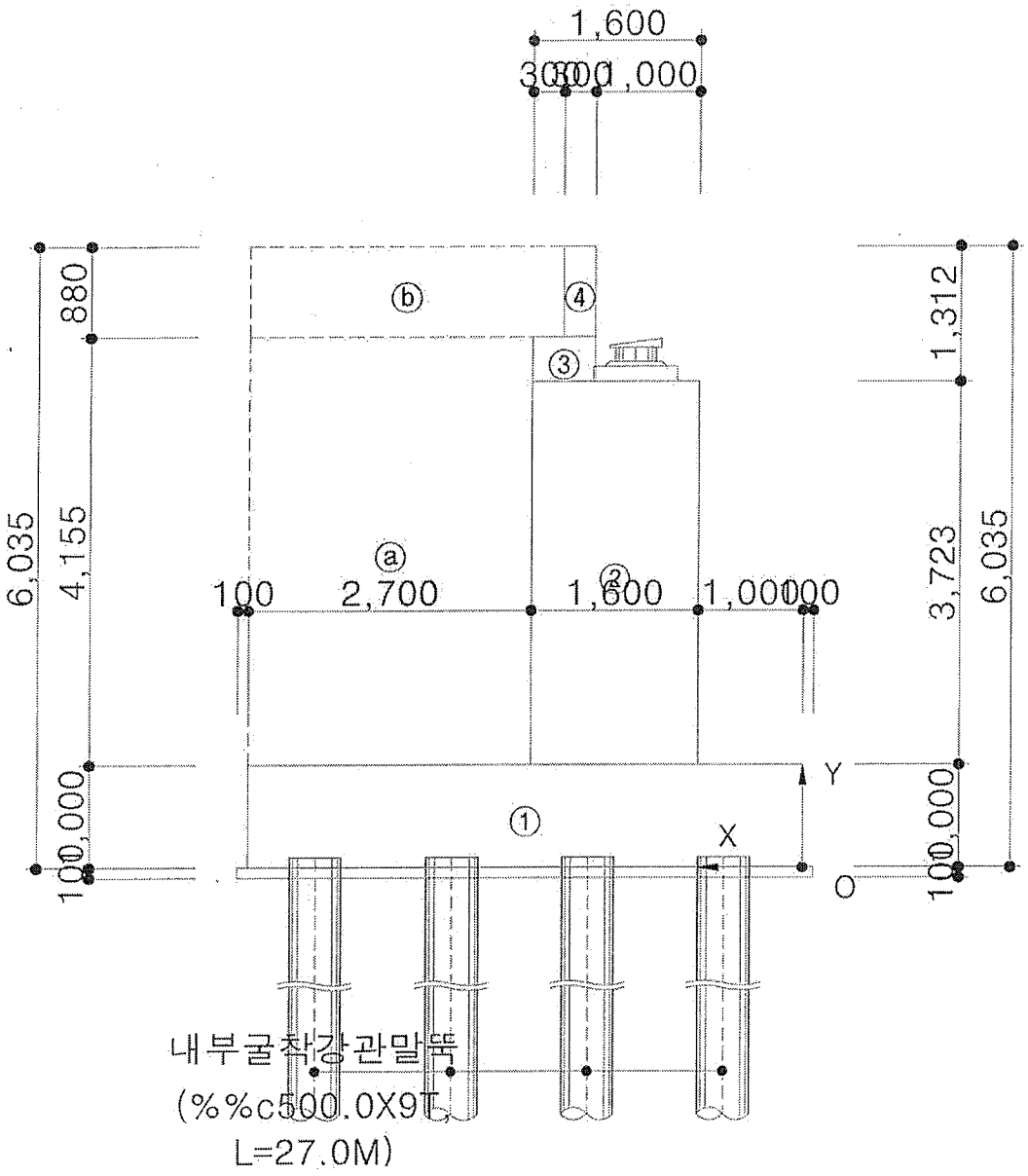
5) 설 계 방 법

(1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
(2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

6) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
(2) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
(3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2000)
(4) 도로설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	계
고정하중	158.240	111.680	114.100	155.570	539.590
활하중	210.960	294.460	295.160	203.730	1004.310

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	계
교축방향	37.104	36.885	36.816	36.884	147.689
직각방향	36.698	36.717	36.694	36.636	146.745

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)		단위중량(γ	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^3		kN/m^3	kN	kN
교대구체	①	5.300 × 1.000	= 5.300	25.000	132.500	10.203
	②	1.600 × 3.723	= 5.957	25.000	148.923	11.467
	③	0.600 × 0.432	= 0.259	25.000	6.479	0.499
	④	0.300 × 0.880	= 0.264	25.000	6.600	0.508
	소계		= 11.780		294.501	22.677
뒷채움재	ⓐ	2.700 × 4.155	= 11.218	20.000	224.368	17.276
	ⓑ	3.000 × 0.880	= 2.640	20.000	52.800	4.066
	소계		= 13.858		277.168	21.342
총 계					571.670	44.019

註) 수평력(지진시 관성력) Hi = Kh × Vi (Kh = A/2 = 0.077)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
교대구체	①	2.650	0.500	351.125	5.101
	②	1.800	2.862	268.061	32.813
	③	2.300	4.939	14.901	2.464
	④	2.150	5.595	14.190	2.843
	소 계			648.277	43.222
뒷채움재	ⓐ	3.950	3.077	886.255	53.168
	ⓑ	3.800	5.595	200.640	22.747
	소 계			1086.895	75.915
총 계				1735.172	119.136

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 648.277 / 294.501 = 2.201 m
  Y = 43.222 / 22.677 = 1.906 m
- 뒷채움재 : X = 1086.895 / 277.16 = 3.921 m
  Y = 75.915 / 21.342 = 3.557 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos\alpha \times \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta * \cos(\beta + \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\beta + \delta) * \cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta * \cos^2\beta * \cos(\delta + \theta + \beta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\beta + \delta + \theta) * \cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

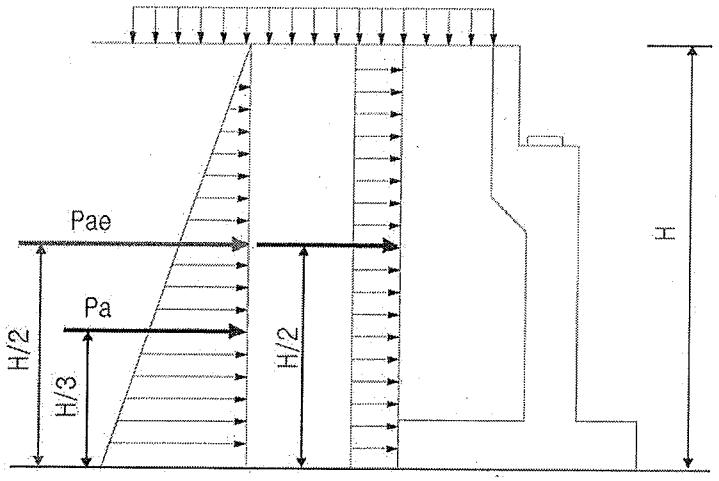
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 교대), A=0.154

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	35.000	35.000	35.000	35.000
α	0.000	0.000	0.000	0.000
β	0.000	0.000	0.000	0.000
δ	0.000	11.667	0.000	0.000
Θ	0.000	0.000	4.403	4.403
Kh	0.000	0.000	0.077	0.077
Ka,Kae	0.271	0.251	0.314	0.314



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.035 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 6.035^2 x cos(0.000)

= 98.701 kN

y = H / 3 = 2.012 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 6.035 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 6.035^2 x cos(0.000)

= 114.362 kN

y = H / 2 = 3.017 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 5.035 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 5.035^2 x cos(11.667 + 0.000)

= 62.316 kN

y = H / 3 = 1.678 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 5.035 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 5.035^2 x cos(0.000 + 0.000)

= 79.602 kN

y = H / 2 = 2.517 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 539.590 ÷ (8.000 / sin76.163) = 65.491 kN/m

- 활하중반력

Rl = 1004.310 ÷ (8.000 / sin76.163) = 121.896 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000012 \times 25.0 \times 13.0$

$= 0.003900$ m

교량받침의 개수 : N = 4 EA

교대의 폭원 : B = 8.239 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 1725.000 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

$Ph = kH \times \delta \times N / B$

$= 1725.000 \times 0.003900 \times 4 / 8.239$

$= 3.266$ kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력 : 탄성받침인 경우

$Fm = Fm1 + Fm2$

$Fm1 = H1 \times \cos\theta$

$Fm2 = H2 \times \sin\theta$ (H2 ≤ kH x δ 일때)

$\sum(kH*\delta) \times \sin\theta$ (H2 > kH x δ 일때)

구분	1	2	3	4
KH	1725	1725	1725	1725
δ (m)	0.0214	0.0213	0.0212	0.0213

$Fm = 17.811 \times \cos 76.2 + 146.911 \times \sin 76.2 / 8.239$

$= 21.573$ kN/m

$H1 = 146.745 \div (8.000 / \sin 76.2) = 17.811$ kN/m : 직각방향 수평력

$H2 = 147.689 \div (8.000 / \sin 76.2) = 17.925$ kN/m : 교축방향 수평력

[도로교설계기준 해설] (하부구조편) 5.4.3.4 (2)의 내용을 치환하여 적용

$R \times Kh \times \sin\theta \rightarrow H2$ (교축방향 수평력)

$R \times Kh \times \cos\theta \rightarrow H1$ (직각방향 수평력)

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

$P1 = 10.000 \times 3.000 = 30.000$ kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 6.035 m)

$Pa1 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.271 \times 10.000 \times 6.035 \times \cos 0.000$

$= 16.355$ kN

$y = H / 2 = 3.017$ m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 5.035 m)

$Pa2 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.251 \times 10.000 \times 5.035 \times \cos 11.667$

$= 12.377$ kN

$y = H / 2 = 2.517$ m : 작용중심높이

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시	294.501	-	2.201	1.906	648.276	-
2. 교대구체(지진시	294.501	22.677	2.201	1.906	648.276	43.223
3. 뒷채움재(평상시	277.168	-	3.921	3.557	1086.894	-
4. 뒷채움재(지진시	277.168	21.342	3.921	3.557	1086.894	75.915
5. 배면토압(평상시	-	98.701	-	2.012	-	198.553
6. 배면토압(지진시	-	114.362	-	3.017	-	345.086
7. 뒷채움 상재하중	30.000	16.355	3.800	3.017	114.000	49.351
8. 상부 고정하중반	65.491	-	1.612	-	105.571	-
9. 상부 활하중반력	121.896	-	1.612	-	196.496	-
10. 교량받침마찰력	-	3.266	-	5.123	-	16.732
11. 상부관성력	-	21.573	-	5.123	-	110.520

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	601.669	115.056	1849.170	247.904
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	571.669	98.701	1735.170	198.553
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	571.669	158.381	1735.170	464.224
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	789.056	118.322	2151.237	264.636
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	637.160	101.967	1840.741	215.285
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	637.160	179.954	1840.741	574.744

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

2) 전도에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

3) 활동에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

4) 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

5) 말뚝도심에서의 작용하중 산정

① 말뚝도심의 작용하중 계산

$\Sigma M = \Sigma Mr - \Sigma Mo$

e = 말뚝도심(= 2.582) - $\Sigma M / \Sigma V$

$Mc = V \times e$

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.750	6.000	4.500	-
2 열	2.050	6.000	12.300	-
3 열	3.350	5.000	16.750	-
4 열	4.650	5.000	23.250	-
계	-	22.000	56.800	2.582

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(	4957.151	947.946	-0.080	-396.572
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	4709.981	813.198	-0.106	-499.258
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중	4709.981	1304.901	0.359	1690.883
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(	6501.032	974.855	0.191	1241.697
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8	5249.561	840.106	0.031	162.736
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중	5249.561	1482.641	0.595	3123.489

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전8.239 m)을 고려한 결과값임.

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

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

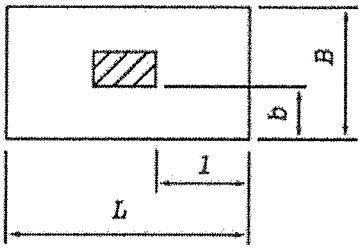
$\beta\lambda \leq 1.0$

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

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우
kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)
= 71962.438 x 22 / (8.239 x 5.300) = 36255.424 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 8.239 m)
B : 확대기초의 폭 (= 5.300 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 22 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 27849000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.000 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 36255.424) / (27849000.000 \times 1.000^3)]} = 0.250$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = MAX(l,b) = MAX(0.000, 2.650) = 2.650
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/2이면 b = B/2 = 2.650, 뒷굽기준으로 검토

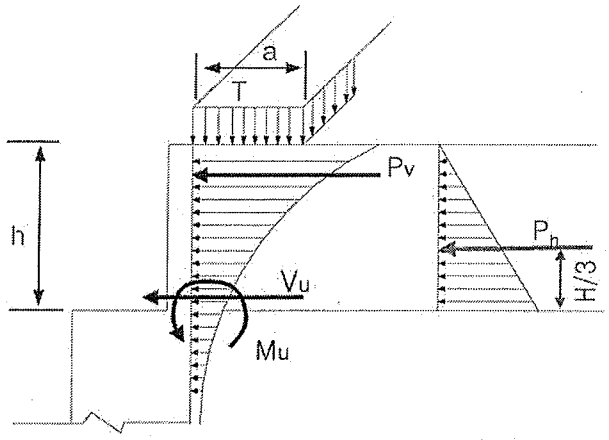


$\beta\lambda = 0.250 \times 2.650 = 0.662 \leq 1.0$, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 흉벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』 p73



- 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka
= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)
= 114.60 x 0.251 x (1.312 - 0.36) = 27.381 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ
= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 1.312^2 x cos11.(= 4.231 kN

Me = 1/3 x H x Ph
= 1/3 x 1.312 x 4.231 = 1.850 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph
= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 4.231 = 56.092 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me
= 1.70 x 27.381 + 1.70 x 1.850 = 49.693 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 0.432 x 0.600 x 25.000 x 0.077 = 0.499 kN

p2 = 0.880 x 0.300 x 25.000 x 0.077 = 0.508 kN

Pw = 0.499 + 0.508 = 1.007 kN

Mw = 0.499 x 0.432/2 + 0.508 x (0.432 + 0.8(= 0.551 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Kae x r x H^2 x cos δ
= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 1.312^2 x cos0.0(= 5.404 kN

Me = 1/2 x H x Ph
= 1/2 x 1.312 x 5.404 = 3.545 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 1.007 + 1.00 x 5.404 = 6.411 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 0.551 + 1.00 x 3.545 = 4.096 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	56.092	49.693	
지진시	6.411	4.096	
설계단면력	56.092	49.693	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.035 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	12.474	2.056	-	1.000	12.474	25.646
2. 배면토압(평상시)	62.316	1.678	1.700	-	105.937	177.797
3. 배면토압(지진시)	79.602	2.517	-	1.000	79.602	200.397
4. 뒷채움 상재하중	12.377	2.517	1.700	-	21.041	52.970
5. 교량받침마찰력	3.266	4.123	1.300	-	4.246	17.506
6. 상부관성력	21.573	4.123	-	1.000	21.573	88.947

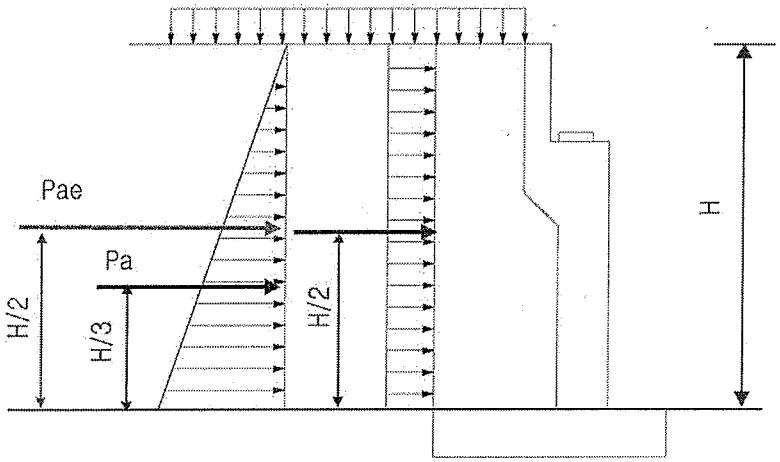
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

; 검토위치(H = 1.000 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 12.474 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.000) ~ H④ x (y④ - 1.000)] = 25.646 kN.m

y = Mo / Ho = 25.646 / 12.474 = 2.056



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 5.035 m)	110.183	195.303	
지진시(H = 5.035 m)	113.649	314.990	
설계단면력	113.649	314.990	

3) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	294.501	-	2.201	1.906	648.276	-
2. 교대구체(지진시)	294.501	22.677	2.201	1.906	648.276	43.223
3. 뒷채움재(평상시)	277.168	-	3.921	3.557	1086.894	-
4. 뒷채움재(지진시)	277.168	21.342	3.921	3.557	1086.894	75.915
5. 배면토압(평상시)	-	98.701	-	2.012	-	198.553
6. 배면토압(지진시)	-	114.362	-	3.017	-	345.086
7. 토압의 연직분력	13.893	-	4.400	-	61.129	-
8. 뒷채움 상재하중	30.000	16.355	3.800	3.017	114.000	49.351
9. 상부 고정하중반력	65.491	-	1.612	-	105.571	-
10. 상부 활하중반력	121.896	-	1.612	-	196.496	-
11. 교량받침마찰력	-	3.266	-	5.123	-	16.732
12. 상부관성력	-	21.573	-	5.123	-	110.520

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	831.288	195.595	2604.740	421.437
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	766.788	167.792	2359.640	337.540
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	571.669	158.381	1735.170	464.224
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)	1178.503	199.841	3164.449	443.188
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	851.926	172.038	2496.883	359.292
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)	637.160	179.954	1840.741	574.744

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.
D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중
COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G
COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G
COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G
COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G
COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

② 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\Sigma M = \Sigma Mr - \Sigma Mo$

e = 말뚝도심(=2.582) - $\Sigma M/\Sigma V$: 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

Mc = V x e

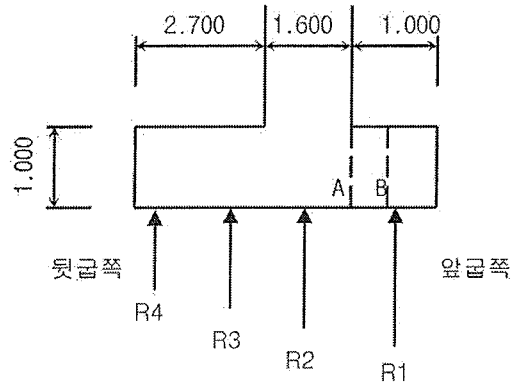
- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	6848.980	1611.509	-0.045	-308.204
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	6317.565	1382.436	-0.055	-347.466
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	4709.981	1304.901	0.359	1690.883
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)	9709.682	1646.490	0.273	2650.743
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	7019.019	1417.417	0.073	512.388
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)	5249.561	1482.641	0.595	3123.489

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭(8.239 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 6본 / 8.239m (kN/m)
R2 = Ru2 x 6본 / 8.239m (kN/m)
R3 = Ru3 x 5본 / 8.239m (kN/m)
R4 = Ru4 x 5본 / 8.239m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	406.340	338.910	316.450	325.120
COMB 2	365.550	309.920	292.940	302.730
COMB 3	347.870	252.930	185.960	138.340
COMB 4	650.370	502.030	397.240	322.600
COMB 5	432.200	351.900	310.520	296.090
COMB 6	435.540	295.790	186.640	98.690

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.000 x 0.150 x 25.000 = 3.750 kN

Ma = 1.000 x 1.000 x 25.000 x 1.000 / 2 = 12.500 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1 x 0.000 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

Ma = R1 x 0.250 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	73.979	4.875	57.729
COMB 2	0.000	66.552	4.875	50.302
COMB 3	0.000	63.334	3.750	50.834
COMB 4	0.000	118.408	4.875	102.158
COMB 5	0.000	78.687	4.875	62.437
COMB 6	0.000	79.295	3.750	66.795

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로 하중계수를 적용하지 않으며,

(-)반력은 사용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

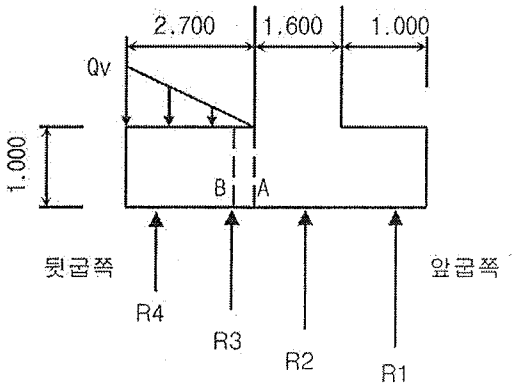
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

④ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 6본 / 8.239m (KN/m)

R2 = Ru2 x 6본 / 8.239m (KN/m)

R3 = Ru3 x 5본 / 8.239m (KN/m)

R4 = Ru4 x 5본 / 8.239m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	299.090	307.770	271.470	204.030
COMB 2	273.380	283.160	254.290	198.660
COMB 3	281.180	233.570	157.990	63.050
COMB 4	546.520	471.880	353.690	205.350
COMB 5	339.380	324.950	271.590	191.290
COMB 6	362.550	274.600	156.040	16.280

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.000 x 1.800 x 25.000 = 45.000 kN

Ma = 1.000 x 2.700 x 25.000 x 2.700 / 2 = 91.125 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 5.035 x 20.000 = 181.259 kN

Ma = 277.168 x (3.921 - 2.600) = 366.257 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.800 = 18.000 kN

Ma = 18.000 x (4.625 - 2.600) = 36.450 kN.m

- 토압의 연직반력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 5.035^2 x sin11.667

= 13.893 kN

Qv = 2 x Pv / L
= 2 x 13.893 / 2.700
= 10.291 kN
Vb = 10.291 x 2.700 / 2 - (2.700 - 1.800) / 2.700 x 10.291 / 2 = 12.177 kN
Ma = 10.291 x 2.700 x 2.700 / 3 = 25.007 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R4 x 1.000 + R3 x 0.200 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000
Ma = R4 x 2.050 + R3 x 0.750 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000
→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	156.768	377.388	196.770	338.088
COMB 2	151.428	362.896	163.411	274.211
COMB 3	57.436	150.342	168.823	307.040
COMB 4	167.552	416.461	185.986	299.014
COMB 5	149.054	361.601	165.784	275.507
COMB 6	28.821	91.279	197.438	366.103

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로 하중계수를 적용하지 않으며,
(-)반력은 사용하지 않는다.
말뚝반력에 의한 단면력
D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중
COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G
COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G
COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G
COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G
COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

6. 철근량 검토

1) 전면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1000.0	850.0	150.0	102.2	4.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 300.00 = 304080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 14.906 mm, c = 14.906 / β1 = 14.906 / 0.85 = 17.536 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (850.00 - 17.536) / 17.536 = 0.14241

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 473.253 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 2.142]

1단 : D13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00119

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 300 x (850 - a/2) = 217.771 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 14.906 mm

≥ Mu (= 102.158 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.132]

* 전단에 대한 검토 (d = 850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 850.00 = 555.218 kN

≥ Vu (= 4.875 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - C.T.C 150

D16 - C.T.C 300 =1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1000.0 x 1000.0 = 1500.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : D16 - C.T.C 150

D16 - C.T.C 300 =1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 1000.0 = 2000.000 ㎟ ≥ 1986.000 ㎟

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - C.T.C 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.000 ㎟ ∴ O.K

2) 후면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1000.0	900.0	100.0	366.1	197.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 39.654) / 39.654 = 0.06509

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1616.571 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) [사용률 = 1.418]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00255

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (900 - a/2) = 516.164 kN.m

: a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

≥ Mu (= 366.103 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.410]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 900.00 = 587.878 kN

≥ Vu (= 197.438 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - C.T.C 150

D16 - C.T.C 150 =2648.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1000.0 x 1000.0 = 1500.000 ㎟ < 2648.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : D16 - C.T.C 150

D16 - C.T.C 150 =2648.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 1000.0 = 2000.000 ㎟ < 2648.000 ㎟

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당 1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

* 노출면 300㎜ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - C.T.C 150 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1324.000 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 : H=5.035

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1500.00	100.00	314.99	113.65

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1500.00 - 27.488) / 27.488 = 0.16071

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 826.855 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.921]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00106

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (1500.00 - a/2) = 602.983 kN.m

≥ Mu (= 314.990 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.914]

* 전단에 대한 검토 (d = 1500.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1500.00 = 979.796 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 113.649 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 150 = 2648.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1600.0 x 1000.0 = 2400.000 ㎟ < 2648.000 ㎟

(2648.000 / 1.000) = 2648.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 150 = 2648.000 ㎟

필요철근량 : 0.0025 x 1600.0 x 1000.0 = 4000.000 ㎟ > 2648.000 ㎟

(2648.000 / 1.000) = 2648.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 150 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

4) 흉벽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	49.69	56.09

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 300.00 = 304080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 14.906 mm, c = 14.906 / β1 = 14.906 / 0.85 = 17.536 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 17.536) / 17.536 = 0.08254

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 392.009 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.586]

1단 : D13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 . ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00203

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 14.906 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 300 x (500.00 - a/2) = 127.308 kN.m

≥ Mu (= 49.693 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.562]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 500.00 = 326.599 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 56.092 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』
  단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하
  사용철근량 : D13 - CTC 150
  D13 - CTC 150 = 1689.333 ㎟
  필요철근량 : 0.0015 x 600.0 x 1000.0 = 900.000 ㎟ < 1689.333 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 5.7.2』
  단면적대비 0.0025 이상
  사용철근량 : D13 - CTC 150
  D13 - CTC 150 = 1689.333 ㎟
  필요철근량 : 0.0025 x 600.0 x 1000.0 = 1500.000 < 1689.333 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』
  사용철근량 : D13 - CTC 150 = 844.667 ㎟
  필요철근량 : 300.000 ㎟ < 844.7 ㎟ ∴ O.K

7. 사용성 검토

1) 흉벽 설계

① 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (1.312 - 0.36) = 27.381 kN.m

② 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 1.312^2 x cos11.ℓ = 4.231 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 1.312 x 4.231 = 1.850 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 4.231 = 32.995 kN

Ms = 27.381 + 1.850 = 29.231 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.035 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	12.474	2.056	-	1.000	12.474	25.646
2. 배면토압(평상시)	62.316	1.678	1.000	-	62.316	104.586
3. 배면토압(지진시)	79.602	2.517	-	1.000	79.602	200.397
4. 뒷채움 상재하중	12.377	2.517	1.000	-	12.377	31.159
5. 교량받침마찰력	3.266	4.123	1.000	-	3.266	13.466
6. 상부관성력	21.573	4.123	-	1.000	21.573	88.947

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.000 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 12.474 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.000) ~ H④ x (y④ - 1.000)] = 25.646 kN.m

y = Mo / Ho = 25.646 / 12.474 = 2.056

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	65.582	118.052	

3) 기초 설계

① 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	615.562	115.056	1910.299	247.904
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	585.562	98.701	1796.299	198.553
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	571.669	158.381	1735.170	464.223
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	802.949	118.322	2212.367	264.635
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	651.053	101.967	1901.870	215.285
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	637.160	179.954	1840.741	574.743

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

① 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.582) - $\sum M/\sum V$: 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

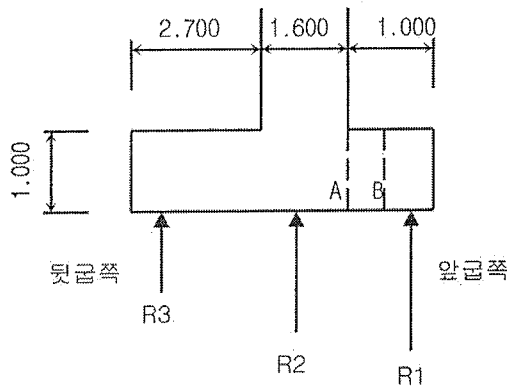
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(	5071.615	947.946	-0.119	-603.522
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7	4824.445	813.198	-0.147	-709.193
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중	4709.981	1304.901	0.359	1690.883
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(	6615.497	974.855	0.156	1032.018
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7	5364.026	840.106	-0.009	-48.276
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중	5249.561	1482.641	0.595	3123.489

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(8.239 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 6본 / 8.239m (KN/m)
R2 = Ru2 x 6본 / 8.239m (KN/m)
R3 = Ru3 x 5본 / 8.239m (KN/m)
R4 = Ru4 x 5본 / 8.239m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	273.100	239.190	231.920	243.090
COMB 2	249.070	224.250	222.400	236.460
COMB 3	347.870	252.930	185.960	138.340
COMB 4	406.890	327.840	274.840	239.880
COMB 5	300.360	256.540	235.910	231.330
COMB 6	435.540	295.790	186.640	98.690

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.000 x 0.150 x 25.000 = 3.750 kN

Ma = 1.000 x 1.000 x 25.000 x 1.000 / 2 = 12.500 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1 x 0.000 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

Ma = R1 x 0.250 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

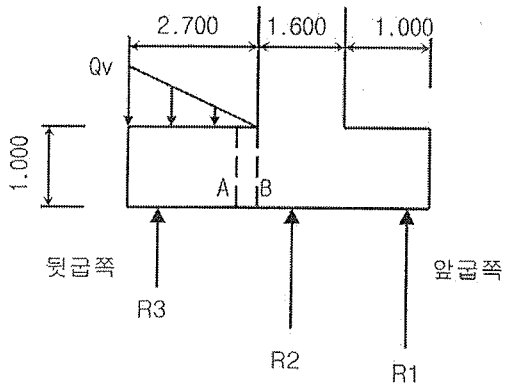
→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	49.720	3.750	37.220
COMB 2	0.000	45.346	3.750	32.846
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	74.079	3.750	61.579
COMB 5	0.000	54.684	3.750	42.184
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 6본 / 8.239m (KN/m)

R2 = Ru2 x 6본 / 8.239m (KN/m)

R3 = Ru3 x 5본 / 8.239m (KN/m)

R4 = Ru4 x 5본 / 8.239m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	209.590	220.760	205.290	171.390
COMB 2	194.280	208.340	199.420	174.600
COMB 3	281.180	233.570	157.990	63.050
COMB 4	344.770	309.800	248.790	169.740
COMB 5	245.070	240.490	212.720	168.900
COMB 6	362.550	274.600	156.040	16.280

- 기초자중에 의한 단면력 : 「단면설계」 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R4 x 1.000 + R3 x 0.200 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000

Ma = R4 x 2.050 + R3 x 0.750 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	128.927	306.660	127.509	212.179
COMB 2	130.163	307.982	108.274	174.407
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	133.207	324.408	123.230	194.431
COMB 5	128.321	306.951	110.115	175.437
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용하중단면력(상 시) = 1.0D + 1.0L + 1.0H -말뚝반력에의한 단면력

D-고정하중,L-활하중,H-토압,E-지진하중

말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 61.579 x 1000000 / [1013.600 x (850.000 - 102.960/3)]
= 74.481 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x850.0/(7x1013.600)]
= 102.960 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : D13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 13.00/2 = 143.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 74.48) - 2.5 x 143.50 = 698.57 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 74.48) = 845.85 mm
Sa는 작은 값인 698.57 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 698.57 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 212.179 x 1000000 / [2292.000 x (900.000 - 154.650/3)]
= 109.109 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x2292.000)]
= 154.650 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19.00/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 109.11) - 2.5 x 90.50 = 495.50 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 109.11) = 577.40 mm
Sa는 작은 값인 495.50 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 495.50 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=5.035

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 118.052 x 1000000 / [1588.800 x (1500.000 - 171.877/3)]

= 51.502 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1500.0/(7x1588.800)]

= 171.877 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 51.50) - 2.5 x 92.00 = 1299.06 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 51.50) = 1223.24 mm

Sa는 작은 값인 1223.24 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1223.24 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 29.231 x 1000000 / [1013.600 x (500.000 - 77.436/3)]

= 60.818 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x1013.600)]

= 77.436 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : D13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 13/2 = 93.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 60.82) - 2.5 x 93.50 = 1061.11 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 60.82) = 1035.89 mm

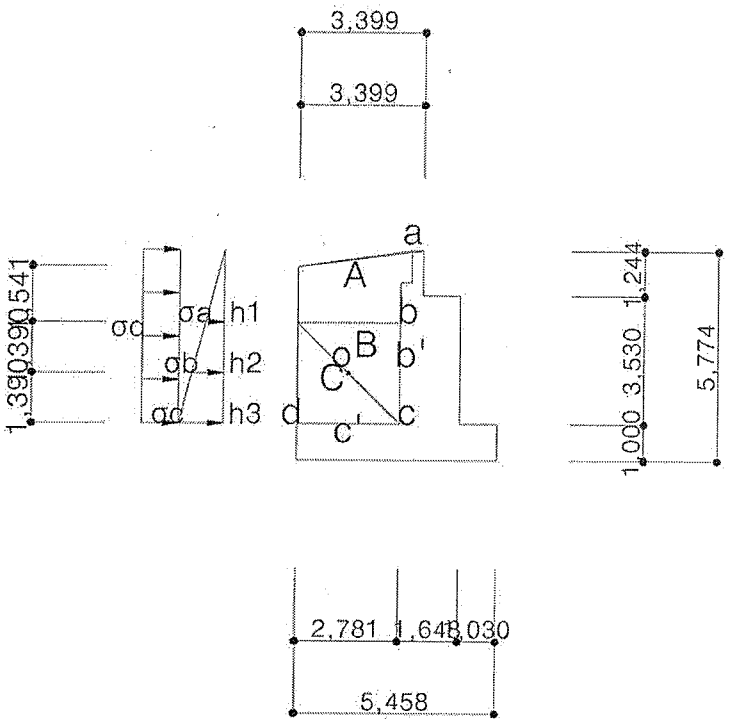
Sa는 작은 값인 1035.89 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1035.89 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정



U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

① 단면 A

qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²

qa = Ko x γt x h1 = 0.426 x 20.000 x 1.54 = 13.128 kN/m²

Pa = 1.700 x 1/2 · qa · h1 + 1.700 x qq · h1

= 1.700 x 1/2 x 13.128 x 1.541 + 1.700 x 4.260 x 1.541

= 28.352 kN/m

Va = Pa x L

= 28.352 x 2.781

= 78.839 kN

Ma = 1/2 · Pa · L²

= 1/2 x 28.352 x 2.781²

= 109.614 kN.m

a - b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

Vu = 78.839 / 1.541 = 51.161 kN

Mu = 109.614 / 1.541 = 71.132 kN.m

② 단면 B

* b - b' 및 b' - c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²

qa = Ko x γt x h1 = 0.426 x 20.000 x 1.54 = 13.128 kN/m²

qb = Ko x γt x h2 = 0.426 x 20.000 x 2.93 = 24.974 kN/m²

P1 = 1.700 x 13.128 + 1.700 x 4.260
= 29.559 kN/m²

P2 = 1.700 x 24.974 + 1.700 x 4.260
= 49.697 kN/m²

Vb = P1 x L = 29.559 x 2.781
= 82.196 kN

Mb = 1/2 · P1 · L² = 1/2 x 29.559 x 2.781²
= 114.281 kN.m

Vb' = P2 x L = 49.697 x 1.390
= 69.096 kN

Mb' = 1/2 · P2 · L² = 1/2 x 49.697 x 1.390²
= 48.034 kN.m

Vu = 82.196 kN

Mu = 114.281 kN.m

③ 단면 C

* c - c' 및 c' - d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²

qa = Ko x γt x h1 = 0.426 x 20.000 x 1.54 = 13.128 kN/m²

qb = Ko x γt x h2 = 0.426 x 20.000 x 2.93 = 24.974 kN/m²

qc = Ko x γt x h3 = 0.426 x 20.000 x 4.32 = 36.819 kN/m²

P1 = 1.700 x 13.128 + 1.700 x 4.260
= 29.559 kN/m²

P2 = 1.700 x 24.974 + 1.700 x 4.260
= 49.697 kN/m²

P3 = 1.700 x 36.819 + 1.700 x 4.260
= 69.835 kN/m²

Vd = (P1 + P3) / 2 x L = (29.559 + 69.835) / 2 x 2.781
= 138.193 kN

Md = 1/6 x (2P1 + P3) x = 1/6 x (2 x 29.559 + 69.835) x 2.781²
= 166.185 kN.m

Vc' = (P2 + P3) / 2 x L = (49.697 + 69.835) / 2 x 1.390
= 83.096 kN

Mc' = 1/6 x (2P2 + P3) x = 1/6 x (2 x 49.697 + 69.835) x 1.390²
= 54.522 kN.m

Vu = 138.193 kN

Mu = 166.185 kN.m

④ 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	71.132	114.281	166.185
전단력(kN)	0.000	51.161	82.196	138.193

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	41.842	67.224	97.756
전단력(kN)	0.000	30.095	48.350	81.290

(2) 철근량 검토

① A(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	71.13	51.16

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 300.00 = 304080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 14.906 mm, c = 14.906 / β1 = 14.906 / 0.85 = 17.536 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 17.536) / 17.536 = 0.06885

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 672.072 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.508]

1단 : D13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00241

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 14.906 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 300 x (420.00 - a/2) = 106.630 kN.m

≥ Mu (= 71.132 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.499]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 51.161 kN) , 전단보강 불필요.

② B(T=500 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(㎜)	H(㎜)	d(㎜)	피복(㎜)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	114.28	82.20

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 ㎜, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 ㎜

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 27.488) / 27.488 = 0.04284

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1087.763 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜), [사용률 = 1.461]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00378

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 ㎜

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (420.00 - a/2) = 165.427 kN.m

≥ Mu (= 114.281 kN.m) ∴ O.K [안전율 1.448]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 82.196 kN), 전단보강 불필요.

③ C(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	166.19	138.19

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02877

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1596.287 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.436]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (420.00 - a/2) = 235.623 kN.m

≥ Mu (= 166.185 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.418]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 138.193 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=500 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 41.842 x 1000000 / [1013.600 x (420.000 - 70.431/3)]
= 104.107 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x1013.600)]
= 70.431 ㎜

사용철근량 = 1013.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D13 - 8.0 EA (= 1013.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 13/2 = 73.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 104.11) - 2.5 x 73.50 = 572.68 ㎜
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 104.11) = 605.15 ㎜

Sa는 작은 값인 572.68 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 572.68 ㎜) ∴ O.K

② B(T=500 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 67.224 x 1000000 / [1588.800 x (420.000 - 86.171/3)]
= 108.136 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x1588.800)]
= 86.171 ㎜

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 108.14) - 2.5 x 72.00 = 548.25 ㎜
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 108.14) = 582.60 ㎜

Sa는 작은 값인 548.25 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 548.25 ㎜) ∴ O.K

③ C(T=500 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 97.756 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 101.150/3)]
= 110.413 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x2292.000)]
= 101.150 ㎜

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 110.41) - 2.5 x 70.50 = 536.98 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 110.41) = 570.58 mm

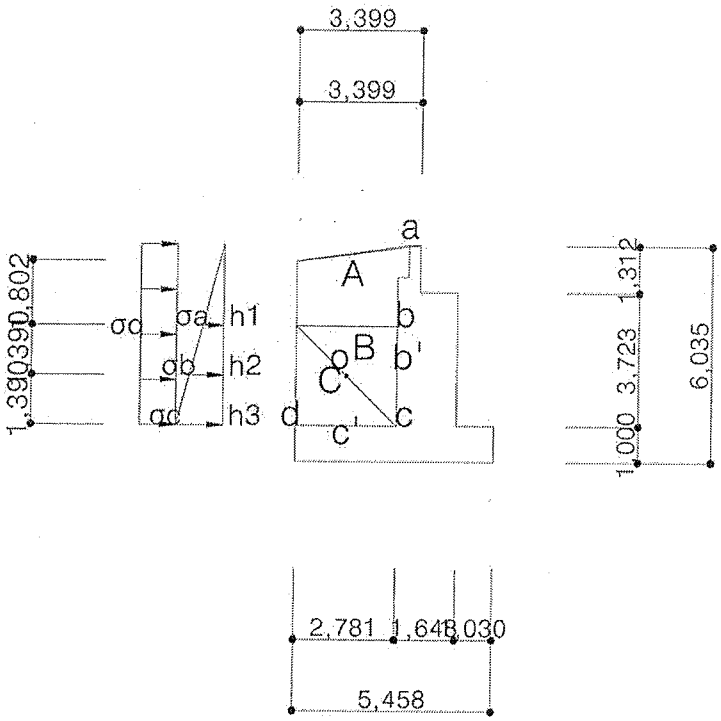
Sa는 작은 값인 536.98 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 536.98 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정



U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0 °) = 0.426

① 단면 A

qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²

qa = Ko x γt x h1 = 0.426 x 20.000 x 1.80: = 15.355 kN/m²

Pa = 1.700 x 1/2 · qa · h1 + 1.700 x qq · h1

= 1.700 x 1/2 x 15.355 x 1.802 + 1.700 x 4.260 x 1.802

= 36.576 kN/m

Va = Pa x L

= 36.576 x 2.781

= 101.706 kN

Ma = 1/2 · Pa · L²

= 1/2 x 36.576 x 2.781²

= 141.406 kN.m

a - b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

Vu = 101.706 / 1.802 = 56.440 kN

Mu = 141.406 / 1.802 = 78.472 kN.m

② 단면 B

* b - b' 및 b' - c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²

qa = Ko x γt x h1 = 0.426 x 20.000 x 1.80: = 15.355 kN/m²

qb = Ko x γt x h2 = 0.426 x 20.000 x 3.19: = 27.201 kN/m²

P1 = 1.700 x 15.355 + 1.700 x 4.260
= 33.346 kN/m²

P2 = 1.700 x 27.201 + 1.700 x 4.260
= 53.484 kN/m²

Vb = P1 x L = 33.346 x 2.781
= 92.726 kN

Mb = 1/2 · P1 · L² = 1/2 x 33.346 x 2.781²
= 128.921 kN.m

Vb' = P2 x L = 53.484 x 1.390
= 74.361 kN

Mb' = 1/2 · P2 · L² = 1/2 x 53.484 x 1.390²
= 51.694 kN.m

Vu = 92.726 kN

Mu = 128.921 kN.m

③ 단면 C

* c - c' 및 c' - d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²

qa = Ko x γt x h1 = 0.426 x 20.000 x 1.80: = 15.355 kN/m²

qb = Ko x γt x h2 = 0.426 x 20.000 x 3.19: = 27.201 kN/m²

qc = Ko x γt x h3 = 0.426 x 20.000 x 4.58: = 39.047 kN/m²

P1 = 1.700 x 15.355 + 1.700 x 4.260
= 33.346 kN/m²

P2 = 1.700 x 27.201 + 1.700 x 4.260
= 53.484 kN/m²

P3 = 1.700 x 39.047 + 1.700 x 4.260
= 73.622 kN/m²

Vd = (P1 + P3) / 2 x L = (33.346 + 73.622) / 2 x 2.781
= 148.723 kN

Md = 1/6 x (2P1 + P3) x = 1/6 x (2 x 33.346 + 73.622) x 2.781²
= 180.825 kN.m

Vc' = (P2 + P3) / 2 x L = (53.484 + 73.622) / 2 x 1.390
= 88.361 kN

Mc' = 1/6 x (2P2 + P3) x = 1/6 x (2 x 53.484 + 73.622) x 1.390²
= 58.182 kN.m

Vu = 148.723 kN

Mu = 180.825 kN.m

④ 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	78.472	128.921	180.825
전단력(kN)	0.000	56.440	92.726	148.723

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	46.160	75.836	106.368
전단력(kN)	0.000	33.200	54.545	87.484

(2) 철근량 검토

① A(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	78.47	56.44

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 300.00 = 304080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 14.906 mm, c = 14.906 / β1 = 14.906 / 0.85 = 17.536 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 17.536) / 17.536 = 0.06885

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 742.346 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.365]

1단 : D13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00241

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 14.906 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 300 x (420.00 - a/2) = 106.630 kN.m

≥ Mu (= 78.472 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.359]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 56.440 kN) , 전단보강 불필요.

② B(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	128.92	92.73

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02877

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1230.242 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.863]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (420.00 - a/2) = 235.623 kN.m

≥ Mu (= 128.921 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.828]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 92.726 kN) , 전단보강 불필요.

③ C(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	180.83	148.72

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02877

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1741.467 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.316]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (420.00 - a/2) = 235.623 kN.m

≥ Mu (= 180.825 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.303]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 148.723 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 46.160 x 1000000 / [1013.600 x (420.000 - 70.431/3)]
= 114.850 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x1013.600)]
= 70.431 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 13/2 = 73.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 114.85) - 2.5 x 73.50 = 501.93 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 114.85) = 548.54 mm
Sa는 작은 값인 501.93 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 501.93 mm) ∴ O.K

② B(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 75.836 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 101.150/3)]
= 85.655 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x2292.000)]
= 101.150 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 85.66) - 2.5 x 70.50 = 743.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 85.66) = 735.51 mm
Sa는 작은 값인 735.51 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 735.51 mm) ∴ O.K

③ C(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 106.368 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 101.150/3)]
= 120.140 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x2292.000)]
= 101.150 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 120.14) - 2.5 x 70.50 = 479.23 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 120.14) = 524.39 mm

Sa는 작은 값인 479.23 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 479.23 mm) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

9.1 접속슬래브 검토(좌측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 6.000 = 4.200 m

- 등분포 고정하중

W1 = 23.000 x 0.430 = 9.890 kN/m ; 접속판위의 포장

W2 = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m ; 접속판의 자중

Wd = 9.890 + 11.250 = 21.140 kN/m

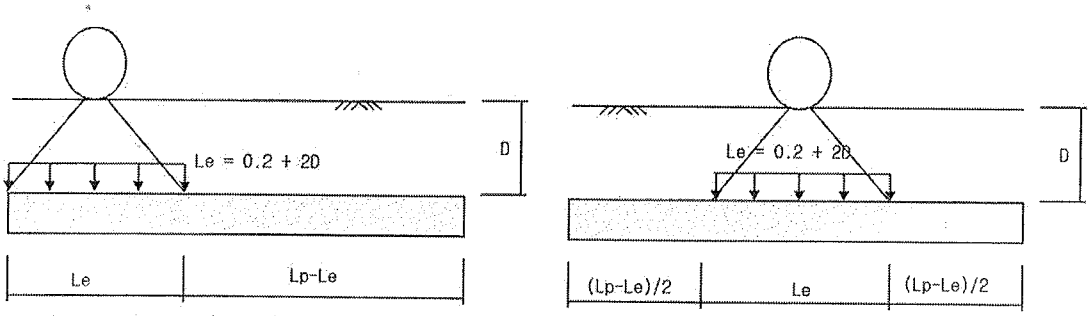
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 21.140 x 4.200 / 2 = 44.394 kN/m

Md = 21.140 x 4.200^2 / 8 = 46.614 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 96.0 x (1 + i) / [3 x (0.2 + 2D)]

= 2 x 96.0 x (1 + 0.300) / [3 x (0.2 + 2 x 0.430)]

= 78.491 kN

Vl = Ps x Le - (Ps x Le^2) / (2 x Lp)

= 78.491 x 1.060 - (78.491 x 1.060^2) / (2 x 4.200)

= 72.701 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 78.491 x 4.200/2 x 1.060/2 - 78.491 x 1.060/2 x 1.060/4

= 76.336 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 44.394 + 2.15 x 72.701

= 214.019 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 46.614 + 2.15 x 76.336

= 224.720 kN/m

2) 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	224.72	214.02

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2506.638 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.235]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 224.720 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.220]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 214.019 kN) , 전단보강 불필요.

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 122.950 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 118.729 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x3096.800)]
= 106.819 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

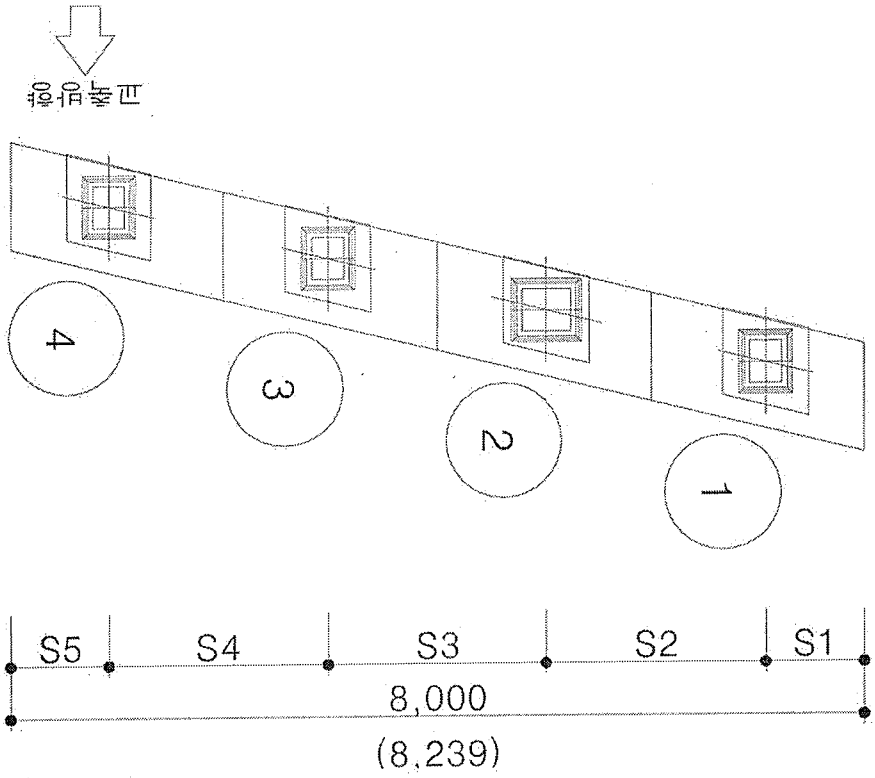
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 118.73) - 2.5 x 69.00 = 490.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 118.73) = 530.62 mm

Sa는 작은 값인 490.78 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 490.78 mm) ∴ O.K

10. 교좌부 검토



1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 13.000 = 265.000 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	265.000	400.000	300.000	381.930	O.K
2	265.000	400.000	450.000	363.993	O.K
3	265.000	400.000	300.000	381.930	O.K
4	265.000	400.000	300.000	381.930	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 76.2° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 13.84°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 13.000 + 6.66 \times 5.360) \times (1 + 0.000125 \times 13.84^2)$

= 263.571 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1030 - 50 - 50 = 930 mm ≥ 264 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	550.000	369.200	O.K	103.500	46.380	O.K
SHOE 2	550.000	406.140	O.K	103.500	46.107	O.K
SHOE 3	550.000	409.260	O.K	103.500	46.020	O.K
SHOE 4	550.000	359.300	O.K	103.500	46.105	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

4) 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	369.200	34.872	34.491	912.000	1274.500	
2	406.140	34.667	34.509	1062.000	1324.500	
3	409.260	34.602	34.487	912.000	1324.500	
4	359.300	34.665	34.432	912.000	1274.500	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	646.727	886.900	O.K	722.203	886.900	O.K
2	686.802	886.900	O.K	758.372	886.900	O.K
3	689.869	886.900	O.K	775.592	886.900	O.K
4	634.237	886.900	O.K	708.616	886.900	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	232.483	3547.600	O.K	229.937	3547.600	O.K
2	231.112	3547.600	O.K	230.059	3547.600	O.K
3	230.677	3547.600	O.K	229.912	3547.600	O.K
4	231.101	3547.600	O.K	229.549	3547.600	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 369.200 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

δ = α x ΔT x L

= 0.000012 x 25.0 x 13.0

= 0.003900 m

Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

= 1725.000 x 0.003900

= 6.728 kN/m

Hx1 = 6.728 / 1.15 = 5.850 kN

Hx2 = 46.380 / 1.33 = 34.872 kN

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 34.872 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 45.872 / 1.33 = 34.491 kN

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 34.491 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 400.000 mm b1y = 300.000 mm

b2x = 612.000 mm b2y = 925.000 mm

bcx = 2 x b2x = 1224.000 mm < 5 x b1x = 2000.000 mm

bcy = 2 x b2y = 1850.000 mm > 5 x b1y = 1500.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 400.000/1224.000) x 369.200 x 10^3 /150.000

= 414.244 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 300.000/1500.000) x 369.200 x 10^3 /150.000

= 492.267 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 34.872 x 10^3 / 150.000

= 232.483 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 34.491 x 10^3 / 150.000

= 229.937 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 400.000 + 925.000 = 1325.000 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 612.000 mm가 Bxo/2 = 662.500 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 612.000 + (400.000+925.000)/2 = 1274.500 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 300.000 + 612.000 = 912.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 492.267 + 229.937 = 722.203 mm^2

Bxo = 1274.500 mm 범위내에서 D13 - 7 EA

As = 126.700 x 7 = 886.900 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 414.244 + 232.483 = 646.727 mm^2

Byo = 912.000 mm 범위내에서 D13 - 7 EA

As = 126.700 x 7 = 886.900 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 34.491 x 10^3 / 150.000 = 229.937 mm^2

사용철근 : D13 - 14 EA + D13 - 14 EA

As = 126.700 x 14 + 126.700 x 14 = 3547.600 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

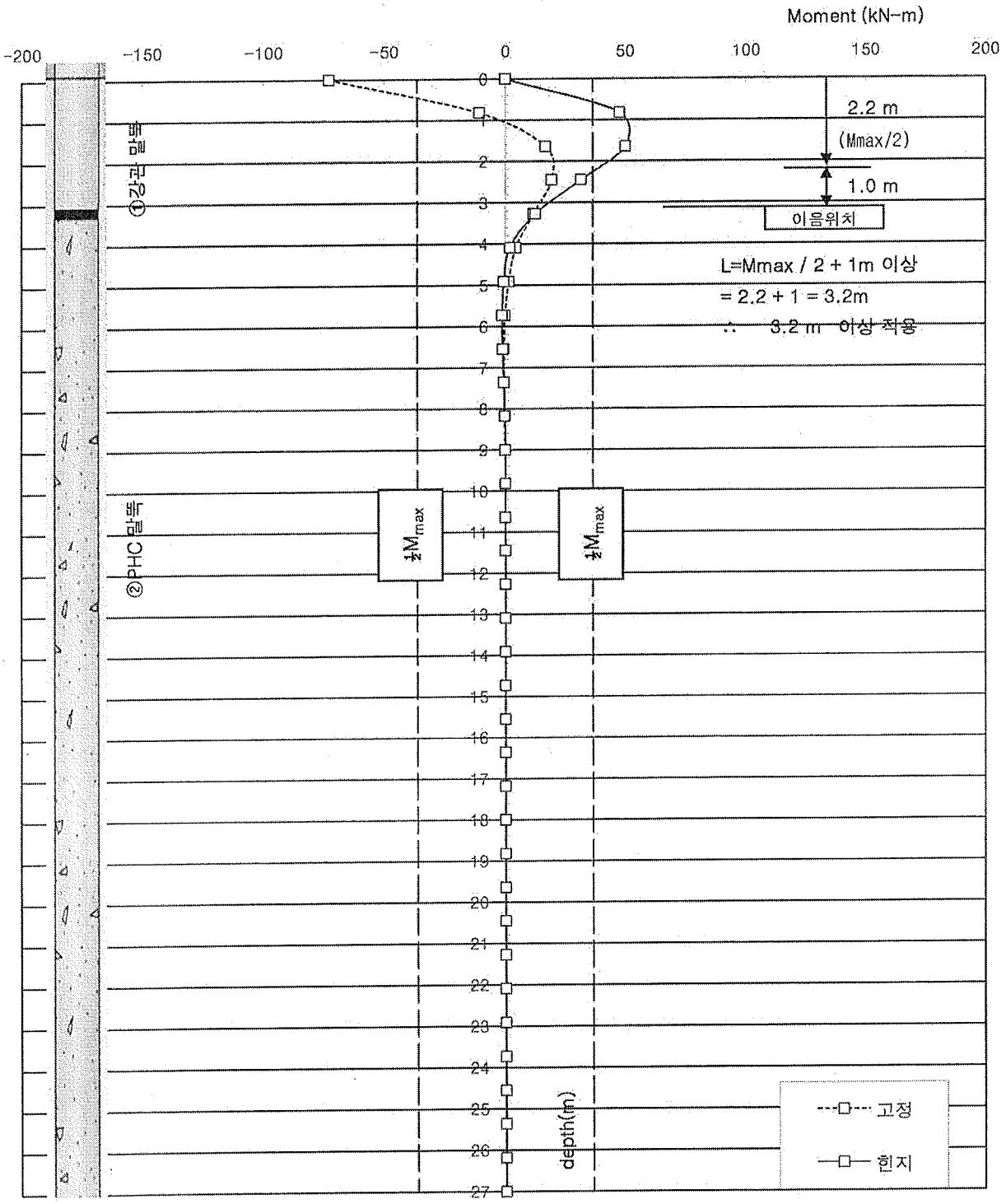
As1 = Hx/fsa = 34.872 x 10^3 / 150.000 = 232.483 mm^2

사용철근 : D13 - 14 EA + D13 - 14 EA

As = 126.700 x 14 + 126.700 x 14 = 3547.600 mm^2 ∴ O.K

11.HCP 말뚝검토

11.1 HCP 이음위치 검토



11.2 HCP 말뚝검토

1) 설계조건

① 지반조건 및 기본가정

구 분		적 용	비 고
말뚝의 시공방법		프리보링 HCP말뚝	
말뚝 머리의 평균 N치	NH	8	
말뚝 선단의 평균 N치	Ne	50	
변 형 계 수	E0	4·N	
말뚝 선단의 근입깊이		1.0 m	
두부의 돌출길이		0.0 m	
말뚝의 총길이	L	26.9 m	

② 말뚝의 제원

a. 강관말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Ds	500 mm	
말 뚝 두 께	ts	9 mm	
부 식 두 께	t1s	2 mm	
유 효 지 름	Des	496 mm	
말 뚝 길 이	Ls	3.2 m	
단면2차모멘트	Is	321494456 mm^4	
탄 성 계 수	Es	205000 MPa	
강재의 종류		SKK400	

b. PHC말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Dp	500 mm	A 종
말 뚝 두 께	tp	80 mm	
말뚝압축강도	fc	80 MPa	
말뚝유효프리스트레스	fce	4 MPa	
부 식 두 께	t1p	0 mm	
유 효 지 름	Dep	500 mm	
말 뚝 길 이	Lp	23.7 m	
단면2차모멘트	Ip	2411989176 mm^4	
탄 성 계 수	Ep	40000 MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

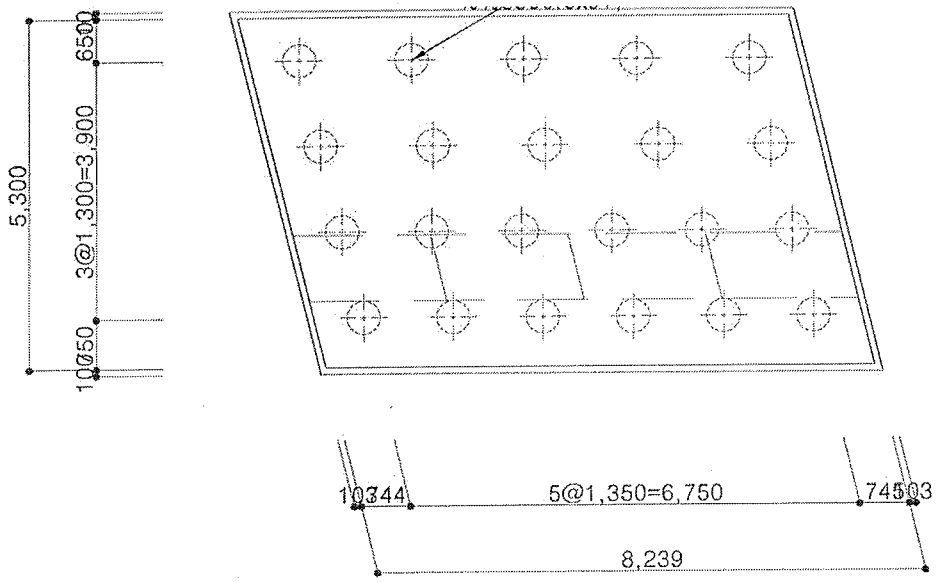
a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ500으로 동일함

b. 강관말뚝과 PHC의 연결은 하중분산용 구조체인 결합구를 강관말뚝 내측에 삽입후 강결시켜야 하며, 결합구가 부착된 강관말뚝과 PHC를 용접으로 연결 함.

2) 파일도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	4957.151	947.946	-396.572	하중+활하중+토압+온도하중(1+3+
	COMBO 2	4709.981	813.198	-499.258	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)
	COMBO 3	4709.981	1304.901	1690.883	하중+토압+지진하중+온도하중(2+
	COMBO 4	6501.032	974.855	1241.697	+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7
	COMBO 5	5249.561	840.106	162.736	정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+
	COMBO 6	5249.561	1482.641	3123.489	중+토압+지진하중+온도하중(2+4+
계수하중	COMBO 1	6848.980	1611.509	-308.204	하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 2	6317.565	1382.436	-347.466	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7
	COMBO 3	4709.981	1304.901	1690.883	하중+토압+지진하중+온도하중(2+
	COMBO 4	9709.682	1646.490	2650.743	활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8
	COMBO 5	7019.019	1417.417	512.388	정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+
	COMBO 6	5249.561	1482.641	3123.489	중+토압+지진하중+온도하중(2+4+

3) 말뚝의 배치



※ 말뚝의 간격 검토

구 분	적 용		비교	허 용		비 고
말뚝의 최소중심간격	1.3	m	>	2.5 · D =	1.25 m	∴ O.K
말뚝의 연단거리	0.75	m	>	1.25 · D =	0.625 m	∴ O.K

4) 말뚝의 스프링 정수 산정

① 축방향 스프링정수

구 분	계 산 식	적 용 값
a	0.013 · (L/D) + 0.53	1.235
Kv	a · A · E / L	174820 kN/m

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

구 분		계 산 식	적 용 값		
			상시	지진시	
E_0		4 · N	3200		kN/m²
α		-	1	2	
B_H		$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	1.319	1.199	
K_{H0}		$\frac{1}{30}\alpha E_o$	10667	21333	kN/m³
K_H		$k_{H0}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	3513	7549	kN/m³
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.285	0.345	m⁻¹
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝)	7.670 ≥ 3	9.286 ≥ 3	
		1<βL<3 (유한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	
고정	K1	4 · E · I · β³	6111	10846	kN/m
	K2	2 · E · I · β²	10717	15709	kN/rad
	K3	2 · E · I · β²	10717	15709	kN.m/m
	K4	2 · E · I · β	37584	45504	kN.m/rad
힌지	K1	2 · E · I · β³	3056	5423	kN/m
	K2,K3,K4	-	0	0	

h : 설계 지반면보다 위에 있는 부분의 말뚝 축방향 길이 (m)

5) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	134450	238611
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-235766	-345594
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	3846046	3846046
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	8897913	9072146
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0073121	0.0012889	0.0001492	0.0125063	0.0017808	0.0002967
COMBO 2	0.0062399	0.0012246	0.0001092	0.0107113	0.0016426	0.0002448
COMBO 3	0.0060738	0.0012246	0.0004178	0.0060738	0.0012246	0.0004178
COMBO 4	0.0078606	0.0016903	0.0003478	0.0133907	0.0025246	0.0006527
COMBO 5	0.0065866	0.0013649	0.0001928	0.0111619	0.0018250	0.0003533
COMBO 6	0.0071043	0.0013649	0.0006149	0.0071043	0.0013649	0.0006149

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.861 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0073121	0.0015622	0.0001492	273.098	43.088	-72.755
	2	0.0073121	0.0013682	0.0001492	239.195	43.088	-72.755
	3	0.0073121	0.0011743	0.0001492	205.291	43.088	-72.755
	4	0.0073121	0.0009804	0.0001492	171.388	43.088	-72.755
COMBO 2	1	0.0062399	0.0014247	0.0001092	249.069	36.964	-62.765
	2	0.0062399	0.0012827	0.0001092	224.245	36.964	-62.765
	3	0.0062399	0.0011407	0.0001092	199.422	36.964	-62.765
	4	0.0062399	0.0009987	0.0001092	174.598	36.964	-62.765
COMBO 3	1	0.0060738	0.0019899	0.0004178	347.872	59.314	-76.403
	2	0.0060738	0.0014468	0.0004178	252.930	59.314	-76.403
	3	0.0060738	0.0009037	0.0004178	157.988	59.314	-76.403
	4	0.0060738	0.0003606	0.0004178	63.046	59.314	-76.403
COMBO 4	1	0.0078606	0.0023275	0.0003478	406.890	44.312	-71.166
	2	0.0078606	0.0018753	0.0003478	327.840	44.312	-71.166
	3	0.0078606	0.0014231	0.0003478	248.790	44.312	-71.166
	4	0.0078606	0.0009709	0.0003478	169.740	44.312	-71.166
COMBO 5	1	0.0065866	0.0017181	0.0001928	300.362	38.187	-63.339
	2	0.0065866	0.0014675	0.0001928	256.543	38.187	-63.339
	3	0.0065866	0.0012168	0.0001928	212.723	38.187	-63.339
	4	0.0065866	0.0009662	0.0001928	168.903	38.187	-63.339
COMBO 6	1	0.0071043	0.0024914	0.0006149	435.539	67.393	-83.618
	2	0.0071043	0.0016920	0.0006149	295.788	67.393	-83.618
	3	0.0071043	0.0008926	0.0006149	156.036	67.393	-83.618
	4	0.0071043	0.0000931	0.0006149	16.284	67.393	-83.618

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0125063	0.0023244	0.0002967	406.344	73.250	-122.872
	2	0.0125063	0.0019386	0.0002967	338.906	73.250	-122.872
	3	0.0125063	0.0015528	0.0002967	271.467	73.250	-122.872
	4	0.0125063	0.0011671	0.0002967	204.029	73.250	-122.872
COMBO 2	1	0.0107113	0.0020910	0.0002448	365.546	62.838	-105.590
	2	0.0107113	0.0017728	0.0002448	309.919	62.838	-105.590
	3	0.0107113	0.0014546	0.0002448	254.292	62.838	-105.590
	4	0.0107113	0.0011364	0.0002448	198.664	62.838	-105.590
COMBO 3	1	0.0060738	0.0019899	0.0004178	347.872	59.314	-76.403
	2	0.0060738	0.0014468	0.0004178	252.930	59.314	-76.403
	3	0.0060738	0.0009037	0.0004178	157.988	59.314	-76.403
	4	0.0060738	0.0003606	0.0004178	63.046	59.314	-76.403
COMBO 4	1	0.0133907	0.0037202	0.0006527	650.374	74.840	-118.971
	2	0.0133907	0.0028717	0.0006527	502.034	74.840	-118.971
	3	0.0133907	0.0020232	0.0006527	353.694	74.840	-118.971
	4	0.0133907	0.0011747	0.0006527	205.353	74.840	-118.971
COMBO 5	1	0.0111619	0.0024723	0.0003533	432.200	64.428	-106.338
	2	0.0111619	0.0020129	0.0003533	351.897	64.428	-106.338
	3	0.0111619	0.0015536	0.0003533	271.595	64.428	-106.338
	4	0.0111619	0.0010942	0.0003533	191.293	64.428	-106.338
COMBO 6	1	0.0071043	0.0024914	0.0006149	435.539	67.393	-83.618
	2	0.0071043	0.0016920	0.0006149	295.788	67.393	-83.618
	3	0.0071043	0.0008926	0.0006149	156.036	67.393	-83.618
	4	0.0071043	0.0000931	0.0006149	16.284	67.393	-83.618

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.832	0	273.098	43.088	-72.755	6
	2	0.532	0	239.195	43.088	-72.755	6
	3	-0.768	0	205.291	43.088	-72.755	5
	4	-2.068	0	171.388	43.088	-72.755	5
	계			4957.151	947.946	-396.572	22
COMBO 2	1	1.832	0	249.069	36.964	-62.765	6
	2	0.532	0	224.245	36.964	-62.765	6
	3	-0.768	0	199.422	36.964	-62.765	5
	4	-2.068	0	174.598	36.964	-62.765	5
	계			4709.981	813.198	-499.258	22
COMBO 3	1	1.832	0	347.872	59.314	-76.403	6
	2	0.532	0	252.930	59.314	-76.403	6
	3	-0.768	0	157.988	59.314	-76.403	5
	4	-2.068	0	63.046	59.314	-76.403	5
	계			4709.981	1304.901	1690.883	22
COMBO 4	1	1.832	0	406.890	44.312	-71.166	6
	2	0.532	0	327.840	44.312	-71.166	6
	3	-0.768	0	248.790	44.312	-71.166	5
	4	-2.068	0	169.740	44.312	-71.166	5
	계			6501.032	974.855	1241.697	22
COMBO 5	1	1.832	0	300.362	38.187	-63.339	6
	2	0.532	0	256.543	38.187	-63.339	6
	3	-0.768	0	212.723	38.187	-63.339	5
	4	-2.068	0	168.903	38.187	-63.339	5
	계			5249.561	840.106	162.736	22
COMBO 6	1	1.832	0	435.539	67.393	-83.618	6
	2	0.532	0	295.788	67.393	-83.618	6
	3	-0.768	0	156.036	67.393	-83.618	5
	4	-2.068	0	16.284	67.393	-83.618	5
	계			5249.561	1482.641	3123.489	22

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.832	0	406.344	73.250	-122.872	6
	2	0.532	0	338.906	73.250	-122.872	6
	3	-0.768	0	271.467	73.250	-122.872	5
	4	-2.068	0	204.029	73.250	-122.872	5
	계			6848.980	1611.509	-308.204	22
COMBO 2	1	1.832	0	365.546	62.838	-105.590	6
	2	0.532	0	309.919	62.838	-105.590	6
	3	-0.768	0	254.292	62.838	-105.590	5
	4	-2.068	0	198.664	62.838	-105.590	5
	계			6317.565	1382.436	-347.466	22
COMBO 3	1	1.832	0	347.872	59.314	-76.403	6
	2	0.532	0	252.930	59.314	-76.403	6
	3	-0.768	0	157.988	59.314	-76.403	5
	4	-2.068	0	63.046	59.314	-76.403	5
	계			4709.981	1304.901	1690.883	22
COMBO 4	1	1.832	0	650.374	74.840	-118.971	6
	2	0.532	0	502.034	74.840	-118.971	6
	3	-0.768	0	353.694	74.840	-118.971	5
	4	-2.068	0	205.353	74.840	-118.971	5
	계			9709.682	1646.490	2650.743	22
COMBO 5	1	1.832	0	432.200	64.428	-106.338	6
	2	0.532	0	351.897	64.428	-106.338	6
	3	-0.768	0	271.595	64.428	-106.338	5
	4	-2.068	0	191.293	64.428	-106.338	5
	계			7019.019	1417.417	512.388	22
COMBO 6	1	1.832	0	435.539	67.393	-83.618	6
	2	0.532	0	295.788	67.393	-83.618	6
	3	-0.768	0	156.036	67.393	-83.618	5
	4	-2.068	0	16.284	67.393	-83.618	5
	계			5249.561	1482.641	3123.489	22

② 말뚝머리 힌지일 경우

ⓐ 기초의 변위

	말뚝원점에서의 변위 $\sum (K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i)$	계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_v - K_1)\sin\theta_i \cos\theta_i$	67225	119305
Axy,Ayx	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\}$	0	0
Axa,Aax	$\sum (K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i)$	0	0
Ayy	$\sum\{(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i)x_i + K_2\sin\theta_i\}$	3846046	3846046
Aya,Aay	$\sum\{(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i)x_i^2 + (K_2+K_3)x_i\sin\theta_i + K_4\}$	0	0
Aaa		8071055	8071055
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0141011	0.0012889	-0.0000491	0.0239718	0.0017808	-0.0000382
COMBO 2	0.0120966	0.0012246	-0.0000619	0.0205643	0.0016426	-0.0000431
COMBO 3	0.0109375	0.0012246	0.0002095	0.0109375	0.0012246	0.0002095
COMBO 4	0.0145013	0.0016903	0.0001538	0.0244922	0.0025246	0.0003284
COMBO 5	0.0124969	0.0013649	0.0000202	0.0210846	0.0018250	0.0000635
COMBO 6	0.0124273	0.0013649	0.0003870	0.0124273	0.0013649	0.0003870

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 14.501 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

⑥ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0141011	0.0011989	-0.0000491	209.590	43.088	0.000
	2	0.0141011	0.0012628	-0.0000491	220.757	43.088	0.000
	3	0.0141011	0.0013266	-0.0000491	231.924	43.088	0.000
	4	0.0141011	0.0013905	-0.0000491	243.090	43.088	0.000
COMBO 2	1	0.0120966	0.0011113	-0.0000619	194.281	36.964	0.000
	2	0.0120966	0.0011917	-0.0000619	208.339	36.964	0.000
	3	0.0120966	0.0012721	-0.0000619	222.397	36.964	0.000
	4	0.0120966	0.0013526	-0.0000619	236.455	36.964	0.000
COMBO 3	1	0.0109375	0.0016084	0.0002095	281.180	59.314	0.000
	2	0.0109375	0.0013360	0.0002095	233.568	59.314	0.000
	3	0.0109375	0.0010637	0.0002095	185.956	59.314	0.000
	4	0.0109375	0.0007913	0.0002095	138.343	59.314	0.000
COMBO 4	1	0.0145013	0.0019721	0.0001538	344.769	44.312	0.000
	2	0.0145013	0.0017721	0.0001538	309.805	44.312	0.000
	3	0.0145013	0.0015721	0.0001538	274.841	44.312	0.000
	4	0.0145013	0.0013721	0.0001538	239.877	44.312	0.000
COMBO 5	1	0.0124969	0.0014019	0.0000202	245.073	38.187	0.000
	2	0.0124969	0.0013756	0.0000202	240.491	38.187	0.000
	3	0.0124969	0.0013494	0.0000202	235.909	38.187	0.000
	4	0.0124969	0.0013232	0.0000202	231.326	38.187	0.000
COMBO 6	1	0.0124273	0.0020738	0.0003870	362.549	67.393	0.000
	2	0.0124273	0.0015707	0.0003870	274.597	67.393	0.000
	3	0.0124273	0.0010676	0.0003870	186.645	67.393	0.000
	4	0.0124273	0.0005645	0.0003870	98.693	67.393	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0239718	0.0017108	-0.0000382	299.089	73.250	0.000
	2	0.0239718	0.0017605	-0.0000382	307.767	73.250	0.000
	3	0.0239718	0.0018101	-0.0000382	316.445	73.250	0.000
	4	0.0239718	0.0018598	-0.0000382	325.124	73.250	0.000
COMBO 2	1	0.0205643	0.0015638	-0.0000431	273.375	62.838	0.000
	2	0.0205643	0.0016197	-0.0000431	283.159	62.838	0.000
	3	0.0205643	0.0016757	-0.0000431	292.944	62.838	0.000
	4	0.0205643	0.0017316	-0.0000431	302.728	62.838	0.000
COMBO 3	1	0.0109375	0.0016084	0.0002095	281.180	59.314	0.000
	2	0.0109375	0.0013360	0.0002095	233.568	59.314	0.000
	3	0.0109375	0.0010637	0.0002095	185.956	59.314	0.000
	4	0.0109375	0.0007913	0.0002095	138.343	59.314	0.000
COMBO 4	1	0.0244922	0.0031262	0.0003284	546.524	74.840	0.000
	2	0.0244922	0.0026993	0.0003284	471.884	74.840	0.000
	3	0.0244922	0.0022723	0.0003284	397.244	74.840	0.000
	4	0.0244922	0.0018453	0.0003284	322.603	74.840	0.000
COMBO 5	1	0.0210846	0.0019413	0.0000635	339.377	64.428	0.000
	2	0.0210846	0.0018588	0.0000635	324.949	64.428	0.000
	3	0.0210846	0.0017762	0.0000635	310.521	64.428	0.000
	4	0.0210846	0.0016937	0.0000635	296.093	64.428	0.000
COMBO 6	1	0.0124273	0.0020738	0.0003870	362.549	67.393	0.000
	2	0.0124273	0.0015707	0.0003870	274.597	67.393	0.000
	3	0.0124273	0.0010676	0.0003870	186.645	67.393	0.000
	4	0.0124273	0.0005645	0.0003870	98.693	67.393	0.000

◎ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.832	0	209.590	43.088	0.000	6
	2	0.532	0	220.757	43.088	0.000	6
	3	-0.768	0	231.924	43.088	0.000	5
	4	-2.068	0	243.090	43.088	0.000	5
	계			4957.151	947.946	-396.572	22
COMBO 2	1	1.832	0	194.281	36.964	0.000	6
	2	0.532	0	208.339	36.964	0.000	6
	3	-0.768	0	222.397	36.964	0.000	5
	4	-2.068	0	236.455	36.964	0.000	5
	계			4709.981	813.198	-499.258	22
COMBO 3	1	1.832	0	281.180	59.314	0.000	6
	2	0.532	0	233.568	59.314	0.000	6
	3	-0.768	0	185.956	59.314	0.000	5
	4	-2.068	0	138.343	59.314	0.000	5
	계			4709.981	1304.901	1690.883	22
COMBO 4	1	1.832	0	344.769	44.312	0.000	6
	2	0.532	0	309.805	44.312	0.000	6
	3	-0.768	0	274.841	44.312	0.000	5
	4	-2.068	0	239.877	44.312	0.000	5
	계			6501.032	974.855	1241.697	22
COMBO 5	1	1.832	0	245.073	38.187	0.000	6
	2	0.532	0	240.491	38.187	0.000	6
	3	-0.768	0	235.909	38.187	0.000	5
	4	-2.068	0	231.326	38.187	0.000	5
	계			5249.561	840.106	162.736	22
COMBO 6	1	1.832	0	362.549	67.393	0.000	6
	2	0.532	0	274.597	67.393	0.000	6
	3	-0.768	0	186.645	67.393	0.000	5
	4	-2.068	0	98.693	67.393	0.000	5
	계			5249.561	1482.641	3123.489	22

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.832	0	299.089	73.250	0.000	6
	2	0.532	0	307.767	73.250	0.000	6
	3	-0.768	0	316.445	73.250	0.000	5
	4	-2.068	0	325.124	73.250	0.000	5
	계			6848.980	1611.509	-308.204	22
COMBO 2	1	1.832	0	273.375	62.838	0.000	6
	2	0.532	0	283.159	62.838	0.000	6
	3	-0.768	0	292.944	62.838	0.000	5
	4	-2.068	0	302.728	62.838	0.000	5
	계			6317.565	1382.436	-347.466	22
COMBO 3	1	1.832	0	281.180	59.314	0.000	6
	2	0.532	0	233.568	59.314	0.000	6
	3	-0.768	0	185.956	59.314	0.000	5
	4	-2.068	0	138.343	59.314	0.000	5
	계			4709.981	1304.901	1690.883	22
COMBO 4	1	1.832	0	546.524	74.840	0.000	6
	2	0.532	0	471.884	74.840	0.000	6
	3	-0.768	0	397.244	74.840	0.000	5
	4	-2.068	0	322.603	74.840	0.000	5
	계			9709.682	1646.490	2650.743	22
COMBO 5	1	1.832	0	339.377	64.428	0.000	6
	2	0.532	0	324.949	64.428	0.000	6
	3	-0.768	0	310.521	64.428	0.000	5
	4	-2.068	0	296.093	64.428	0.000	5
	계			7019.019	1417.417	512.388	22
COMBO 6	1	1.832	0	362.549	67.393	0.000	6
	2	0.532	0	274.597	67.393	0.000	6
	3	-0.768	0	186.645	67.393	0.000	5
	4	-2.068	0	98.693	67.393	0.000	5
	계			5249.561	1482.641	3123.489	22

11.3 말뚝머리 작용력 집계표

1) 말뚝머리 고정일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	273.098	43.088	-72.755	406.344	73.250	-122.872
	2	239.195	43.088	-72.755	338.906	73.250	-122.872
	3	205.291	43.088	-72.755	271.467	73.250	-122.872
	4	171.388	43.088	-72.755	204.029	73.250	-122.872
COMBO 2	1	249.069	36.964	-62.765	365.546	62.838	-105.590
	2	224.245	36.964	-62.765	309.919	62.838	-105.590
	3	199.422	36.964	-62.765	254.292	62.838	-105.590
	4	174.598	36.964	-62.765	198.664	62.838	-105.590
COMBO 3	1	347.872	59.314	-76.403	347.872	59.314	-76.403
	2	252.930	59.314	-76.403	252.930	59.314	-76.403
	3	157.988	59.314	-76.403	157.988	59.314	-76.403
	4	63.046	59.314	-76.403	63.046	59.314	-76.403
COMBO 4	1	406.890	44.312	-71.166	650.374	74.840	-118.971
	2	327.840	44.312	-71.166	502.034	74.840	-118.971
	3	248.790	44.312	-71.166	353.694	74.840	-118.971
	4	169.740	44.312	-71.166	205.353	74.840	-118.971
COMBO 5	1	300.362	38.187	-63.339	432.200	64.428	-106.338
	2	256.543	38.187	-63.339	351.897	64.428	-106.338
	3	212.723	38.187	-63.339	271.595	64.428	-106.338
	4	168.903	38.187	-63.339	191.293	64.428	-106.338
COMBO 6	1	435.539	67.393	-83.618	435.539	67.393	-83.618
	2	295.788	67.393	-83.618	295.788	67.393	-83.618
	3	156.036	67.393	-83.618	156.036	67.393	-83.618
	4	16.284	67.393	-83.618	16.284	67.393	-83.618

2) 말뚝머리 힌지일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	209.590	43.088	0.000	299.089	73.250	0.000
	2	220.757	43.088	0.000	307.767	73.250	0.000
	3	231.924	43.088	0.000	316.445	73.250	0.000
	4	243.090	43.088	0.000	325.124	73.250	0.000
COMBO 2	1	194.281	36.964	0.000	273.375	62.838	0.000
	2	208.339	36.964	0.000	283.159	62.838	0.000
	3	222.397	36.964	0.000	292.944	62.838	0.000
	4	236.455	36.964	0.000	302.728	62.838	0.000
COMBO 3	1	281.180	59.314	0.000	281.180	59.314	0.000
	2	233.568	59.314	0.000	233.568	59.314	0.000
	3	185.956	59.314	0.000	185.956	59.314	0.000
	4	138.343	59.314	0.000	138.343	59.314	0.000
COMBO 4	1	344.769	44.312	0.000	546.524	74.840	0.000
	2	309.805	44.312	0.000	471.884	74.840	0.000
	3	274.841	44.312	0.000	397.244	74.840	0.000
	4	239.877	44.312	0.000	322.603	74.840	0.000
COMBO 5	1	245.073	38.187	0.000	339.377	64.428	0.000
	2	240.491	38.187	0.000	324.949	64.428	0.000
	3	235.909	38.187	0.000	310.521	64.428	0.000
	4	231.326	38.187	0.000	296.093	64.428	0.000
COMBO 6	1	362.549	67.393	0.000	362.549	67.393	0.000
	2	274.597	67.393	0.000	274.597	67.393	0.000
	3	186.645	67.393	0.000	186.645	67.393	0.000
	4	98.693	67.393	0.000	98.693	67.393	0.000

11.4 말뚝의 안정성 검토

1) 말뚝의 허용지지력 검토

① 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra1 = 1096.980 kN(평상시)

Ra2 = 1645.470 kN(지진시)

② 말뚝의 허용변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 14.501 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 12.427 mm ∴ O.K

③ 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 442.500 kN(평상시)

Pa2 = 663.750 kN(지진시)

④ 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	273.098	171.388	1096.980	442.500	O.K
	HINGE	243.090	209.590	1096.980	442.500	O.K
COMBO 2	FIX	249.069	174.598	1096.980	442.500	O.K
	HINGE	236.455	194.281	1096.980	442.500	O.K
COMBO 3	FIX	347.872	63.046	1645.470	663.750	O.K
	HINGE	281.180	138.343	1645.470	663.750	O.K
COMBO 4	FIX	406.890	169.740	1096.980	442.500	O.K
	HINGE	344.769	239.877	1096.980	442.500	O.K
COMBO 5	FIX	300.362	168.903	1096.980	442.500	O.K
	HINGE	245.073	231.326	1096.980	442.500	O.K
COMBO 6	FIX	435.539	16.284	1645.470	663.750	O.K
	HINGE	362.549	98.693	1645.470	663.750	O.K

2) 말뚝의 응력 검토

① 말뚝의 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

장경비 (L/D) = 26.90/0.500 = 53.800 < 85 이므로 장경비에 따른 허용응력의 감소 없음.

② 강관말뚝의 합성응력 검토

fsa = 140.000 MPa (평상시)

= 210.000 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M × y/Io

= V ÷ 10754 ± M × (500 ÷ 2) ÷ 321494456

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	273.098	72.755	81.971	140	O.K
	HINGE	243.090	48.720	60.491	140	O.K
COMBO 2	FIX	249.069	62.765	71.968	140	O.K
	HINGE	236.455	41.794	54.488	140	O.K
COMBO 3	FIX	347.872	76.403	91.761	210	O.K
	HINGE	281.180	55.393	69.222	210	O.K
COMBO 4	FIX	406.890	71.166	93.178	140	O.K
	HINGE	344.769	50.103	71.021	140	O.K
COMBO 5	FIX	300.362	63.339	77.185	140	O.K
	HINGE	245.073	43.177	56.365	140	O.K
COMBO 6	FIX	435.539	83.618	105.525	210	O.K
	HINGE	362.549	62.938	82.656	210	O.K

③ 강관말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (496.000^2 + 496.000 \times 482.000 + 482.000^2) \div (3 \times (496.000^2 + 482.000^2))$

= 2.000 ; 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	43.088	8.013	80	O.K
	HINGE	43.088	8.013	80	O.K
COMBO 2	FIX	36.964	6.874	80	O.K
	HINGE	36.964	6.874	80	O.K
COMBO 3	FIX	59.314	11.030	120	O.K
	HINGE	59.314	11.030	120	O.K
COMBO 4	FIX	44.312	8.240	80	O.K
	HINGE	44.312	8.240	80	O.K
COMBO 5	FIX	38.187	7.101	80	O.K
	HINGE	38.187	7.101	80	O.K
COMBO 6	FIX	67.393	12.532	120	O.K
	HINGE	67.393	12.532	120	O.K

④ PHC 말뚝의 합성응력 검토

fca' (압축측) = 20.000 MPa (평상시)

= 26.600 MPa (지진시)

fca (인장측) = 0 MPa (평상시)

= -3.000 MPa (지진시)

f = V/Ap + fpe ± M × y/Io

= V ÷ 105558 + 4.00 ± M × (500.0 ÷ 2) ÷ 2411989176

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fmin	fca'	fca	비 고
평상시 최대	FIX	406.890	12.437	9.144	6.566	20	0	O.K
	HINGE	344.769	14.181	8.736	5.796	20	0	O.K
평상시 최소	FIX	168.903	12.437	6.889	4.311	20	0	O.K
	HINGE	194.281	14.181	7.310	4.371	20	0	O.K
지진시 최대	FIX	435.539	18.874	10.082	6.170	26.60	-3	O.K
	HINGE	362.549	17.823	9.282	5.587	26.60	-3	O.K
지진시 최소	FIX	16.284	18.874	6.111	2.198	26.60	-3	O.K
	HINGE	98.693	17.823	6.782	3.088	26.60	-3	O.K

⑤ PHC 말뚝의 전단응력 검토

τpa = 0.85 Mpa × C_N [축방향압축력에 대한 보정계수]

여기서, C_N = 1 + M_0 / M

= 1.511 (1 ≤ CN ≤ 2)

※ CN = 1.511 적용

M : 부재단면에 작용하는 휨모멘트 (N.mm)

M_0 : 축방향 압축력에 의해 콘크리트 응력이 부재 인장연에서 영으로 되는 휨모멘트 (N.mm)

$$M_0 = \frac{N \times Ic}{Ac \times y}$$

N : 부재단면에 작용하는 축방향압축력 (N)

Ic : 부재단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

Ac : 부재단면적 (mm^2)

y : 부재단면의 도심에서 부재인장선까지의 거리 (mm)

τpa = 0.85 × C_N ≤ 1.20 MPa (평상시)

∴ τpa = 0.85 × C_N = 1.28 MPa (평상시)

※ τpa = 1.200 MPa (평상시) 적용

= 1.596 MPa (지진시)

τp = α × Ho / Ap

α = 4 × (500.000^2 + 500.000 × 340.000 + 340.000^2) ÷ (3 × (500.000^2 + 340.000^2)) = 1.953 ; 전단형상계수

= 1.953 × Ho / 105558

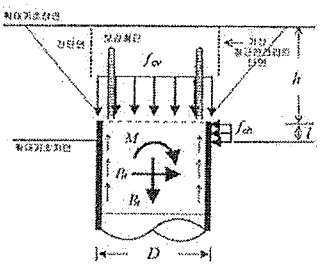
구 분		H(kN)	τp	τpa	비 고
평상시최대	FIX	5.016	0.093	1.200	O.K
	HINGE	14.132	0.262	1.200	O.K
지진시최대	FIX	10.041	0.186	1.596	O.K
	HINGE	21.360	0.395	1.596	O.K

11.5 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

11.5.1 설계조건

1) 말뚝머리 작용 사용하중

구 분	상 시		지진시	
	MAX	MIN	MAX	MIN
V(kN)	406.890	168.903	435.539	16.284
H(kN)	44.312		67.393	
M(kN)	72.755		83.618	



2) 강관말뚝 제원

말뚝직경 (D) 500.0㎜ 말뚝두께 (t') 9.0㎜ , 부식두께 2.0㎜

3) 확대기초 제원

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck}) 24.0 MPa 기초두께 (H) 1000.0㎜

수직 유효두께 (h) 900.0㎜

수평 유효두께 (h') 500.0㎜

말뚝 매입길이 (l) 100.0㎜

4) 보강철근 제원

보강철근 H16(SD40) 12.0EA

5) 고장력볼트 제원

고장력 볼트 M16(L50) 12.0EA

11.5.2 확대기초에 대한 검토

1) 수직지압응력(f_{cv}) 검토

$$\text{상 시: } f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{406890.2}{\pi/4 \times 500.0^2} = 2.07\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.00\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{435539.2}{\pi/4 \times 500.0^2} = 2.22\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 7.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 수직압발전단응력(τ_u) 검토

$$\text{상 시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{406890.2}{\pi \times (500.0 + 900) \times 900} = 0.10\ \text{MPa} \le \tau_{a3} = 0.90\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{435539.2}{\pi \times (500.0 + 900) \times 900} = 0.11\ \text{MPa} \le \tau_{a3}' = 1.20\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 수평지압응력(f_{ch})검토

$$\text{상 시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{44311.6}{500.0 \times 100} = 0.89\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.00\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{67392.8}{500.0 \times 100} = 1.35\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 7.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 수평압발전단응력(τ_h) 검토

상 시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{44311.6}{500\times(2\times100+500.0+2\times500)} = 0.05$ MPa $\leq \tau_{a3} = 0.90$ MPa $\therefore$ O.K

지진시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{67392.8}{500\times(2\times100+500.0+2\times500)} = 0.08$ MPa $\leq \tau_{a3}' = 1.20$ MPa $\therefore$ O.K

11.5.3 덮개판과 속채움 콘크리트의 결합부 수직지압응력(fcs)검토

D' { 강관의 내경 = D500.0 - 2(부식두께) × 9t' }	=	482.0㎜
t' { 강관의 두께 = 9.0t' - 2(부식두께) }	=	7.0㎜
α (속채움 콘크리트의 지압응력 보정계수)	=	6.0EA
n_1 (덮개판의 계수)	=	1.0EA
S'{지압력 = π×(D500.0-7t')×7t'×12.0(fcsa)}	=	130.100 kN (상시)
S'{지압력 = π×(D500.0-7t')×7t'×16.0(fcsa')}	=	173.033 kN (지진시)

상 시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{406890.2 - 130099.6}{6\times1\times\pi\times(482.0-65)\times65} = 0.54$ MPa $\leq f_{csa} = 12.00$ MPa $\therefore$ O.K

지진시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{435539.2 - 173032.5}{6\times1\times\pi\times(482.0-65)\times65} = 0.51$ MPa $\leq f_{csa}' = 15.96$ MPa $\therefore$ O.K

11.5.4 확대기초내의 보강철근의 정착길이(L0)

$$L_0 = \frac{f_{sa1}\times A_{st}}{\tau_{oa}\times U} = \frac{180.0\times198.6}{1.6\times50.0} = 446.9㎜ \geq L0min=35d_1 = 35\times15.9 = 556.5㎜$$

Max(446.9㎜ , 556.5㎜) = 556.5㎜

$\therefore$ 보강철근의 정착장은 556.5㎜ 이상으로 한다.

※ 일반적으로, $L_0 \geq L_{0min} = 35d_1$(35×$d_1$공칭지름)로 하는 것이 좋다.
만약, L_0값이 L_{0min}값보다 작으면 L_{0min}값을 사용한다.

11.5.5 가상 철근콘크리트 단면의 휨응력 검토

r { 가상단면의 반경 = (D500.0 + 200)/ 2 }	=	350.0㎜
rs {가상단면중심에서 보강철근중심까지거리 = 350.0(r)-(30+100)}	=	220.0㎜
p {가상단면의 철근비 = 2383.2(As) / π × 350(r)² }	=	0.0062
np = 탄성계수(n=15) × 0.0062	=	0.093
rs / r (220.0 / 350.0)	=	0.629

1) 최대 압입력(Pn,max)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최대 압입력(Pn,max)	=	406.890 kN
최대 모멘트(M max)	=	72.755 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	215.166 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	178.806㎜
e/r = 178.806 / 350.0	=	0.511

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.696 , 휨인장응력계수 (S) = 0.215

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{215166156.4}{350^3} \times 0.696 = 3.49\ MPa < f_{ca} = 9.60\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{215166156.4}{350^3} \times 0.215 \times 15 = 16.2\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore O.K$$

(2) 지진시

최대 압입력(Pn,max)	=	435.539 kN
최대 모멘트(M max)	=	83.618 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	236.057 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	191.988㎜
e/r = 191.988 / 350.0	=	0.549

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.741 , 휨인장응력계수 (S) = 0.287

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{236056953.1}{350^3} \times 0.741 = 4.08\ MPa < f_{ca} = 12.77\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{236056953.1}{350^3} \times 0.287 \times 15 = 23.74\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore O.K$$

2) 최소 압입력(Pn,min)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최소 압입력(Pn,min)	=	168.903 kN
최대 모멘트(M max)	=	72.755 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	131.871 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	430.747㎜
e/r = 430.747 / 350.0	=	1.231

이므로, 휨압축응력계수(c) = 1.475 , 휨인장응력계수 (S) = 1.884

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{131870761.4}{350^3} \times 1.475 = 4.54\ MPa < f_{ca} = 9.60\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{131870761.4}{350^3} \times 1.884 \times 15 = 86.9\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore O.K$$

(2) 지진시

최소 압입력(Pn,min)	=	16.284 kN
최대 모멘트(M max)	=	83.618 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	89.318 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	5134.928㎜
e/r = 5134.928 / 350.0	=	14.671

이므로, 휨압축응력계수(c) = 3.130 , 휨인장응력계수 (S) = 6.642

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{89317699.4}{350^3} \times 3.130 = 6.52\ MPa < f_{ca} = 12.77\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{89317699.4}{350^3} \times 6.642 \times 15 = 207.56\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore O.K$$

교대2

목 차

▣ 해 석 결 과 요 약
- ■ 말뚝 안정검토 및 응력검토
- ■ 단면 휨 설계
- ■ 사용성 검토
- ■ 주철근 조립도

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

3. 하 중 계 산
- 1) 자중 및 관성력
- 2) 배면토에 의한 토압
- 3) 상부구조에 의한 하중
- 4) 뒷채움 지표면의 상재하중

4. 안 정 검 토
- 1) 하중집계 및 조합
- 2) 전도에 대한 안정
- 3) 활동에 대한 안정
- 4) 지지력에 대한 안정

5. 단 면 설 계
- 1) 흉벽 설계
- 2) 벽체 설계
- 3) 기초 설계

6. 철근량 검토

7. 사 용 성 검 토
- 1.1 흉벽 설계
- 2.2 벽체 설계
- 3.3 기초 설계
- 4.4 사용성 검토

8. 날 개 벽 설 계
- 1) 좌측 날개벽
- 2) 우측 날개벽

9. 접 속 슬 래 브 설 계
- 1) 지간 및 하중 산정
- 2) 단면력 검토
- 3) 사용성 검토

10. 교 량 받 침 부 검 토
- 1) 받침 연단거리 검토
- 2) 최소 받침지지 길이 검토
- 3) 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 4) 교량받침 보강 철근 검토
- 5) 교량받침 하면 보강
- 6) 교량받침 콘크리트 보강

11. 말 뚝 계 산

▣ 결과 요약

■ 말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	957.580	405.162	O.K
	허용인발력(kN/EA)	303.067	-	O.K
	휨응력(MPa)	140.000	91.449	O.K
	전단응력(MPa)	80.000	8.242	O.K
	수평변위(mm)	15.000	13.157	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	1436.370	433.638	O.K
	허용인발력(kN/EA)	454.600	-	O.K
	휨응력(MPa)	210.000	103.616	O.K
	전단응력(MPa)	120.000	12.533	O.K
	수평변위(mm)	15.000	11.273	O.K

■ 단면 휨 설계

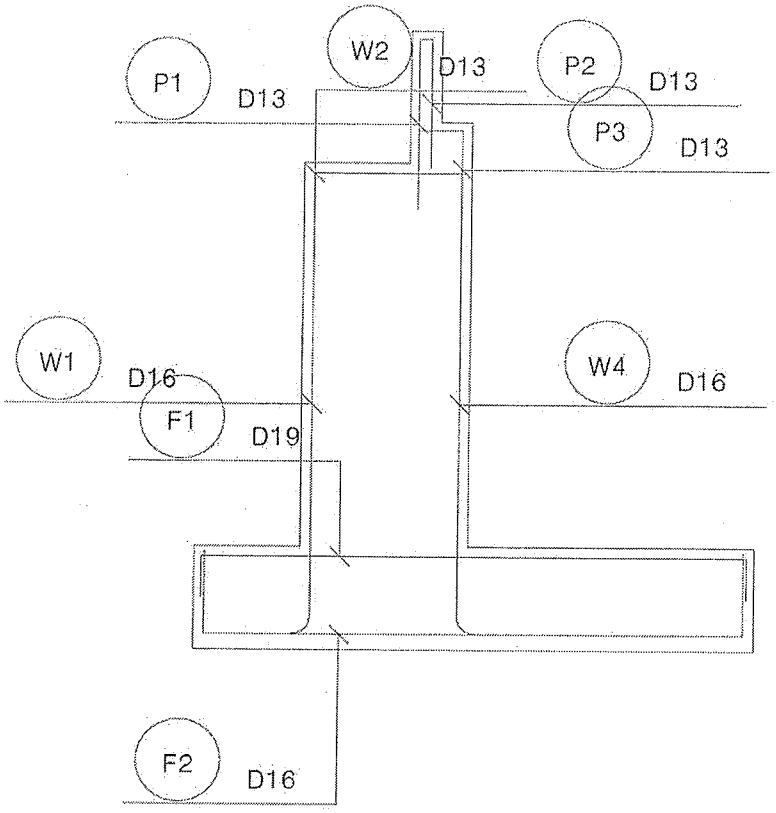
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm^2)	사용철근량 (mm^2)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1000	150	470.82	1588.8	101.635	339.639	3.342	O.K
후면저판		1000	100	1602.8	2292	363.025	516.164	1.422	O.K
벽체 : H=5.036		1600	100	826.89	1588.8	315.004	602.983	1.914	O.K
흉벽		600	100	391.78	1013.6	49.664	127.308	2.563	O.K
좌측날개벽	A(T=500 mm)	500	80	664.61	1013.6	70.352	106.63	1.516	O.K
	B(T=500 mm)	500	80	1072.9	1588.8	112.751	165.427	1.467	O.K
	C(T=500 mm)	500	80	1581.2	2292	164.654	235.623	1.431	O.K
우측날개벽	A(T=500 mm)	500	80	739.01	1013.6	78.124	106.63	1.365	O.K
	B(T=500 mm)	500	80	1223.9	2292	128.274	235.623	1.837	O.K
	C(T=500 mm)	500	80	1735	2292	180.177	235.623	1.308	O.K

■ 사용성 검토

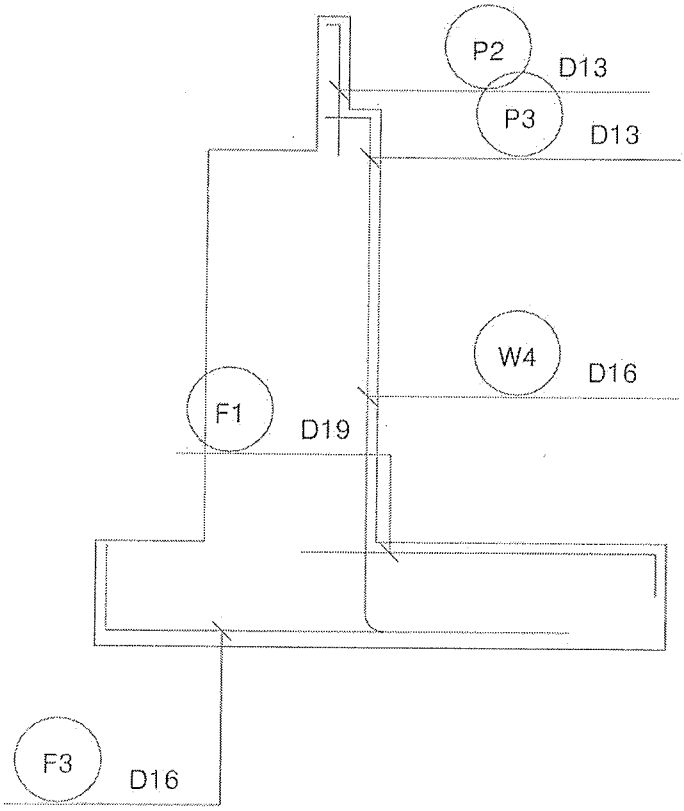
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		47.739	150	125.000	1294.588	O.K
후면저판		108.245	150	125.000	501.265	O.K
벽체 : H=5.036		51.522	150	125	1222.787	O.K
흉벽		60.782	150	125	1036.497	O.K
좌측날개벽	A(T=500 mm)	102.965	150	125	581.073	O.K
	B(T=500 mm)	106.688	150	125	558.131	O.K
	C(T=500 mm)	109.396	150	125	543.609	O.K
우측날개벽	A(T=500 mm)	114.34	150	125	504.983	O.K
	B(T=500 mm)	85.225	150	125	739.218	O.K
	C(T=500 mm)	119.71	150	125	481.589	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

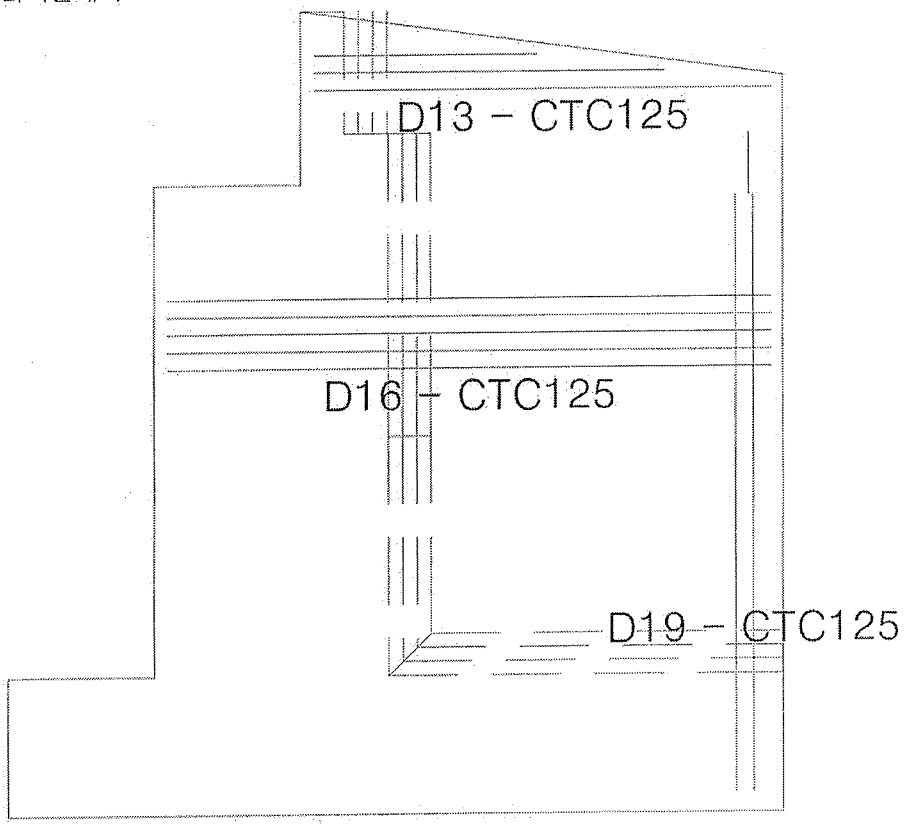


- ② Cycle (CTC = 250)

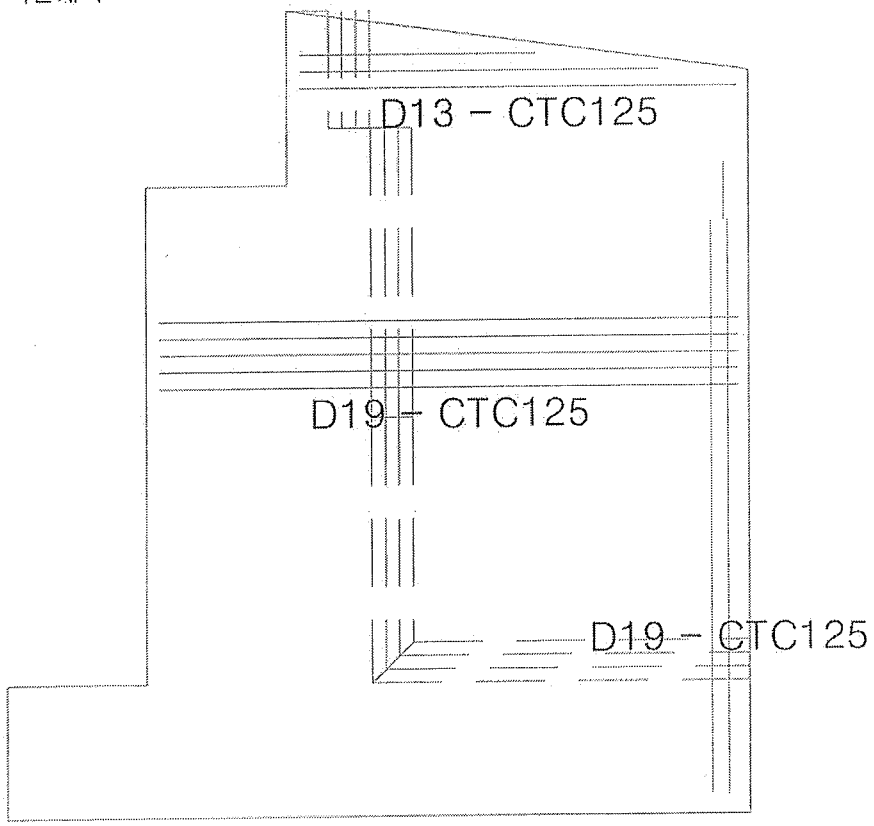


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : STEEL PLATE
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 8.239 M
(5) 교 대 총높이 : H = 6.036 M
(6) 기 초 형 식 : 말뚝기초
(7) SKEW : 76.163 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25.000 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량 : γs1 = 20.000 kN/m³ (토사) [도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량 : γs2 = 20.000 kN/m³
(4) 과 재 하 중 : ql = 10.000 kN/m
(5) 상부 고정하중 반력 : Rd = 65.491 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 121.896 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : Φ1 = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 12.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : Φ2 = 28.416 ° {Φ2 = 15 + √15N}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.343 ; TAN(⅔ · Φ2) : 흙과 콘크리트
(6) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수
- 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 0.110

4) 사 용 재 료 강 도

(1) 콘크리트의 설계기준 강도 : fck = 24.000 MPa
- 탄성계수 : Ec = 27849.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]
(2) 철근의 항복 강도(SD300) : fy = 300.000 MPa
- 탄성계수 : Es = 200000.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

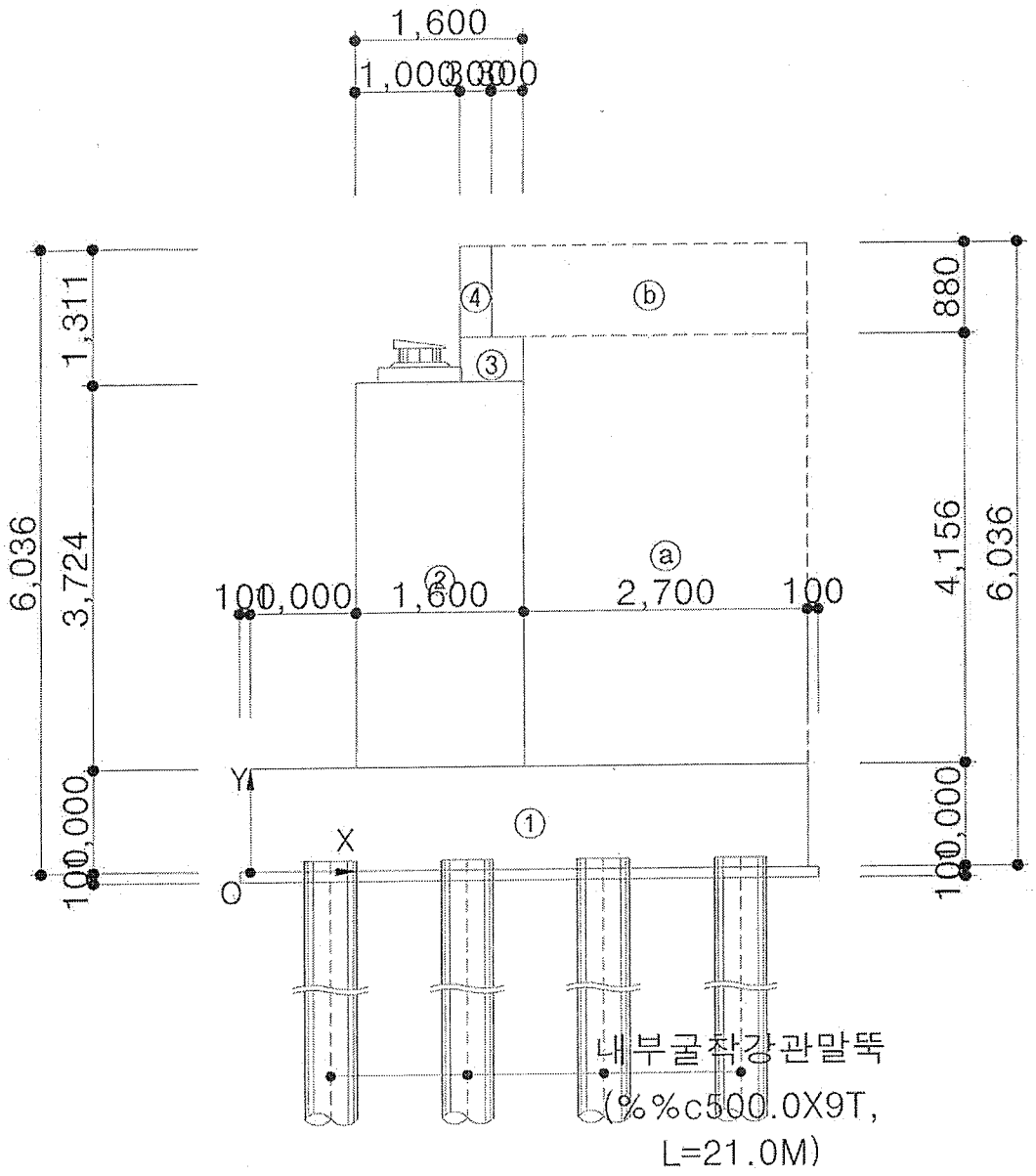
5) 설 계 방 법

(1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
(2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

6) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
(2) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
(3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2000)
(4) 도로설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	계
고정하중	155.570	114.100	111.680	158.240	539.590
활하중	203.730	295.160	294.460	210.960	1004.310

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	계
교축방향	36.830	36.762	36.825	37.042	147.459
직각방향	36.618	36.675	36.697	36.676	146.666

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정

(단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^3		kN/m^3	kN	kN
교대구체	①	5.300 × 1.000	= 5.300	25.000	132.500	10.203
	②	1.600 × 3.724	= 5.959	25.000	148.970	11.471
	③	0.600 × 0.431	= 0.259	25.000	6.471	0.498
	④	0.300 × 0.880	= 0.264	25.000	6.600	0.508
	소계		= 11.782		294.540	22.680
뒷채움재	ⓐ	2.700 × 4.156	= 11.220	20.000	224.404	17.279
	ⓑ	3.000 × 0.880	= 2.640	20.000	52.800	4.066
	소계		= 13.860		277.204	21.345
총 계					571.744	44.024

註) 수평력(지진시 관성력) Hi = Kh × Vi (Kh = A/2 = 0.077)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
교대구체	①	2.650	0.500	351.125	5.101
	②	1.800	2.862	268.145	32.830
	③	2.300	4.940	14.883	2.461
	④	2.150	5.596	14.190	2.844
	소 계			648.343	43.237
뒷채움재	ⓐ	3.950	3.078	886.394	53.182
	ⓑ	3.800	5.596	200.640	22.750
	소 계			1087.034	75.931
총 계				1735.377	119.168

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 648.343 / 294.540 = 2.201 m
  Y = 43.237 / 22.680 = 1.906 m
- 뒷채움재 : X = 1087.034 / 277.20 = 3.921 m
  Y = 75.931 / 21.345 = 3.557 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos\alpha \times \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta * \cos(\beta + \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\beta + \delta) * \cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta * \cos^2\beta * \cos(\delta + \theta + \beta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\beta + \delta + \theta) * \cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

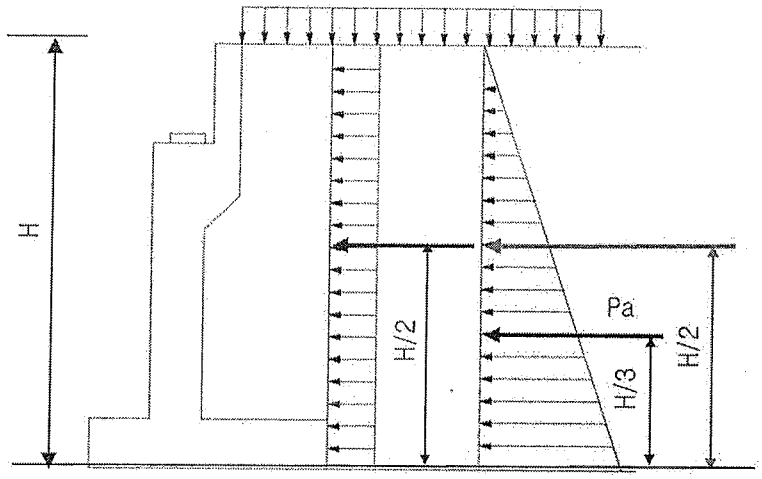
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 교대), A=0.154

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	35.000	35.000	35.000	35.000
α	0.000	0.000	0.000	0.000
β	0.000	0.000	0.000	0.000
δ	0.000	11.667	0.000	0.000
Θ	0.000	0.000	4.403	4.403
Kh	0.000	0.000	0.077	0.077
Ka,Kae	0.271	0.251	0.314	0.314



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.036 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 6.036^2 x cos(0.000)

= 98.722 kN

y = H / 3 = 2.012 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 6.036 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 6.036^2 x cos(0.000)

= 114.386 kN

y = H / 2 = 3.018 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 5.036 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 5.036^2 x cos(11.667 + 0.000)

= 62.332 kN

y = H / 3 = 1.679 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 5.036 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 5.036^2 x cos(0.000 + 0.000)

= 79.622 kN

y = H / 2 = 2.518 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 539.590 ÷ (8.000 / sin76.163) = 65.491 kN/m

- 활하중반력

Rl = 1004.310 ÷ (8.000 / sin76.163) = 121.896 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000012 \times 25.0 \times 13.0$

$= 0.003900$ m

교량받침의 개수 : N = 4 EA

교대의 폭원 : B = 8.239 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 1725.000 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

$Ph = kH \times \delta \times N / B$

$= 1725.000 \times 0.003900 \times 4 / 8.239$

$= 3.266$ kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력 : 탄성받침인 경우

$Fm = Fm1 + Fm2$

$Fm1 = H1 \times \cos\theta$

$Fm2 = H2 \times \sin\theta$ (H2 ≤ kH x δ 일때)

$\sum(kH*\delta) \times \sin\theta$ (H2 > kH x δ 일때)

구분	1	2	3	4
KH	1725	1725	1725	1725
δ (m)	0.0213	0.0212	0.0212	0.0213

$Fm = 17.801 \times \cos 76.2 + 146.729 \times \sin 76.2 / 8.239$

$= 21.549$ kN/m

H1 = 146.666 ÷ (8.000 / sin76.2) = 17.801 kN/m : 직각방향 수평력

H2 = 147.459 ÷ (8.000 / sin76.2) = 17.898 kN/m : 교축방향 수평력

[도로교설계기준 해설] (하부구조편) 5.4.3.4 (2)의 내용을 치환하여 적용

R x Kh x sinθ → H2 (교축방향 수평력)

R x Kh x cosθ → H1 (직각방향 수평력)

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 3.000 = 30.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 6.036 m)

$Pa1 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta + \beta)$

$= 0.271 \times 10.000 \times 6.036 \times \cos 0.000$

$= 16.357$ kN

$y = H / 2 = 3.018$ m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 5.036 m)

$Pa2 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta + \beta)$

$= 0.251 \times 10.000 \times 5.036 \times \cos 11.667$

$= 12.378$ kN

$y = H / 2 = 2.518$ m : 작용중심높이

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시	294.540	-	2.201	1.906	648.342	-
2. 교대구체(지진시	294.540	22.680	2.201	1.906	648.342	43.237
3. 뒷채움재(평상시	277.204	-	3.921	3.557	1087.036	-
4. 뒷채움재(지진시	277.204	21.345	3.921	3.557	1087.036	75.932
5. 배면토압(평상시	-	98.722	-	2.012	-	198.616
6. 배면토압(지진시	-	114.386	-	3.018	-	345.195
7. 뒷채움 상재하중	30.000	16.357	3.800	3.018	114.000	49.362
8. 상부 고정하중반	65.491	-	1.612	-	105.571	-
9. 상부 활하중반력	121.896	-	1.612	-	196.496	-
10. 교량받침마찰력	-	3.266	-	5.124	-	16.736
11. 상부관성력	-	21.549	-	5.124	-	110.422

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	601.744	115.079	1849.378	247.978
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	571.744	98.722	1735.378	198.616
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	571.744	158.411	1735.378	464.364
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	789.131	118.345	2151.445	264.714
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	637.235	101.988	1840.949	215.352
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	637.235	179.960	1840.949	574.786

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

2) 전도에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

3) 활동에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

4) 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

5) 말뚝도심에서의 작용하중 산정

① 말뚝도심의 작용하중 계산

$\Sigma M = \Sigma Mr - \Sigma Mo$

e = 말뚝도심(= 2.582) - $\Sigma M / \Sigma V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.750	6.000	4.500	-
2 열	2.050	6.000	12.300	-
3 열	3.350	5.000	16.750	-
4 열	4.650	5.000	23.250	-
계	-	22.000	56.800	2.582

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(	4957.769	948.136	-0.079	-391.664
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	4710.599	813.371	-0.106	-499.323
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중	4710.599	1305.148	0.359	1691.105
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(	6501.650	975.044	0.191	1241.815
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8	5250.179	840.279	0.031	162.756
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중	5250.179	1482.690	0.595	3123.857

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 존8.239 m)을 고려한 결과값임.

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

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

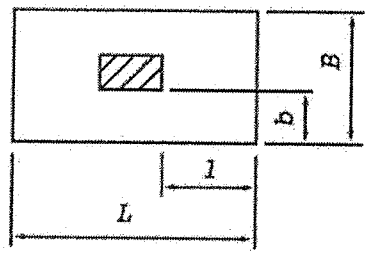
$\beta\lambda \leq 1.0$

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

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우
kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)
= 81137.924 x 22 / (8.239 x 5.300) = 40878.130 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 8.239 m)
B : 확대기초의 폭 (= 5.300 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 22 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 27849000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.000 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 40878.130) / (27849000.000 \times 1.000^3)]} = 0.258$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = MAX(l,b) = MAX(0.000, 2.650) = 2.650
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/20이면 b = B/2 = 2.650, 뒷굽기준으로 검토

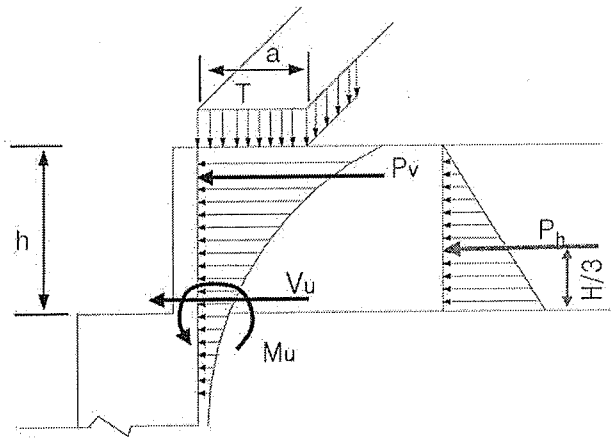


$\beta\lambda = 0.258 \times 2.650 = 0.683 \leq 1.0$, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 흉벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』 p73



- 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka
= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)
= 114.60 x 0.251 x (1.311 - 0.36) = 27.366 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ
= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 1.311^2 x cos11.(= 4.227 kN

Me = 1/3 x H x Ph
= 1/3 x 1.311 x 4.227 = 1.848 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph
= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 4.227 = 56.086 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me
= 1.70 x 27.366 + 1.70 x 1.848 = 49.664 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 0.431 x 0.600 x 25.000 x 0.077 = 0.498 kN

p2 = 0.880 x 0.300 x 25.000 x 0.077 = 0.508 kN

Pw = 0.498 + 0.508 = 1.006 kN

Mw = 0.498 x 0.431/2 + 0.508 x (0.431 + 0.8(= 0.550 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Kae x r x H^2 x cos δ
= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 1.311^2 x cos0.0(= 5.400 kN

Me = 1/2 x H x Ph
= 1/2 x 1.311 x 5.400 = 3.541 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 1.006 + 1.00 x 5.400 = 6.406 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 0.550 + 1.00 x 3.541 = 4.091 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	56.086	49.664	
지진시	6.406	4.091	
설계단면력	56.086	49.664	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.036 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	12.477	2.056	-	1.000	12.477	25.658
2. 배면토압(평상시)	62.332	1.679	1.700	-	105.964	177.866
3. 배면토압(지진시)	79.622	2.518	-	1.000	79.622	200.473
4. 뒷채움 상재하중	12.378	2.518	1.700	-	21.043	52.981
5. 교량받침마찰력	3.266	4.124	1.300	-	4.246	17.511
6. 상부관성력	21.549	4.124	-	1.000	21.549	88.873

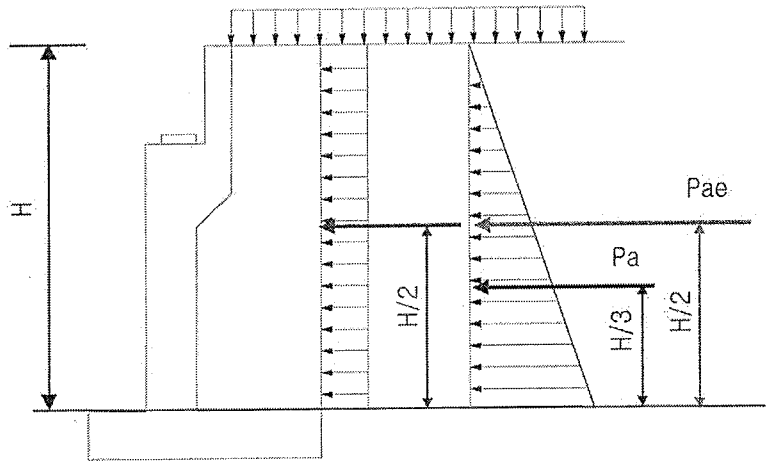
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.000 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 12.477 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.000) ~ H④ x (y④ - 1.000)] = 25.658 kN.m

y = Mo / Ho = 25.658 / 12.477 = 2.056



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 5.036 m)	110.210	195.377	
지진시(H = 5.036 m)	113.648	315.004	
설계단면력	113.648	315.004	

3) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시	294.540	-	2.201	1.906	648.342	-
2. 교대구체(지진시	294.540	22.680	2.201	1.906	648.342	43.237
3. 뒷채움재(평상시	277.204	-	3.921	3.557	1087.036	-
4. 뒷채움재(지진시	277.204	21.345	3.921	3.557	1087.036	75.932
5. 배면토압(평상시	-	98.722	-	2.012	-	198.616
6. 배면토압(지진시	-	114.386	-	3.018	-	345.195
7. 토압의 연직분력	13.896	-	4.400	-	61.142	-
8. 뒷채움 상재하중	30.000	16.357	3.800	3.018	114.000	49.362
9. 상부 고정하중반	65.491	-	1.612	-	105.571	-
10. 상부 활하중반	121.896	-	1.612	-	196.496	-
11. 교량받침마찰력	-	3.266	-	5.124	-	16.736
12. 상부관성력	-	21.549	-	5.124	-	110.422

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	831.390	195.634	2605.033	421.563
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	766.890	167.827	2359.933	337.647
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	571.744	158.411	1735.378	464.364
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	1178.605	199.880	3164.742	443.319
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	852.029	172.073	2497.175	359.404
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	637.235	179.960	1840.949	574.786

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5.6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

② 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.582) - $\sum M/\sum V$: 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

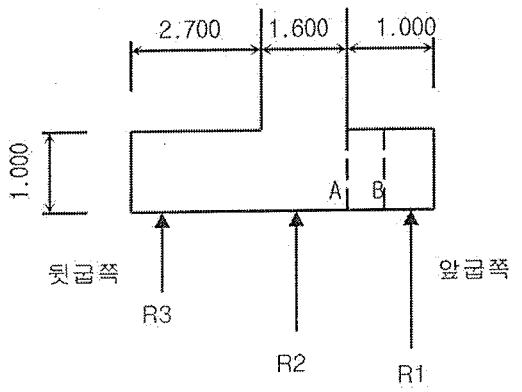
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(	6849.826	1611.831	-0.044	-301.392
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7	6318.410	1382.730	-0.055	-347.513
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중	4710.599	1305.148	0.359	1691.105
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(	9710.527	1646.812	0.273	2650.974
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7	7019.864	1417.711	0.073	512.450
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중	5250.179	1482.690	0.595	3123.857

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(8.239 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 6본 / 8.239m (kN/m)
R2 = Ru2 x 6본 / 8.239m (kN/m)
R3 = Ru3 x 5본 / 8.239m (kN/m)
R4 = Ru4 x 5본 / 8.239m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	403.490	338.110	316.370	324.860
COMB 2	362.880	309.170	292.980	302.770
COMB 3	346.080	252.430	185.980	138.360
COMB 4	647.500	501.230	397.280	322.630
COMB 5	429.550	351.160	310.560	296.130
COMB 6	433.640	295.260	186.670	98.700

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.000 x 0.150 x 25.000 = 3.750 kN

Ma = 1.000 x 1.000 x 25.000 x 1.000 / 2 = 12.500 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1 x 0.000 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

Ma = R1 x 0.250 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	73.461	4.875	57.211
COMB 2	0.000	66.066	4.875	49.816
COMB 3	0.000	63.008	3.750	50.508
COMB 4	0.000	117.885	4.875	101.635

COMB 5	0.000	78.205	4.875	61.955
COMB 6	0.000	78.948	3.750	66.448

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로 하중계수를 적용하지 않으며,
(-)반력은 사용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

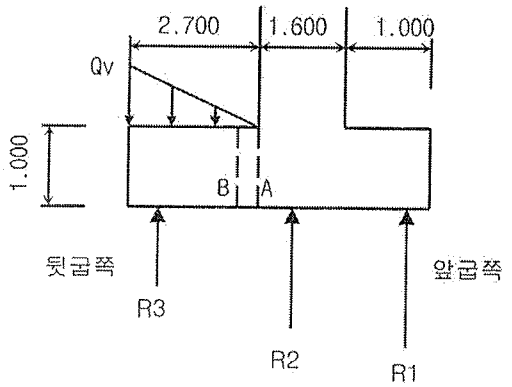
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

④ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 6본 / 8.239m (KN/m)

R2 = Ru2 x 6본 / 8.239m (KN/m)

R3 = Ru3 x 5본 / 8.239m (KN/m)

R4 = Ru4 x 5본 / 8.239m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	299.400	307.880	272.720	207.330
COMB 2	273.410	283.200	255.470	201.760
COMB 3	281.220	233.600	158.780	65.130
COMB 4	546.570	471.920	354.950	208.680
COMB 5	339.420	324.990	272.760	194.360
COMB 6	362.590	274.630	156.870	18.490

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.000 x 1.800 x 25.000 = 45.000 kN

Ma = 1.000 x 2.700 x 25.000 x 2.700 / 2 = 91.125 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 5.036 x 20.000 = 181.282 kN

Ma = 277.204 x (3.921 - 2.600) = 366.305 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.800 = 18.000 kN

Ma = 10.000 x (6.345 - 2.600) = 37.450 kN.m

- 토압의 연직반력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ
= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 5.036^2 x sin11.667
= 13.898 kN

Qv = 2 x Pv / L
= 2 x 13.898 / 2.700
= 10.295 kN

Vb = 10.295 x 2.700 / 2 - (2.700 - 1.800) / 2.700 x 10.295 / 2 = 12.182 kN

Ma = 10.295 x 2.700 x 2.700 / 3 = 25.017 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R4 x 1.000 + R3 x 0.200 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000

Ma = R4 x 2.050 + R3 x 0.750 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	158.922	382.061	194.655	335.644
COMB 2	153.449	367.282	161.428	269.905
COMB 3	58.794	153.290	167.488	304.140
COMB 4	169.721	421.167	183.856	296.538
COMB 5	151.059	365.951	163.818	271.236
COMB 6	30.262	94.405	196.020	363.025

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로 하중계수를 적용하지 않으며,
(-)반력은 사용하지 않는다.
말뚝반력에 의한 단면력
D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-은도하중
COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G
COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G
COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G
COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G
COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

6. 철근량 검토

1) 전면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1000.0	850.0	150.0	101.6	4.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (850.00 - 27.488) / 27.488 = 0.08977

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 470.823 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 3.375]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00187

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족. (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (850 - a/2) = 339.639 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

≥ Mu (= 101.635 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.342]

* 전단에 대한 검토 (d = 850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 850.00 = 555.218 kN

≥ Vu (= 4.875 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - C.T.C 150

D16 - C.T.C 300 =1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1000.0 x 1000.0 = 1500.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : D16 - C.T.C 150

D16 - C.T.C 300 =1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 1000.0 = 2000.000 ㎟ ≥ 1986.000 ㎟

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

* 노출면 300㎜ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - C.T.C 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.000 ㎟ ∴ O.K

2) 후면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1000.0	900.0	100.0	363.0	196.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 39.654) / 39.654 = 0.06509

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1602.795 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) [사용률 = 1.430]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00255

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족. (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (900 - a/2) = 516.164 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

≥ Mu (= 363.025 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.422]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 900.00 = 587.878 kN

≥ Vu (= 196.020 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - C.T.C 150

D16 - C.T.C 150 =2648.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1000.0 x 1000.0 = 1500.000 ㎟ < 2648.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : D16 - C.T.C 150

D16 - C.T.C 150 =2648.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 1000.0 = 2000.000 ㎟ < 2648.000 ㎟

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

* 노출면 300㎜ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - C.T.C 150 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1324.000 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 : H=5.036

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1500.00	100.00	315.00	113.65

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1500.00 - 27.488) / 27.488 = 0.16071

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 826.893 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.921]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00106

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (1500.00 - a/2) = 602.983 kN.m

≥ Mu (= 315.004 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.914]

* 전단에 대한 검토 (d = 1500.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1500.00 = 979.796 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 113.648 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 150 = 2648.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1600.0 x 1000.0 = 2400.000 ㎟ < 2648.000 ㎟

(2648.000 / 1.000) = 2648.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 150 = 2648.000 ㎟

필요철근량 : 0.0025 x 1600.0 x 1000.0 = 4000.000 ㎟ > 2648.000 ㎟

(2648.000 / 1.000) = 2648.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 150 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

4) 흉벽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	49.66	56.09

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 300.00 = 304080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 14.906 mm, c = 14.906 / β1 = 14.906 / 0.85 = 17.536 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 17.536) / 17.536 = 0.08254

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 391.776 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.587]

1단 : D13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00203

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 14.906 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 300 x (500.00 - a/2) = 127.308 kN.m

≥ Mu (= 49.664 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.563]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 500.00 = 326.599 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 56.086 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D13 - CTC 150

D13 - CTC 150 = 1689.333 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 600.0 x 1000.0 = 900.000 ㎟ < 1689.333 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 5.7.2』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : D13 - CTC 150

D13 - CTC 150 = 1689.333 ㎟

필요철근량 : 0.0025 x 600.0 x 1000.0 = 1500.000 < 1689.333 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎜ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D13 - CTC 150 = 844.667 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 844.7 ㎟ ∴ O.K

7. 사용성 검토

1) 흉벽 설계

① 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (1.311 - 0.36) = 27.366 kN.m

② 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 1.311^2 x cos11.(= 4.227 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 1.311 x 4.227 = 1.848 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 4.227 = 32.992 kN

Ms = 27.366 + 1.848 = 29.214 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.036 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	12.477	2.056	-	1.000	12.477	25.658
2. 배면토압(평상시)	62.332	1.679	1.000	-	62.332	104.627
3. 배면토압(지진시)	79.622	2.518	-	1.000	79.622	200.473
4. 뒷채움 상재하중	12.378	2.518	1.000	-	12.378	31.165
5. 교량받침마찰력	3.266	4.124	1.000	-	3.266	13.470
6. 상부관성력	21.549	4.124	-	1.000	21.549	88.873

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.000 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 12.477 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.000) ~ H④ x (y④ - 1.000)] = 25.658 kN.m

y = Mo / Ho = 25.658 / 12.477 = 2.056

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	65.598	118.097	

3) 기초 설계

① 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	615.640	115.079	1910.520	247.979
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	585.640	98.722	1796.520	198.616
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	571.744	158.411	1735.378	464.365
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	803.027	118.345	2212.588	264.714
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	651.131	101.988	1902.092	215.352
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	637.235	179.960	1840.949	574.787

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

① 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.582) - $\sum M / \sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

Mc = V x e

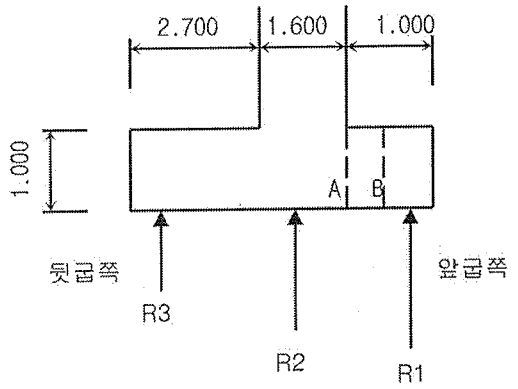
- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(	5072.258	948.136	-0.119	-603.599
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7	4825.088	813.371	-0.147	-709.288
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중	4710.599	1305.148	0.359	1691.105
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(	6616.139	975.044	0.156	1032.118
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7	5364.668	840.279	-0.009	-48.282
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중	5250.179	1482.690	0.595	3123.857

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭(8.239 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 6본 / 8.239m (KN/m)

R2 = Ru2 x 6본 / 8.239m (KN/m)

R3 = Ru3 x 5본 / 8.239m (KN/m)

R4 = Ru4 x 5본 / 8.239m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	271.440	238.730	231.870	242.900
COMB 2	247.470	223.800	222.430	236.490
COMB 3	346.080	252.430	185.980	138.360
COMB 4	405.160	327.360	274.870	239.900
COMB 5	298.780	256.100	235.940	231.350
COMB 6	433.640	295.260	186.670	98.700

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.000 x 0.150 x 25.000 = 3.750 kN

Ma = 1.000 x 1.000 x 25.000 x 1.000 / 2 = 12.500 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1 x 0.000 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

Ma = R1 x 0.250 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

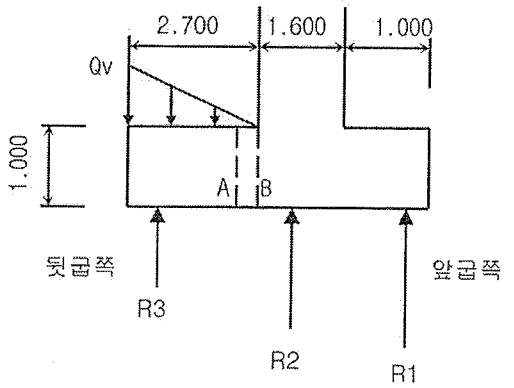
→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	49.419	3.750	36.919
COMB 2	0.000	45.055	3.750	32.555
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	73.764	3.750	61.264
COMB 5	0.000	54.397	3.750	41.897
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3.6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 6본 / 8.239m (KN/m)

R2 = Ru2 x 6본 / 8.239m (KN/m)

R3 = Ru3 x 5본 / 8.239m (KN/m)

R4 = Ru4 x 5본 / 8.239m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	209.810	220.840	206.030	173.320
COMB 2	194.310	208.370	200.130	176.460
COMB 3	281.220	233.600	158.780	65.130
COMB 4	344.800	309.830	249.550	171.750
COMB 5	245.100	240.520	213.420	170.750
COMB 6	362.590	274.630	156.870	18.490

- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R4 x 1.000 + R3 x 0.200 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000

Ma = R4 x 2.050 + R3 x 0.750 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	130.189	309.398	126.275	210.499
COMB 2	131.379	310.620	107.086	171.826
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	134.520	327.257	121.945	192.640
COMB 5	129.524	309.562	108.940	172.885
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용하중단면력(상 시) = 1.0D + 1.0L + 1.0H -말뚝반력에의한 단면력

D-고정하중,L-활하중,H-토압,E-지진하중

말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 61.264 x 1000000 / [1588.800 x (850.000 - 126.829/3)]
= 47.739 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x850.0/(7x1588.800)]
= 126.829 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 16.00/2 = 142.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 47.74) - 2.5 x 142.00 = 1294.59 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 47.74) = 1319.67 mm
Sa는 작은 값인 1294.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 1294.59 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 210.499 x 1000000 / [2292.000 x (900.000 - 154.650/3)]
= 108.245 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x2292.000)]
= 154.650 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19.00/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 108.25) - 2.5 x 90.50 = 501.27 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 108.25) = 582.01 mm
Sa는 작은 값인 501.27 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 501.27 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=5.036

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 118.097 x 1000000 / [1588.800 x (1500.000 - 171.877/3)]
= 51.522 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1500.0/(7x1588.800)]
= 171.877 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 51.52) - 2.5 x 92.00 = 1298.48 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 51.52) = 1222.79 mm

Sa는 작은 값인 1222.79 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1222.79 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 29.214 x 1000000 / [1013.600 x (500.000 - 77.436/3)]

= 60.782 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x1013.600)]

= 77.436 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : D13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 13/2 = 93.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 60.78) - 2.5 x 93.50 = 1061.87 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 60.78) = 1036.50 mm

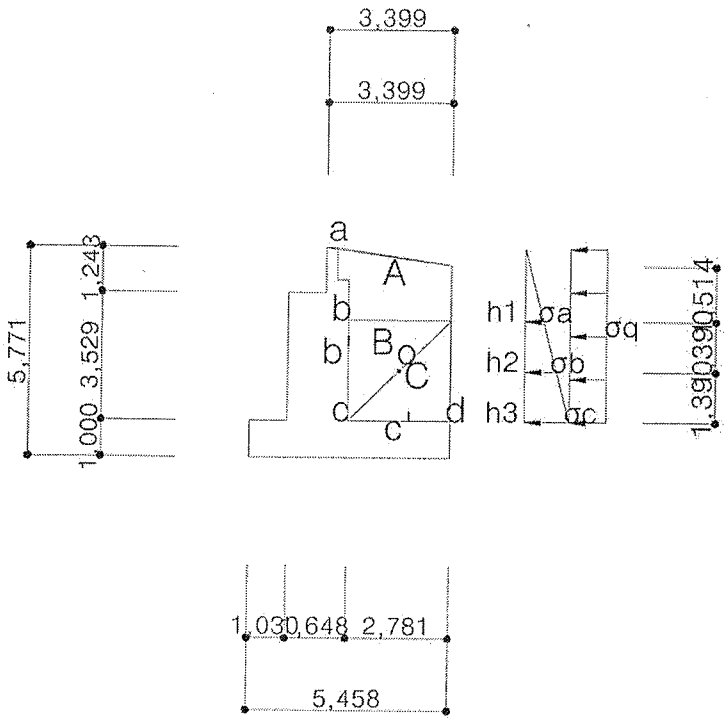
Sa는 작은 값인 1036.50 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1036.50 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정



U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

① 단면 A

qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²

qa = Ko x γt x h1 = 0.426 x 20.000 x 1.514 = 12.895 kN/m²

Pa = 1.700 x 1/2 · qa · h1 + 1.700 x qq · h1

= 1.700 x 1/2 x 12.895 x 1.514 + 1.700 x 4.260 x 1.514

= 27.550 kN/m

Va = Pa x L

= 27.550 x 2.781

= 76.608 kN

Ma = 1/2 · Pa · L²

= 1/2 x 27.550 x 2.781²

= 106.512 kN.m

a - b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

Vu = 76.608 / 1.514 = 50.600 kN

Mu = 106.512 / 1.514 = 70.352 kN.m

② 단면 B

* b - b' 및 b' - c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²

qa = Ko x γt x h1 = 0.426 x 20.000 x 1.51. = 12.895 kN/m²

qb = Ko x γt x h2 = 0.426 x 20.000 x 2.90. = 24.741 kN/m²

P1 = 1.700 x 12.895 + 1.700 x 4.260

= 29.164 kN/m²

P2 = 1.700 x 24.741 + 1.700 x 4.260

= 49.301 kN/m²

Vb = P1 x L = 29.164 x 2.781

= 81.095 kN

Mb = 1/2 · P1 · L² = 1/2 x 29.164 x 2.781²

= 112.751 kN.m

Vb' = P2 x L = 49.301 x 1.390

= 68.546 kN

Mb' = 1/2 · P2 · L² = 1/2 x 49.301 x 1.390²

= 47.652 kN.m

Vu = 81.095 kN

Mu = 112.751 kN.m

③ 단면 C

* c - c' 및 c' - d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²

qa = Ko x γt x h1 = 0.426 x 20.000 x 1.51. = 12.895 kN/m²

qb = Ko x γt x h2 = 0.426 x 20.000 x 2.90. = 24.741 kN/m²

qc = Ko x γt x h3 = 0.426 x 20.000 x 4.29. = 36.587 kN/m²

P1 = 1.700 x 12.895 + 1.700 x 4.260

= 29.164 kN/m²

P2 = 1.700 x 24.741 + 1.700 x 4.260

= 49.301 kN/m²

P3 = 1.700 x 36.587 + 1.700 x 4.260

= 69.439 kN/m²

Vd = (P1 + P3) / 2 x L = (29.164 + 69.439) / 2 x 2.781
= 137.092 kN
Md = 1/6 x (2P1 + P3) x = 1/6 x (2 x 29.164 + 69.439) x 2.781^2
= 164.654 kN.m

Vc' = (P2 + P3) / 2 x L = (49.301 + 69.439) / 2 x 1.390
= 82.545 kN
Mc' = 1/6 x (2P2 + P3) x = 1/6 x (2 x 49.301 + 69.439) x 1.390^2
= 54.140 kN.m

Vu = 137.092 kN
Mu = 164.654 kN.m

④ 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	70.352	112.751	164.654
전단력(kN)	0.000	50.600	81.095	137.092

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	41.383	66.324	96.855
전단력(kN)	0.000	29.765	47.703	80.643

(2) 철근량 검토

① A(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	70.35	50.60

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 300.00 = 304080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 14.906 mm, c = 14.906 / β1 = 14.906 / 0.85 = 17.536 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 17.536) / 17.536 = 0.06885

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 664.610 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.525]

1단 : D13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00241

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 14.906 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 300 x (420.00 - a/2) = 106.630 kN.m

≥ Mu (= 70.352 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.516]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 50.600 kN) , 전단보강 불필요.

② B(T=500 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(㎜)	H(㎜)	d(㎜)	피복(㎜)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	112.75	81.10

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 ㎜, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 ㎜

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 27.488) / 27.488 = 0.04284

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1072.913 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜) , [사용률 = 1.481]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00378

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 ㎜

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (420.00 - a/2) = 165.427 kN.m

≥ Mu (= 112.751 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.467]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 81.095 kN) , 전단보강 불필요.

③ C(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	164.65	137.09

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02877

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1581.157\ mm^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.450]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (420.00 - a/2) = 235.623 kN.m

≥ Mu (= 164.654 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.431]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 137.092 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 41.383 x 1000000 / [1013.600 x (420.000 - 70.431/3)]
= 102.965 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x1013.600)]
= 70.431 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 13/2 = 73.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 102.96) - 2.5 x 73.50 = 581.07 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 102.96) = 611.86 mm
Sa는 작은 값인 581.07 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 581.07 mm) ∴ O.K

② B(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 66.324 x 1000000 / [1588.800 x (420.000 - 86.171/3)]
= 106.688 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x1588.800)]
= 86.171 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 106.69) - 2.5 x 72.00 = 558.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 106.69) = 590.51 mm
Sa는 작은 값인 558.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 558.13 mm) ∴ O.K

③ C(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 96.855 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 101.150/3)]
= 109.396 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x2292.000)]
= 101.150 mm

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 109.40) - 2.5 x 70.50 = 543.61 ㎜

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 109.40) = 575.89 ㎜

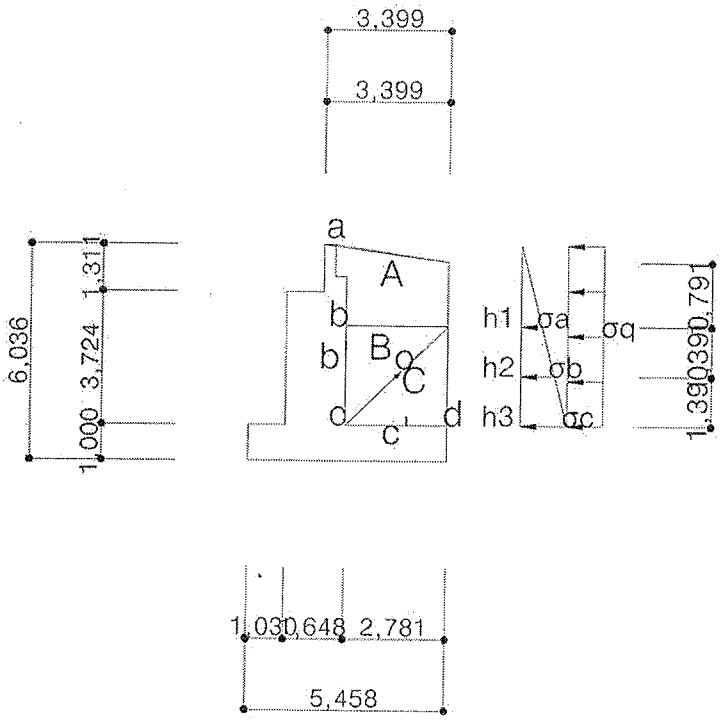
Sa는 작은 값인 543.61 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 543.61 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정



U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

① 단면 A

qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²

qa = Ko x γt x h1 = 0.426 x 20.000 x 1.79 = 15.257 kN/m²

Pa = 1.700 x 1/2 · qa · h1 + 1.700 x qq · h1

= 1.700 x 1/2 x 15.257 x 1.791 + 1.700 x 4.260 x 1.791

= 36.191 kN/m

Va = Pa x L

= 36.191 x 2.781

= 100.637 kN

Ma = 1/2 · Pa · L²

= 1/2 x 36.191 x 2.781²

= 139.920 kN.m

a - b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

Vu = 100.637 / 1.791 = 56.190 kN

Mu = 139.920 / 1.791 = 78.124 kN.m

② 단면 B

* b - b' 및 b' - c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²

qa = Ko x γt x h1 = 0.426 x 20.000 x 1.79 = 15.257 kN/m²

qb = Ko x γt x h2 = 0.426 x 20.000 x 3.18 = 27.103 kN/m²

P1 = 1.700 x 15.257 + 1.700 x 4.260

= 33.179 kN/m²

P2 = 1.700 x 27.103 + 1.700 x 4.260

= 53.317 kN/m²

Vb = P1 x L = 33.179 x 2.781

= 92.260 kN

Mb = 1/2 · P1 · L² = 1/2 x 33.179 x 2.781²

= 128.274 kN.m

Vb' = P2 x L = 53.317 x 1.390

= 74.129 kN

Mb' = 1/2 · P2 · L² = 1/2 x 53.317 x 1.390²

= 51.532 kN.m

Vu = 92.260 kN

Mu = 128.274 kN.m

③ 단면 C

* c - c' 및 c' - d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

qq = Ko x q = 0.426 x 10.000 = 4.260 kN/m²

qa = Ko x γt x h1 = 0.426 x 20.000 x 1.79 = 15.257 kN/m²

qb = Ko x γt x h2 = 0.426 x 20.000 x 3.18 = 27.103 kN/m²

qc = Ko x γt x h3 = 0.426 x 20.000 x 4.57 = 38.948 kN/m²

P1 = 1.700 x 15.257 + 1.700 x 4.260

= 33.179 kN/m²

P2 = 1.700 x 27.103 + 1.700 x 4.260

= 53.317 kN/m²

P3 = 1.700 x 38.948 + 1.700 x 4.260

= 73.454 kN/m²

Vd = (P1 + P3) / 2 x L = (33.179 + 73.454) / 2 x 2.781
= 148.257 kN
Md = 1/6 x (2P1 + P3) x = 1/6 x (2 x 33.179 + 73.454) x 2.781^2
= 180.177 kN.m

Vc' = (P2 + P3) / 2 x L = (53.317 + 73.454) / 2 x 1.390
= 88.128 kN
Mc' = 1/6 x (2P2 + P3) x = 1/6 x (2 x 53.317 + 73.454) x 1.390^2
= 58.020 kN.m

Vu = 148.257 kN
Mu = 180.177 kN.m

④ 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	78.124	128.274	180.177
전단력(kN)	0.000	56.190	92.260	148.257

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	45.955	75.455	105.987
전단력(kN)	0.000	33.053	54.271	87.210

(2) 철근량 검토

① A(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	78.12	56.19

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 300.00 = 304080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 14.906 mm, c = 14.906 / β1 = 14.906 / 0.85 = 17.536 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 17.536) / 17.536 = 0.06885

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 739.009 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.372]

1단 : D13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00241

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 14.906 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 300 x (420.00 - a/2) = 106.630 kN.m

≥ Mu (= 78.124 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.365]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 56.190 kN) , 전단보강 불필요.

② B(T=500 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(㎜)	H(㎜)	d(㎜)	피복(㎜)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	128.27	92.26

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 ㎜, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 ㎜

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02877

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1223.926 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜) , [사용률 = 1.873]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 ㎜

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (420.00 - a/2) = 235.623 kN.m

≥ Mu (= 128.274 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.837]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 92.260 kN) , 전단보강 불필요.

③ C(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	180.18	148.26

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02877

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1735.031 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.321]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (420.00 - a/2) = 235.623 kN.m

≥ Mu (= 180.177 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.308]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 148.257 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 45.955 x 1000000 / [1013.600 x (420.000 - 70.431/3)]
= 114.340 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x1013.600)]
= 70.431 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 13/2 = 73.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 114.34) - 2.5 x 73.50 = 504.98 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 114.34) = 550.99 mm
Sa는 작은 값인 504.98 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 504.98 mm) ∴ O.K

② B(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 75.455 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 101.150/3)]
= 85.225 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x2292.000)]
= 101.150 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 85.23) - 2.5 x 70.50 = 747.77 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 85.23) = 739.22 mm
Sa는 작은 값인 739.22 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 739.22 mm) ∴ O.K

③ C(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 105.987 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 101.150/3)]
= 119.710 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x2292.000)]
= 101.150 mm

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 119.71) - 2.5 x 70.50 = 481.59 ㎜

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 119.71) = 526.27 ㎜

Sa는 작은 값인 481.59 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 481.59 ㎜) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

9.1 접속슬래브 검토(좌측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 6.000 = 4.200 m

- 등분포 고정하중

W1 = 23.000 x 0.430 = 9.890 kN/m ; 접속판위의 포장

W2 = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m ; 접속판의 자중

Wd = 9.890 + 11.250 = 21.140 kN/m

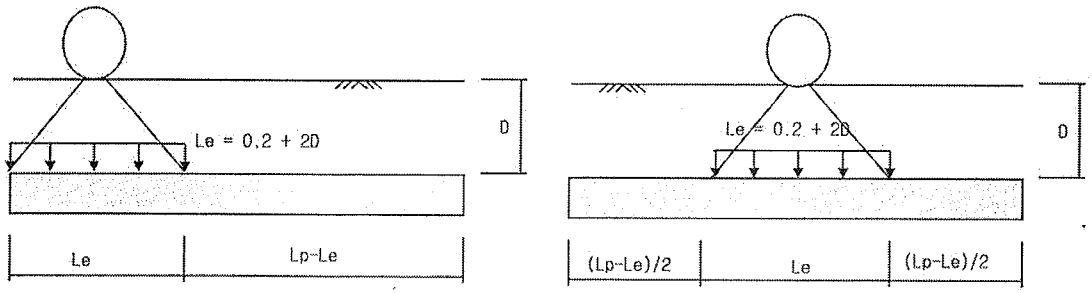
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 21.140 x 4.200 / 2 = 44.394 kN/m

Md = 21.140 x 4.200^2 / 8 = 46.614 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 96.0 x (1 + i) / [3 x (0.2 + 2D)]

= 2 x 96.0 x (1 + 0.300) / [3 x (0.2 + 2 x 0.430)]

= 78.491 kN

Vl = Ps x Le - (Ps x Le^2) / (2 x Lp)

= 78.491 x 1.060 - (78.491 x 1.060^2) / (2 x 4.200)

= 72.701 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 78.491 x 4.200/2 x 1.060/2 - 78.491 x 1.060/2 x 1.060/4

= 76.336 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 44.394 + 2.15 x 72.701

= 214.019 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 46.614 + 2.15 x 76.336

= 224.720 kN/m

2) 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	224.72	214.02

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2506.638 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.235]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 224.720 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.220]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 214.019 kN) , 전단보강 불필요.

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 122.950 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 118.729 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x3096.800)]
= 106.819 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

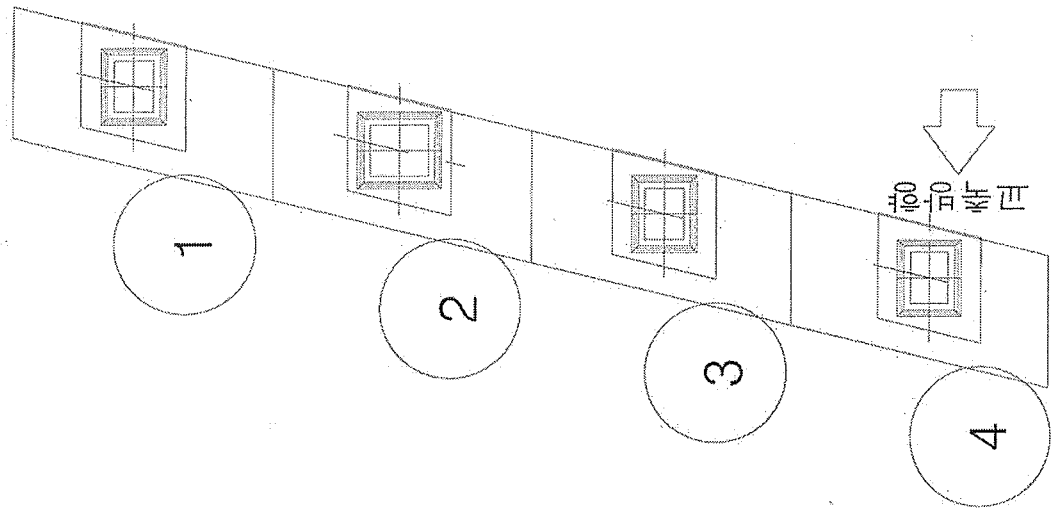
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

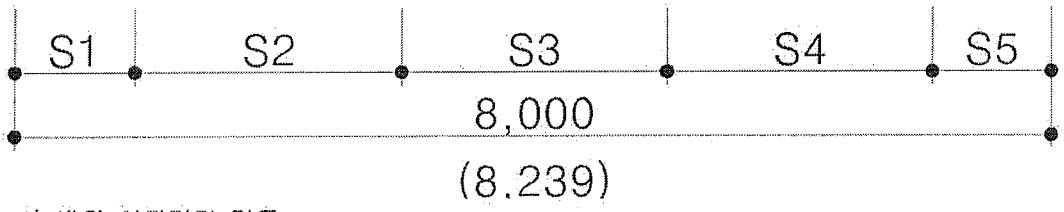
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 118.73) - 2.5 x 69.00 = 490.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 118.73) = 530.62 mm

Sa는 작은 값인 490.78 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 490.78 mm) ∴ O.K

10. 교좌부 검토





1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 13.000 = 265.000 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	265.000	400.000	300.000	381.930	O.K
2	265.000	400.000	450.000	363.993	O.K
3	265.000	400.000	300.000	381.930	O.K
4	265.000	400.000	300.000	381.930	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 76.2° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 13.84°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 13.000 + 6.66 \times 5.050) \times (1 + 0.000125 \times 13.84^2)$

= 261.454 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1030 - 50 - 50 = 930 mm ≥ 261 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	550.000	359.300	O.K	103.500	46.038	O.K
SHOE 2	550.000	409.260	O.K	103.500	45.952	O.K
SHOE 3	550.000	406.130	O.K	103.500	46.031	O.K
SHOE 4	550.000	369.200	O.K	103.500	46.303	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

4) 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	359.300	34.615	34.415	912.000	1274.500	
2	409.260	34.551	34.469	1062.000	1324.500	
3	406.130	34.610	34.490	912.000	1324.500	
4	369.200	34.814	34.470	912.000	1274.500	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	633.903	886.900	O.K	708.502	886.900	O.K
2	689.529	886.900	O.K	762.165	886.900	O.K
3	686.412	886.900	O.K	771.437	886.900	O.K
4	646.338	886.900	O.K	722.068	886.900	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	230.767	3547.600	O.K	229.436	3547.600	O.K
2	230.337	3547.600	O.K	229.794	3547.600	O.K
3	230.732	3547.600	O.K	229.930	3547.600	O.K
4	232.094	3547.600	O.K	229.802	3547.600	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 4

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 369.200 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

δ = α x ΔT x L

= 0.000012 x 25.0 x 13.0

= 0.003900 m

Ph = kh x δ ; kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

= 1725.000 x 0.003900

= 6.728 kN/m

Hx1 = 6.728 / 1.15 = 5.850 kN

Hx2 = 46.303 / 1.33 = 34.814 kN

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 34.814 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 45.845 / 1.33 = 34.470 kN

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 34.470 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 400.000 mm b1y = 300.000 mm

b2x = 612.000 mm b2y = 925.000 mm

bcx = 2 x b2x = 1224.000 mm < 5 x b1x = 2000.000 mm

bcy = 2 x b2y = 1850.000 mm > 5 x b1y = 1500.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 400.000/1224.000) x 369.200 x 10^3 /150.000

= 414.244 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 300.000/1500.000) x 369.200 x 10^3 /150.000

= 492.267 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 34.814 x 10^3 / 150.000

= 232.094 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 34.470 x 10^3 / 150.000

= 229.802 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 400.000 + 925.000 = 1325.000 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 612.000 mm가 Bxo/2 = 662.500 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 612.000 + (400.000+925.000)/2 = 1274.500 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 300.000 + 612.000 = 912.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 492.267 + 229.802 = 722.068 mm^2

Bxo = 1274.500 mm 범위내에서 D13 - 7 EA

As = 126.700 x 7 = 886.900 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 414.244 + 232.094 = 646.338 mm^2

Byo = 912.000 mm 범위내에서 D13 - 7 EA

As = 126.700 x 7 = 886.900 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 4

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 34.470 x 10^3 / 150.000 = 229.802 mm^2

사용철근 : D13 - 14 EA + D13 - 14 EA

As = 126.700 x 14 + 126.700 x 14 = 3547.600 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

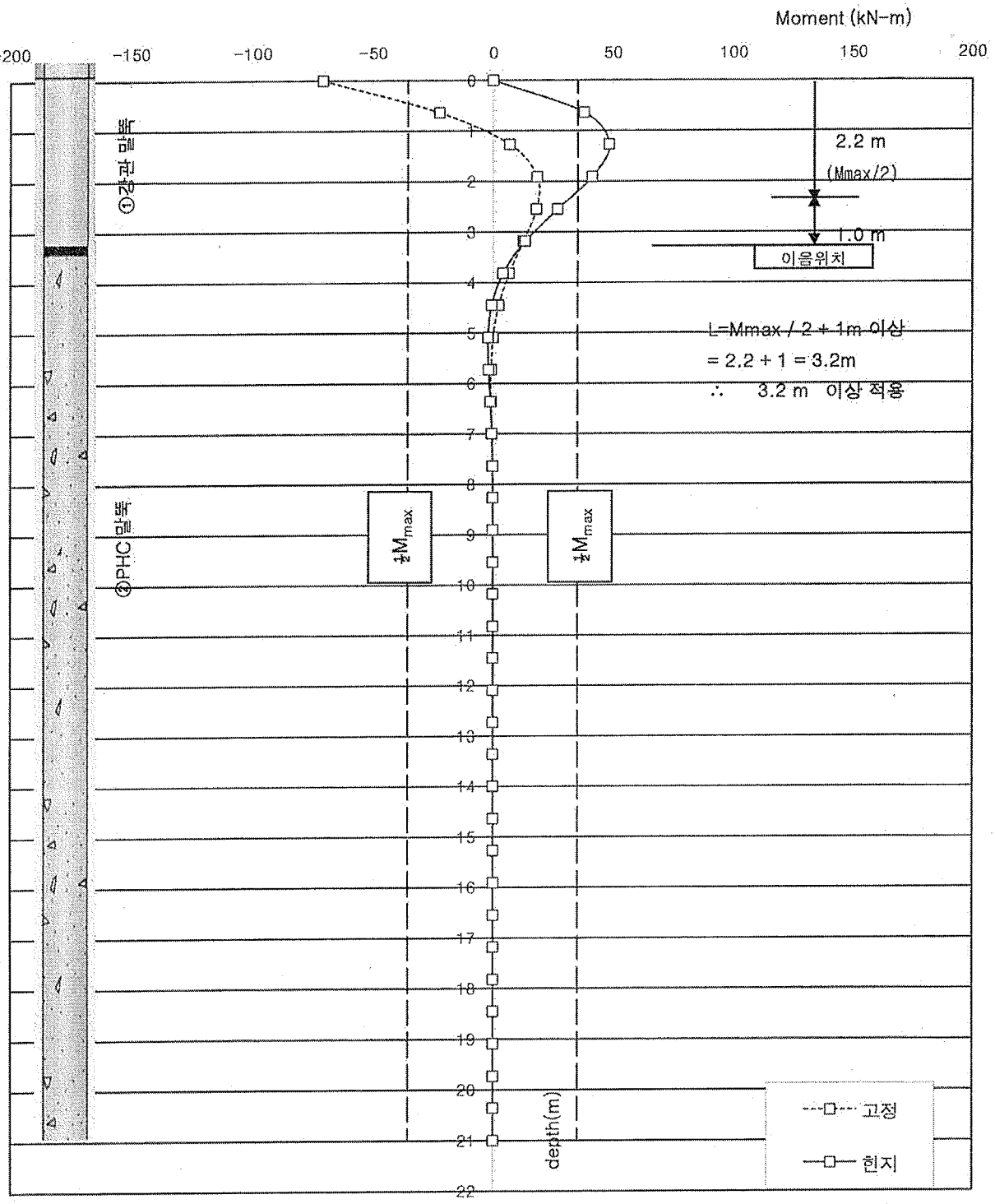
As1 = Hx/fsa = 34.814 x 10^3 / 150.000 = 232.094 mm^2

사용철근 : D13 - 14 EA + D13 - 14 EA

As = 126.700 x 14 + 126.700 x 14 = 3547.600 mm^2 ∴ O.K

11.HCP 말뚝검토

11.1 HCP 이음위치 검토



11.2 HCP 말뚝검토

1) 설계조건

① 지반조건 및 기본가정

구 분		적 용	비 고
말뚝의 시공방법		프리보링 HCP말뚝	
말뚝 머리의 평균 N치	NH	9	
말뚝 선단의 평균 N치	Ne	50	
변 형 계 수	E0	4·N	
말뚝 선단의 근입깊이		1.0 m	
두부의 돌출길이		0.0 m	
말뚝의 총길이	L	20.9 m	

② 말뚝의 제원

a. 강관말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Ds	500 mm	
말 뚝 두 께	ts	9 mm	
부 식 두 께	t1s	2 mm	
유 효 지 름	Des	496 mm	
말 뚝 길 이	Ls	3.2 m	
단면2차모멘트	Is	321494456 mm^4	
탄 성 계 수	Es	205000 MPa	
강재의 종류		SKK400	

b. PHC말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Dp	500 mm	A 종
말 뚝 두 께	tp	80 mm	
말뚝압축강도	fc	80 MPa	
말뚝유효프리스트레스	fce	4 MPa	
부 식 두 께	t1p	0 mm	
유 효 지 름	Dep	500 mm	
말 뚝 길 이	Lp	17.7 m	
단면2차모멘트	Ip	2411989176 mm^4	
탄 성 계 수	Ep	40000 MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

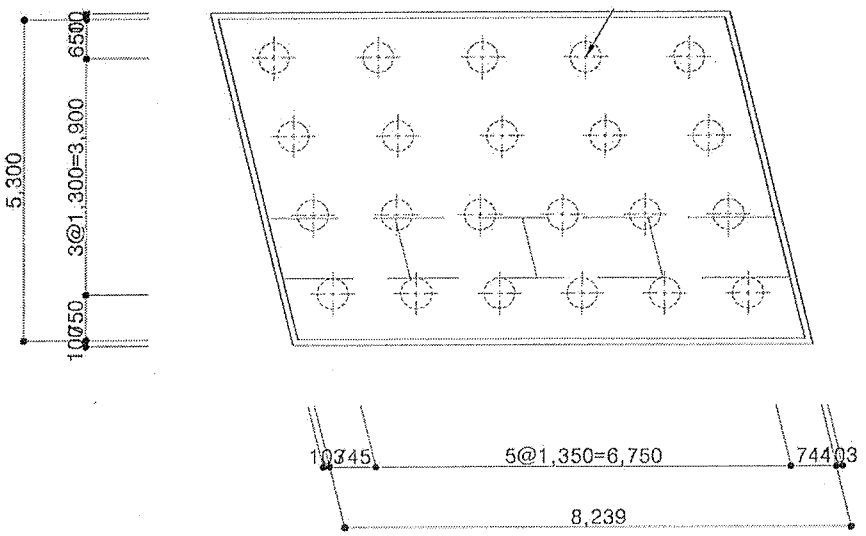
a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ500으로 동일함

b. 강관말뚝과 PHC의 연결은 하중분산용 구조체인 결합구를 강관말뚝 내측에 삽입후 강결시켜야 하며, 결합구가 부착된 강관말뚝과 PHC를 용접으로 연결 함.

2) 파일도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	4957.769	948.136	-391.664	하중+활하중+토압+온도하중(1+3+
	COMBO 2	4710.599	813.371	-499.323	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)
	COMBO 3	4710.599	1305.148	1691.105	하중+토압+지진하중+온도하중(2+
	COMBO 4	6501.650	975.044	1241.815	+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7
	COMBO 5	5250.179	840.279	162.756	정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+
	COMBO 6	5250.179	1482.690	3123.857	중+토압+지진하중+온도하중(2+4+
계수하중	COMBO 1	6849.826	1611.831	-301.392	하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 2	6318.410	1382.730	-347.513	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7
	COMBO 3	4710.599	1305.148	1691.105	하중+토압+지진하중+온도하중(2+
	COMBO 4	9710.527	1646.812	2650.974	활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8
	COMBO 5	7019.864	1417.711	512.450	정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+
	COMBO 6	5250.179	1482.690	3123.857	중+토압+지진하중+온도하중(2+4+

3) 말뚝의 배치



※ 말뚝의 간격 검토

구 분	적 용		비교	허 용			비 고
말뚝의 최소중심간격	1.3	m	>	2.5 · D =	1.25	m	∴ O.K
말뚝의 연단거리	0.75	m	>	1.25 · D =	0.625	m	∴ O.K

4) 말뚝의 스프링 정수 산정

① 축방향 스프링정수

구 분	계 산 식	적 용 값
a	0.013 ·(L/D)+ 0.53	1.078
Kv	a·A·E / L	190974 kN/m

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

구 분		계 산 식	적 용 값		
			상시	지진시	
E_0		4·N	3600		kN/m²
α		-	1	2	
B_H		$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	1.298	1.179	
K_{H0}		$\frac{1}{30}\alpha E_o$	12000	24000	kN/m³
K_H		$k_{H0}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	4001	8597	kN/m³
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.295	0.357	m⁻¹
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝)	6.156 ≥ 3	7.453 ≥ 3	
		1<βL<3 (유한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	
고정	K1	4·E·I·β³	6737	11956	kN/m
	K2	2·E·I·β²	11436	16764	kN/rad
	K3	2·E·I·β²	11436	16764	kN.m/m
	K4	2·E·I·β	38826	47007	kN.m/rad
힌지	K1	2·E·I·β³	3369	5978	kN/m
	K2,K3,K4	-	0	0	

h : 설계 지반면보다 위에 있는 부분의 말뚝 축방향 길이 (m)

5) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	148216	263041
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-251596	-368798
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	4201432	4201432
Aya,Aay	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i + K_2 \sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i \sin\theta_i + K_4\right\}$	9671008	9850996
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x \\ \delta_y \\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o \\ V_o \\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0066206	0.0011800	0.0001317	0.0113220	0.0016304	0.0002634
COMBO 2	0.0056496	0.0011212	0.0000953	0.0096964	0.0015039	0.0002163
COMBO 3	0.0054907	0.0011212	0.0003772	0.0054907	0.0011212	0.0003772
COMBO 4	0.0071105	0.0015475	0.0003134	0.0121110	0.0023112	0.0005892
COMBO 5	0.0059611	0.0012496	0.0001719	0.0101012	0.0016708	0.0003158
COMBO 6	0.0064182	0.0012496	0.0005574	0.0064182	0.0012496	0.0005574

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.111 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0066206	0.0014213	0.0001317	271.440	43.097	-70.600
	2	0.0066206	0.0012501	0.0001317	238.733	43.097	-70.600
	3	0.0066206	0.0010788	0.0001317	206.027	43.097	-70.600
	4	0.0066206	0.0009076	0.0001317	173.320	43.097	-70.600
COMBO 2	1	0.0056496	0.0012958	0.0000953	247.473	36.971	-60.908
	2	0.0056496	0.0011719	0.0000953	223.802	36.971	-60.908
	3	0.0056496	0.0010479	0.0000953	200.131	36.971	-60.908
	4	0.0056496	0.0009240	0.0000953	176.459	36.971	-60.908
COMBO 3	1	0.0054907	0.0018122	0.0003772	346.083	59.325	-74.311
	2	0.0054907	0.0013218	0.0003772	252.431	59.325	-74.311
	3	0.0054907	0.0008314	0.0003772	158.778	59.325	-74.311
	4	0.0054907	0.0003410	0.0003772	65.125	59.325	-74.311
COMBO 4	1	0.0071105	0.0021216	0.0003134	405.162	44.320	-69.149
	2	0.0071105	0.0017142	0.0003134	327.358	44.320	-69.149
	3	0.0071105	0.0013067	0.0003134	249.554	44.320	-69.149
	4	0.0071105	0.0008993	0.0003134	171.750	44.320	-69.149
COMBO 5	1	0.0059611	0.0015645	0.0001719	298.784	38.195	-61.498
	2	0.0059611	0.0013410	0.0001719	256.104	38.195	-61.498
	3	0.0059611	0.0011176	0.0001719	213.425	38.195	-61.498
	4	0.0059611	0.0008941	0.0001719	170.745	38.195	-61.498
COMBO 6	1	0.0064182	0.0022707	0.0005574	433.638	67.395	-81.391
	2	0.0064182	0.0015460	0.0005574	295.255	67.395	-81.391
	3	0.0064182	0.0008214	0.0005574	156.873	67.395	-81.391
	4	0.0064182	0.0000968	0.0005574	18.491	67.395	-81.391

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0113220	0.0021128	0.0002634	403.495	73.265	-119.254
	2	0.0113220	0.0017704	0.0002634	338.106	73.265	-119.254
	3	0.0113220	0.0014280	0.0002634	272.717	73.265	-119.254
	4	0.0113220	0.0010856	0.0002634	207.328	73.265	-119.254
COMBO 2	1	0.0096964	0.0019001	0.0002163	362.876	62.851	-102.490
	2	0.0096964	0.0016189	0.0002163	309.171	62.851	-102.490
	3	0.0096964	0.0013377	0.0002163	255.465	62.851	-102.490
	4	0.0096964	0.0010565	0.0002163	201.760	62.851	-102.490
COMBO 3	1	0.0054907	0.0018122	0.0003772	346.083	59.325	-74.311
	2	0.0054907	0.0013218	0.0003772	252.431	59.325	-74.311
	3	0.0054907	0.0008314	0.0003772	158.778	59.325	-74.311
	4	0.0054907	0.0003410	0.0003772	65.125	59.325	-74.311
COMBO 4	1	0.0121110	0.0033905	0.0005892	647.504	74.855	-115.628
	2	0.0121110	0.0026246	0.0005892	501.228	74.855	-115.628
	3	0.0121110	0.0018586	0.0005892	354.952	74.855	-115.628
	4	0.0121110	0.0010927	0.0005892	208.676	74.855	-115.628
COMBO 5	1	0.0101012	0.0022493	0.0003158	429.553	64.441	-103.259
	2	0.0101012	0.0018388	0.0003158	351.156	64.441	-103.259
	3	0.0101012	0.0014283	0.0003158	272.760	64.441	-103.259
	4	0.0101012	0.0010177	0.0003158	194.363	64.441	-103.259
COMBO 6	1	0.0064182	0.0022707	0.0005574	433.638	67.395	-81.391
	2	0.0064182	0.0015460	0.0005574	295.255	67.395	-81.391
	3	0.0064182	0.0008214	0.0005574	156.873	67.395	-81.391
	4	0.0064182	0.0000968	0.0005574	18.491	67.395	-81.391

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.832	0	271.440	43.097	-70.600	6
	2	0.532	0	238.733	43.097	-70.600	6
	3	-0.768	0	206.027	43.097	-70.600	5
	4	-2.068	0	173.320	43.097	-70.600	5
	계			4957.769	948.136	-391.664	22
COMBO 2	1	1.832	0	247.473	36.971	-60.908	6
	2	0.532	0	223.802	36.971	-60.908	6
	3	-0.768	0	200.131	36.971	-60.908	5
	4	-2.068	0	176.459	36.971	-60.908	5
	계			4710.599	813.371	-499.323	22
COMBO 3	1	1.832	0	346.083	59.325	-74.311	6
	2	0.532	0	252.431	59.325	-74.311	6
	3	-0.768	0	158.778	59.325	-74.311	5
	4	-2.068	0	65.125	59.325	-74.311	5
	계			4710.599	1305.148	1691.105	22
COMBO 4	1	1.832	0	405.162	44.320	-69.149	6
	2	0.532	0	327.358	44.320	-69.149	6
	3	-0.768	0	249.554	44.320	-69.149	5
	4	-2.068	0	171.750	44.320	-69.149	5
	계			6501.650	975.044	1241.815	22
COMBO 5	1	1.832	0	298.784	38.195	-61.498	6
	2	0.532	0	256.104	38.195	-61.498	6
	3	-0.768	0	213.425	38.195	-61.498	5
	4	-2.068	0	170.745	38.195	-61.498	5
	계			5250.179	840.279	162.756	22
COMBO 6	1	1.832	0	433.638	67.395	-81.391	6
	2	0.532	0	295.255	67.395	-81.391	6
	3	-0.768	0	156.873	67.395	-81.391	5
	4	-2.068	0	18.491	67.395	-81.391	5
	계			5250.179	1482.690	3123.857	22

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.832	0	403.495	73.265	-119.254	6
	2	0.532	0	338.106	73.265	-119.254	6
	3	-0.768	0	272.717	73.265	-119.254	5
	4	-2.068	0	207.328	73.265	-119.254	5
	계			6849.826	1611.831	-301.392	22
COMBO 2	1	1.832	0	362.876	62.851	-102.490	6
	2	0.532	0	309.171	62.851	-102.490	6
	3	-0.768	0	255.465	62.851	-102.490	5
	4	-2.068	0	201.760	62.851	-102.490	5
	계			6318.410	1382.730	-347.513	22
COMBO 3	1	1.832	0	346.083	59.325	-74.311	6
	2	0.532	0	252.431	59.325	-74.311	6
	3	-0.768	0	158.778	59.325	-74.311	5
	4	-2.068	0	65.125	59.325	-74.311	5
	계			4710.599	1305.148	1691.105	22
COMBO 4	1	1.832	0	647.504	74.855	-115.628	6
	2	0.532	0	501.228	74.855	-115.628	6
	3	-0.768	0	354.952	74.855	-115.628	5
	4	-2.068	0	208.676	74.855	-115.628	5
	계			9710.527	1646.812	2650.974	22
COMBO 5	1	1.832	0	429.553	64.441	-103.259	6
	2	0.532	0	351.156	64.441	-103.259	6
	3	-0.768	0	272.760	64.441	-103.259	5
	4	-2.068	0	194.363	64.441	-103.259	5
	계			7019.864	1417.711	512.450	22
COMBO 6	1	1.832	0	433.638	67.395	-81.391	6
	2	0.532	0	295.255	67.395	-81.391	6
	3	-0.768	0	156.873	67.395	-81.391	5
	4	-2.068	0	18.491	67.395	-81.391	5
	계			5250.179	1482.690	3123.857	22

② 말뚝머리 힌지일 경우

ⓐ 기초의 변위

$\sum (K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i)$ 말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_v - K_1)\sin\theta_i \cos\theta_i$	74108	131520
Axy,Ayx	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\}$	0	0
Axa,Aax	$\sum (K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i)$	0	0
Ayy	$\sum \{(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i)x_i + K_2 \sin\theta_i\}$	4201432	4201432
Aya,Aay	$\sum \{(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin\theta_i + K_4\}$	0	0
Aaa		8816844	8816844
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0127940	0.0011800	-0.0000444	0.0217498	0.0016304	-0.0000342
COMBO 2	0.0109755	0.0011212	-0.0000566	0.0186583	0.0015039	-0.0000394
COMBO 3	0.0099235	0.0011212	0.0001918	0.0099235	0.0011212	0.0001918
COMBO 4	0.0131571	0.0015475	0.0001408	0.0222218	0.0023112	0.0003007
COMBO 5	0.0113386	0.0012496	0.0000185	0.0191303	0.0016708	0.0000581
COMBO 6	0.0112735	0.0012496	0.0003543	0.0112735	0.0012496	0.0003543

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 13.157 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0127940	0.0010986	-0.0000444	209.813	43.097	0.000
	2	0.0127940	0.0011564	-0.0000444	220.841	43.097	0.000
	3	0.0127940	0.0012141	-0.0000444	231.870	43.097	0.000
	4	0.0127940	0.0012719	-0.0000444	242.899	43.097	0.000
COMBO 2	1	0.0109755	0.0010174	-0.0000566	194.306	36.971	0.000
	2	0.0109755	0.0010911	-0.0000566	208.366	36.971	0.000
	3	0.0109755	0.0011647	-0.0000566	222.426	36.971	0.000
	4	0.0109755	0.0012383	-0.0000566	236.486	36.971	0.000
COMBO 3	1	0.0099235	0.0014725	0.0001918	281.217	59.325	0.000
	2	0.0099235	0.0012232	0.0001918	233.598	59.325	0.000
	3	0.0099235	0.0009738	0.0001918	185.980	59.325	0.000
	4	0.0099235	0.0007245	0.0001918	138.361	59.325	0.000
COMBO 4	1	0.0131571	0.0018055	0.0001408	344.802	44.320	0.000
	2	0.0131571	0.0016224	0.0001408	309.834	44.320	0.000
	3	0.0131571	0.0014393	0.0001408	274.867	44.320	0.000
	4	0.0131571	0.0012562	0.0001408	239.900	44.320	0.000
COMBO 5	1	0.0113386	0.0012834	0.0000185	245.102	38.195	0.000
	2	0.0113386	0.0012594	0.0000185	240.519	38.195	0.000
	3	0.0113386	0.0012354	0.0000185	235.936	38.195	0.000
	4	0.0113386	0.0012114	0.0000185	231.353	38.195	0.000
COMBO 6	1	0.0112735	0.0018986	0.0003543	362.591	67.395	0.000
	2	0.0112735	0.0014380	0.0003543	274.629	67.395	0.000
	3	0.0112735	0.0009774	0.0003543	186.667	67.395	0.000
	4	0.0112735	0.0005168	0.0003543	98.705	67.395	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0217498	0.0015677	-0.0000342	299.397	73.265	0.000
	2	0.0217498	0.0016122	-0.0000342	307.884	73.265	0.000
	3	0.0217498	0.0016566	-0.0000342	316.371	73.265	0.000
	4	0.0217498	0.0017011	-0.0000342	324.857	73.265	0.000
COMBO 2	1	0.0186583	0.0014317	-0.0000394	273.412	62.851	0.000
	2	0.0186583	0.0014829	-0.0000394	283.197	62.851	0.000
	3	0.0186583	0.0015341	-0.0000394	292.983	62.851	0.000
	4	0.0186583	0.0015854	-0.0000394	302.768	62.851	0.000
COMBO 3	1	0.0099235	0.0014725	0.0001918	281.217	59.325	0.000
	2	0.0099235	0.0012232	0.0001918	233.598	59.325	0.000
	3	0.0099235	0.0009738	0.0001918	185.980	59.325	0.000
	4	0.0099235	0.0007245	0.0001918	138.361	59.325	0.000
COMBO 4	1	0.0222218	0.0028620	0.0003007	546.572	74.855	0.000
	2	0.0222218	0.0024711	0.0003007	471.925	74.855	0.000
	3	0.0222218	0.0020803	0.0003007	397.278	74.855	0.000
	4	0.0222218	0.0016894	0.0003007	322.632	74.855	0.000
COMBO 5	1	0.0191303	0.0017773	0.0000581	339.417	64.441	0.000
	2	0.0191303	0.0017017	0.0000581	324.988	64.441	0.000
	3	0.0191303	0.0016262	0.0000581	310.558	64.441	0.000
	4	0.0191303	0.0015506	0.0000581	296.128	64.441	0.000
COMBO 6	1	0.0112735	0.0018986	0.0003543	362.591	67.395	0.000
	2	0.0112735	0.0014380	0.0003543	274.629	67.395	0.000
	3	0.0112735	0.0009774	0.0003543	186.667	67.395	0.000
	4	0.0112735	0.0005168	0.0003543	98.705	67.395	0.000

◎ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.832	0	209.813	43.097	0.000	6
	2	0.532	0	220.841	43.097	0.000	6
	3	-0.768	0	231.870	43.097	0.000	5
	4	-2.068	0	242.899	43.097	0.000	5
	계			4957.769	948.136	-391.664	22
COMBO 2	1	1.832	0	194.306	36.971	0.000	6
	2	0.532	0	208.366	36.971	0.000	6
	3	-0.768	0	222.426	36.971	0.000	5
	4	-2.068	0	236.486	36.971	0.000	5
	계			4710.599	813.371	-499.323	22
COMBO 3	1	1.832	0	281.217	59.325	0.000	6
	2	0.532	0	233.598	59.325	0.000	6
	3	-0.768	0	185.980	59.325	0.000	5
	4	-2.068	0	138.361	59.325	0.000	5
	계			4710.599	1305.148	1691.105	22
COMBO 4	1	1.832	0	344.802	44.320	0.000	6
	2	0.532	0	309.834	44.320	0.000	6
	3	-0.768	0	274.867	44.320	0.000	5
	4	-2.068	0	239.900	44.320	0.000	5
	계			6501.650	975.044	1241.815	22
COMBO 5	1	1.832	0	245.102	38.195	0.000	6
	2	0.532	0	240.519	38.195	0.000	6
	3	-0.768	0	235.936	38.195	0.000	5
	4	-2.068	0	231.353	38.195	0.000	5
	계			5250.179	840.279	162.756	22
COMBO 6	1	1.832	0	362.591	67.395	0.000	6
	2	0.532	0	274.629	67.395	0.000	6
	3	-0.768	0	186.667	67.395	0.000	5
	4	-2.068	0	98.705	67.395	0.000	5
	계			5250.179	1482.690	3123.857	22

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.832	0	299.397	73.265	0.000	6
	2	0.532	0	307.884	73.265	0.000	6
	3	-0.768	0	316.371	73.265	0.000	5
	4	-2.068	0	324.857	73.265	0.000	5
	계			6849.826	1611.831	-301.392	22
COMBO 2	1	1.832	0	273.412	62.851	0.000	6
	2	0.532	0	283.197	62.851	0.000	6
	3	-0.768	0	292.983	62.851	0.000	5
	4	-2.068	0	302.768	62.851	0.000	5
	계			6318.410	1382.730	-347.513	22
COMBO 3	1	1.832	0	281.217	59.325	0.000	6
	2	0.532	0	233.598	59.325	0.000	6
	3	-0.768	0	185.980	59.325	0.000	5
	4	-2.068	0	138.361	59.325	0.000	5
	계			4710.599	1305.148	1691.105	22
COMBO 4	1	1.832	0	546.572	74.855	0.000	6
	2	0.532	0	471.925	74.855	0.000	6
	3	-0.768	0	397.278	74.855	0.000	5
	4	-2.068	0	322.632	74.855	0.000	5
	계			9710.527	1646.812	2650.974	22
COMBO 5	1	1.832	0	339.417	64.441	0.000	6
	2	0.532	0	324.988	64.441	0.000	6
	3	-0.768	0	310.558	64.441	0.000	5
	4	-2.068	0	296.128	64.441	0.000	5
	계			7019.864	1417.711	512.450	22
COMBO 6	1	1.832	0	362.591	67.395	0.000	6
	2	0.532	0	274.629	67.395	0.000	6
	3	-0.768	0	186.667	67.395	0.000	5
	4	-2.068	0	98.705	67.395	0.000	5
	계			5250.179	1482.690	3123.857	22

11.3 말뚝머리 작용력 집계표

1) 말뚝머리 고정일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	271.440	43.097	-70.600	403.495	73.265	-119.254
	2	238.733	43.097	-70.600	338.106	73.265	-119.254
	3	206.027	43.097	-70.600	272.717	73.265	-119.254
	4	173.320	43.097	-70.600	207.328	73.265	-119.254
COMBO 2	1	247.473	36.971	-60.908	362.876	62.851	-102.490
	2	223.802	36.971	-60.908	309.171	62.851	-102.490
	3	200.131	36.971	-60.908	255.465	62.851	-102.490
	4	176.459	36.971	-60.908	201.760	62.851	-102.490
COMBO 3	1	346.083	59.325	-74.311	346.083	59.325	-74.311
	2	252.431	59.325	-74.311	252.431	59.325	-74.311
	3	158.778	59.325	-74.311	158.778	59.325	-74.311
	4	65.125	59.325	-74.311	65.125	59.325	-74.311
COMBO 4	1	405.162	44.320	-69.149	647.504	74.855	-115.628
	2	327.358	44.320	-69.149	501.228	74.855	-115.628
	3	249.554	44.320	-69.149	354.952	74.855	-115.628
	4	171.750	44.320	-69.149	208.676	74.855	-115.628
COMBO 5	1	298.784	38.195	-61.498	429.553	64.441	-103.259
	2	256.104	38.195	-61.498	351.156	64.441	-103.259
	3	213.425	38.195	-61.498	272.760	64.441	-103.259
	4	170.745	38.195	-61.498	194.363	64.441	-103.259
COMBO 6	1	433.638	67.395	-81.391	433.638	67.395	-81.391
	2	295.255	67.395	-81.391	295.255	67.395	-81.391
	3	156.873	67.395	-81.391	156.873	67.395	-81.391
	4	18.491	67.395	-81.391	18.491	67.395	-81.391

2) 말뚝머리 힌지일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	209.813	43.097	0.000	299.397	73.265	0.000
	2	220.841	43.097	0.000	307.884	73.265	0.000
	3	231.870	43.097	0.000	316.371	73.265	0.000
	4	242.899	43.097	0.000	324.857	73.265	0.000
COMBO 2	1	194.306	36.971	0.000	273.412	62.851	0.000
	2	208.366	36.971	0.000	283.197	62.851	0.000
	3	222.426	36.971	0.000	292.983	62.851	0.000
	4	236.486	36.971	0.000	302.768	62.851	0.000
COMBO 3	1	281.217	59.325	0.000	281.217	59.325	0.000
	2	233.598	59.325	0.000	233.598	59.325	0.000
	3	185.980	59.325	0.000	185.980	59.325	0.000
	4	138.361	59.325	0.000	138.361	59.325	0.000
COMBO 4	1	344.802	44.320	0.000	546.572	74.855	0.000
	2	309.834	44.320	0.000	471.925	74.855	0.000
	3	274.867	44.320	0.000	397.278	74.855	0.000
	4	239.900	44.320	0.000	322.632	74.855	0.000
COMBO 5	1	245.102	38.195	0.000	339.417	64.441	0.000
	2	240.519	38.195	0.000	324.988	64.441	0.000
	3	235.936	38.195	0.000	310.558	64.441	0.000
	4	231.353	38.195	0.000	296.128	64.441	0.000
COMBO 6	1	362.591	67.395	0.000	362.591	67.395	0.000
	2	274.629	67.395	0.000	274.629	67.395	0.000
	3	186.667	67.395	0.000	186.667	67.395	0.000
	4	98.705	67.395	0.000	98.705	67.395	0.000

11.4 말뚝의 안정성 검토

1) 말뚝의 허용지지력 검토

① 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra1 = 957.580 kN(평상시)

Ra2 = 1436.370 kN(지진시)

② 말뚝의 허용변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 13.157 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 11.273 mm ∴ O.K

③ 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 303.067 kN(평상시)

Pa2 = 454.600 kN(지진시)

④ 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	271.440	173.320	957.580	303.067	O.K
	HINGE	242.899	209.813	957.580	303.067	O.K
COMBO 2	FIX	247.473	176.459	957.580	303.067	O.K
	HINGE	236.486	194.306	957.580	303.067	O.K
COMBO 3	FIX	346.083	65.125	1436.370	454.600	O.K
	HINGE	281.217	138.361	1436.370	454.600	O.K
COMBO 4	FIX	405.162	171.750	957.580	303.067	O.K
	HINGE	344.802	239.900	957.580	303.067	O.K
COMBO 5	FIX	298.784	170.745	957.580	303.067	O.K
	HINGE	245.102	231.353	957.580	303.067	O.K
COMBO 6	FIX	433.638	18.491	1436.370	454.600	O.K
	HINGE	362.591	98.705	1436.370	454.600	O.K

2) 말뚝의 응력 검토

① 말뚝의 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

장경비 (L/D) = 20.90/0.500 = 41.800 < 85 이므로 장경비에 따른 허용응력의 감소 없음.

② 강관말뚝의 합성응력 검토

fsa = 140.000 MPa (평상시)

= 210.000 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M × y/Io

= V ÷ 10754 ± M × (500 ÷ 2) ÷ 321494456

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	271.440	70.600	80.141	140	O.K
	HINGE	242.899	47.172	59.269	140	O.K
COMBO 2	FIX	247.473	60.908	70.376	140	O.K
	HINGE	236.486	40.467	53.459	140	O.K
COMBO 3	FIX	346.083	74.311	89.968	210	O.K
	HINGE	281.217	53.632	67.856	210	O.K
COMBO 4	FIX	405.162	69.149	91.449	140	O.K
	HINGE	344.802	48.510	69.786	140	O.K
COMBO 5	FIX	298.784	61.498	75.606	140	O.K
	HINGE	245.102	41.806	55.301	140	O.K
COMBO 6	FIX	433.638	81.391	103.616	210	O.K
	HINGE	362.591	60.928	81.097	210	O.K

③ 강관말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

τ = α × Ho / Ap

α = 4 × (D^2 + D×d + d^2) / (3 × (D^2 + d^2))

= 4 × (496.000^2 + 496.000 × 482.000 + 482.000^2) ÷ (3 × (496.000^2 + 482.000^2))

= 2.000 ; 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	43.097	8.014	80	O.K
	HINGE	43.097	8.014	80	O.K
COMBO 2	FIX	36.971	6.875	80	O.K
	HINGE	36.971	6.875	80	O.K
COMBO 3	FIX	59.325	11.032	120	O.K
	HINGE	59.325	11.032	120	O.K
COMBO 4	FIX	44.320	8.242	80	O.K
	HINGE	44.320	8.242	80	O.K
COMBO 5	FIX	38.195	7.103	80	O.K
	HINGE	38.195	7.103	80	O.K
COMBO 6	FIX	67.395	12.533	120	O.K
	HINGE	67.395	12.533	120	O.K

④ PHC 말뚝의 합성응력 검토

fca' (압축측) = 20.000 MPa (평상시)

= 26.600 MPa (지진시)

fca (인장측) = 0 MPa (평상시)

= -3.000 MPa (지진시)

f = V/Ap + fpe ± M × y/Io

= V ÷ 105558 + 4.00 ± M × (500.0 ÷ 2) ÷ 2411989176

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fmin	fca'	fca	비 고
평상시 최대	FIX	405.162	12.384	9.122	6.555	20	0	O.K
	HINGE	344.802	13.082	8.622	5.911	20	0	O.K
평상시 최소	FIX	170.745	12.384	6.901	4.334	20	0	O.K
	HINGE	194.306	13.082	7.197	4.485	20	0	O.K
지진시 최대	FIX	433.638	18.336	10.009	6.208	26.60	-3	O.K
	HINGE	362.591	16.402	9.135	5.735	26.60	-3	O.K
지진시 최소	FIX	18.491	18.336	6.076	2.275	26.60	-3	O.K
	HINGE	98.705	16.402	6.635	3.235	26.60	-3	O.K

⑤ PHC 말뚝의 전단응력 검토

τpa = 0.85 Mpa × C_N [축방향압축력에 대한 보정계수]

여기서, C_N = 1 + M_o / M

= 1.525 (1 ≤ CN ≤ 2)

※ CN = 1.525 적용

M : 부재단면에 작용하는 휨모멘트 (N.mm)

M_o : 축방향 압축력에 의해 콘크리트 응력이 부재 인장연에서 영으로 되는 휨모멘트 (N.mm)

$$M_o = \frac{N \times Ic}{Ac \times y}$$

N : 부재단면에 작용하는 축방향압축력 (N)

Ic : 부재단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

Ac : 부재단면적 (mm^2)

y : 부재단면의 도심에서 부재인장선까지의 거리 (mm)

τpa = 0.85 × C_N ≤ 1.20 MPa (평상시)

∴ τpa = 0.85 × C_N = 1.30 MPa (평상시)

※ τpa = 1.200 MPa (평상시) 적용

= 1.596 MPa (지진시)

τp = α × Ho / Ap

α = 4 × (500.000^2 + 500.000 × 340.000 + 340.000^2) ÷ (3 × (500.000^2 + 340.000^2)) = 1.953 ; 전단형상계수

= 1.953 × Ho / 105558

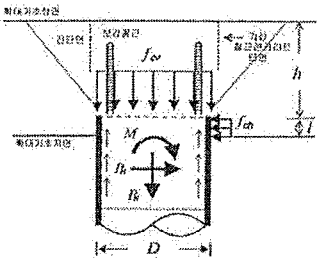
구 분		H(kN)	τp	τpa	비 고
평상시최대	FIX	5.190	0.096	1.200	O.K
	HINGE	13.282	0.246	1.200	O.K
지진시최대	FIX	9.996	0.185	1.596	O.K
	HINGE	20.172	0.373	1.596	O.K

11.5 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

11.5.1 설계조건

1) 말뚝머리 작용 사용하중

구 분	상 시		지진시	
	MAX	MIN	MAX	MIN
V(kN)	405.162	170.745	433.638	18.491
H(kN)	44.320		67.395	
M(kN)	70.600		81.391	



2) 강관말뚝 제원

말뚝직경 (D) 500.0㎜ 말뚝두께 (t') 9.0㎜ , 부식두께 2.0㎜

3) 확대기초 제원

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck}) 24.0 MPa 기초두께 (H) 1000.0㎜

수직 유효두께 (h) 900.0㎜

수평 유효두께 (h') 500.0㎜

말뚝 매입길이 (l) 100.0㎜

4) 보강철근 제원

보강철근 H16(SD40) 12.0EA

5) 고장력볼트 제원

고장력 볼트 M16(L50) 12.0EA

11.5.2 확대기초에 대한 검토

1) 수직지압응력(f_{ov}) 검토

$$\text{상 시: } f_{ov} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{405162.5}{\pi/4 \times 500.0^2} = 2.06\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.00\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{ov} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{433637.7}{\pi/4 \times 500.0^2} = 2.21\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 7.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 수직압발전단응력(τ_u) 검토

$$\text{상 시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{405162.5}{\pi \times (500.0 + 900) \times 900} = 0.10\ \text{MPa} \le \tau_{a3} = 0.90\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{433637.7}{\pi \times (500.0 + 900) \times 900} = 0.11\ \text{MPa} \le \tau_{a3}' = 1.20\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 수평지압응력(f_{ch})검토

$$\text{상 시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{44320.2}{500.0 \times 100} = 0.89\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.00\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{67395.0}{500.0 \times 100} = 1.35\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 7.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 수평압발전단응력(τ_h) 검토

상 시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{44320.2}{500\times(2\times100+500.0+2\times500)} = 0.05$ MPa $\leq \tau_{a3} = 0.90$ MPa $\therefore$ O.K

지진시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{67395.0}{500\times(2\times100+500.0+2\times500)} = 0.08$ MPa $\leq \tau_{a3}' = 1.20$ MPa $\therefore$ O.K

11.5.3 덮개판과 속채움 콘크리트의 결합부 수직지압응력(fcs)검토

D' { 강관의 내경 = D500.0 - 2(부식두께) × 9t' }	=	482.0㎜
t' { 강관의 두께 = 9.0t' - 2(부식두께) }	=	7.0㎜
α (속채움 콘크리트의 지압응력 보정계수)	=	6.0EA
n_1 (덮개판의 계수)	=	1.0EA
S'{지압력 = π×(D500.0-7t')×7t'×12.0(fcsa)}	=	130.100 kN (상시)
S'{지압력 = π×(D500.0-7t')×7t'×16.0(fcsa')}	=	173.033 kN (지진시)

상 시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{405162.5 - 130099.6}{6\times1\times\pi\times(482.0-65)\times65} = 0.54$ MPa $\leq f_{csa} = 12.00$ MPa $\therefore$ O.K

지진시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{433637.7 - 173032.5}{6\times1\times\pi\times(482.0-65)\times65} = 0.51$ MPa $\leq f_{csa}' = 15.96$ MPa $\therefore$ O.K

11.5.4 확대기초내의 보강철근의 정착길이(L0)

$$L_0 = \frac{f_{sa1}\times A_{st}}{\tau_{oa}\times U} = \frac{180.0\times198.6}{1.6\times50.0} = 446.9㎜ \geq L0min=35d_1 = 35\times15.9 = 556.5㎜$$

Max(446.9㎜ , 556.5㎜) = 556.5㎜

$\therefore$ 보강철근의 정착장은 556.5㎜ 이상으로 한다.

※ 일반적으로, $L_0 \geq L_{0min} = 35d_1$(35×$d_1$공칭지름)로 하는 것이 좋다.
만약, L_0값이 L_{0min}값보다 작으면 L_{0min}값을 사용한다.

11.5.5 가상 철근콘크리트 단면의 휨응력 검토

r { 가상단면의 반경 = (D500.0 + 200)/ 2 }	=	350.0㎜
rs {가상단면중심에서 보강철근중심까지거리 = 350.0(r)-(30+100)}	=	220.0㎜
p {가상단면의 철근비 = 2383.2(As) / π × 350(r)² }	=	0.0062
np = 탄성계수(n=15) × 0.0062	=	0.093
rs / r (220.0 / 350.0)	=	0.629

1) 최대 압입력(Pn,max)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최대 압입력(Pn,max)	=	405.162 kN
최대 모멘트(M max)	=	70.600 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	212.407 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	174.250㎜
e/r = 174.250 / 350.0	=	0.498

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.680 , 휨인장응력계수 (S) = 0.192

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{212406504.8}{350^3} \times 0.680 = 3.37\ MPa < f_{ca} = 9.60\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{212406504.8}{350^3} \times 0.192 \times 15 = 14.2\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore O.K$$

(2) 지진시

최대 압입력(Pn,max)	=	433.638 kN
최대 모멘트(M max)	=	81.391 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	233.164 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	187.693㎜
e/r = 187.693 / 350.0	=	0.536

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.726 , 휨인장응력계수 (S) = 0.262

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{233164122.0}{350^3} \times 0.726 = 3.95\ MPa < f_{ca} = 12.77\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{233164122.0}{350^3} \times 0.262 \times 15 = 21.41\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore O.K$$

2) 최소 압입력(Pn,min)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최소 압입력(Pn,min)	=	170.745 kN
최대 모멘트(M max)	=	70.600 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	130.360 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	413.479㎜
e/r = 413.479 / 350.0	=	1.181

이므로, 휨압축응력계수(c) = 1.434 , 휨인장응력계수 (S) = 1.780

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{130360473.1}{350^3} \times 1.434 = 4.36\ MPa < f_{ca} = 9.60\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{130360473.1}{350^3} \times 1.780 \times 15 = 81.2\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore O.K$$

(2) 지진시

최소 압입력(Pn,min)	=	18.491 kN
최대 모멘트(M max)	=	81.391 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	87.863 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	4401.676㎜
e/r = 4401.676 / 350.0	=	12.576

이므로, 휨압축응력계수(c) = 3.130 , 휨인장응력계수 (S) = 6.642

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{87862743.3}{350^3} \times 3.130 = 6.41\ MPa < f_{ca} = 12.77\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{87862743.3}{350^3} \times 6.642 \times 15 = 204.18\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore O.K$$

교각1

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약
   * 말뚝 안정성검토 및 응력검토
   * 기둥의 단면 설계
   * 단면 설계
   * 사용성 검토

3. 설 계 조 건
   3.1 일반사항
   3.2 하중
   3.3 지반조건
   3.4 사용재료 강도
   3.5 설계방법
   3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구 조 해 석
   6.1 해석모델링
   6.2 절점좌표
   6.3 단면제원
   6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계
   7.1 하중별 부재력 집계
   7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
   7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

8. 두 부 보 설 계
   8.1 내민보의 설계 : 좌측
   8.2 내민보의 설계 : 우측
   8.3 교량받침 위치 검토

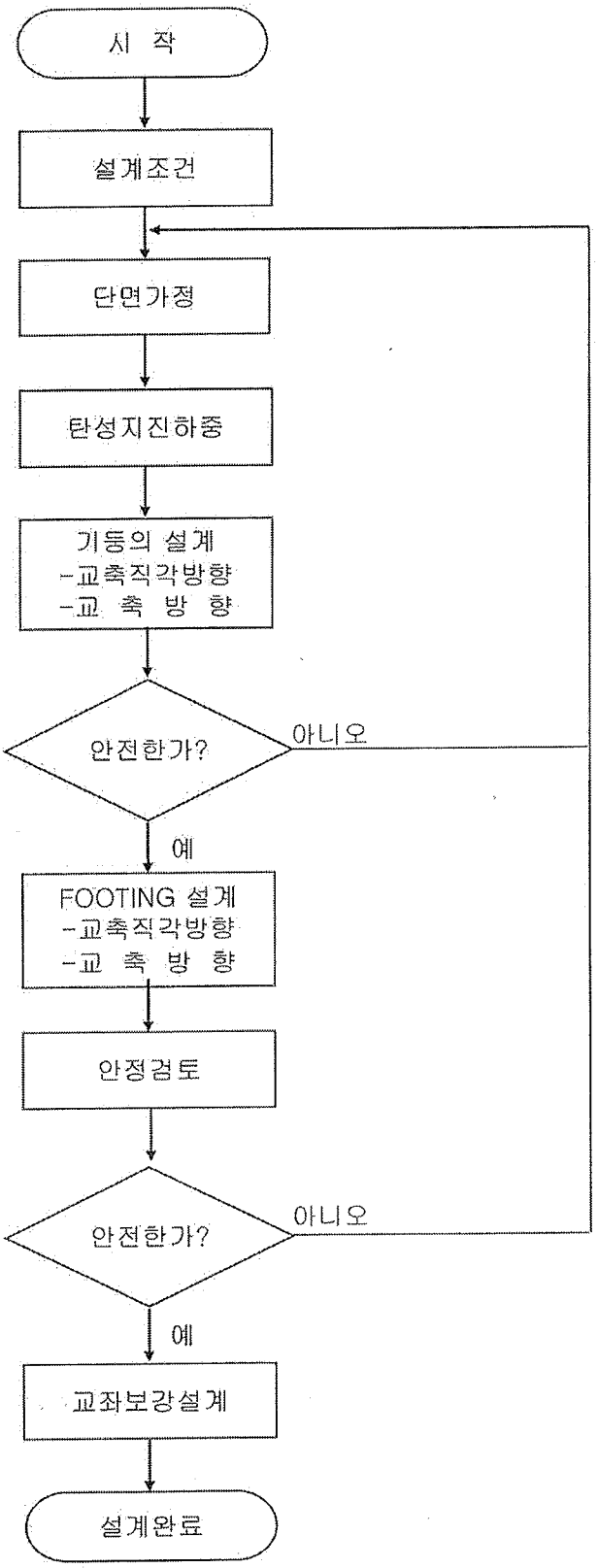
9. 기 둥 설 계
9.1 교축직각 방향
9.2 교축 방향
9.3 합성 부재력
9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계
10.1 교축직각 방향
10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토
12.1 받침 연단거리 검토
12.2 최소 받침지지 길이 검토
12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
12.4 교량받침 보강 철근 검토
12.5 교량받침 하면 보강
12.6 교량받침 콘크리트 보강
13. 말뚝검토

1. 설계흐름도


시 작
설계조건
단면가정
탄성지진하중
기둥의 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안전한가?
아니오
예
FOOTING 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안정검토
안전한가?
아니오
예
교좌보강설계
설계완료

2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1071.970	491.052	O.K
		허용인발력(kN/EA)	417.467	-	O.K
		휨 응력(MPa)	140.000	48.389	O.K
		전단응력(MPa)	80.000	1.200	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.112	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1607.955	788.106	O.K
		허용인발력(kN/EA)	626.200	-201.958	O.K
		휨 응력(MPa)	210.000	115.850	O.K
		전단응력(MPa)	120.000	12.017	O.K
		수평변위(mm)	15.000	11.917	O.K
교축직각방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1071.970	507.838	O.K
		허용인발력(kN/EA)	417.467	-	O.K
		휨 응력(MPa)	140.000	55.129	O.K
		전단응력(MPa)	80.000	1.298	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.284	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1607.955	624.875	O.K
		허용인발력(kN/EA)	626.200	-38.727	O.K
		휨 응력(MPa)	210.000	120.345	O.K
		전단응력(MPa)	120.000	11.878	O.K
		수평변위(mm)	15.000	11.778	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.011	8884.265	118224.537	13.307	O.K
	모멘트최대	0.011	4423.948	102456.607	23.160	O.K
	탄성설계	0.011	3403.037	18113.962	5.323	O.K
	편심최대	0.011	3062.733	95882.686	31.306	O.K
교축직각방향	축력최대	0.011	8884.265	118224.537	13.307	O.K
	모멘트최대	0.011	7116.654	118224.537	16.612	O.K
	탄성설계	0.011	3403.037	65232.151	19.169	O.K
	편심최대	0.011	3062.733	118224.537	38.601	O.K
합성부재력	축력최대	0.011	8884.265	118224.537	13.307	O.K
	모멘트최대	0.011	4423.948	83029.671	18.768	O.K
	편심최대	0.011	3062.733	69578.646	22.718	O.K
	모멘트최대	0.011	7116.654	94669.263	13.302	O.K

▣ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm^2)	Use.As (mm^2)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두부보	좌측내민보	1220.6	100.0	10605.340	13501.400	3933.401	4970.278	1.264	O.K
	우측내민보	1220.6	100.0	10991.575	13501.400	4072.608	4970.278	1.220	O.K
	좌측내민보	2100.0	100.0	1207.314	2581.400	818.585	1744.433	2.131	O.K
	우측내민보	2100.0	100.0	1227.378	2581.400	832.148	1744.433	2.096	O.K
	교량받침5	1022.3	100.0	45.756	13501.400	14.347	4060.338	283.02	O.K
	교량받침6	1255.7	100.0	3479.503	13501.400	1355.755	5131.824	3.785	O.K
	교량받침1	1433.7	100.0	3667.364	6353.600	1637.394	2804.228	1.713	O.K
	교량받침9	1122.5	100.0	4093.489	13501.400	1407.181	4520.281	3.212	O.K
	교량받침4	1250.8	100.0	3027.288	6353.600	1167.044	2409.109	2.064	O.K
	교량받침10	800.3	100.0	52.669	13501.400	12.538	3041.101	242.55	O.K
기초	교축방향	1000.0	150.0	5130.093	12909.000	1838.016	4566.940	2.490	O.K
	교직-지점부	1000.0	150.0	6363.060	14694.300	2245.099	5022.704	2.240	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	186.430	180.000	123.529	212.410	O.K
	우측내민보	194.237	180.000	123.529	195.434	O.K
	좌측내민보수평	164.389	180.000	174.365	269.046	O.K
	우측내민보수평	167.113	180.000	174.365	261.238	O.K
	교량받침5	0.967	180.000	123.529	65155.068	O.K
	교량받침6	68.643	180.000	123.529	917.798	O.K
	교량받침1	148.519	180.000	131.250	320.236	O.K
	교량받침9	83.196	180.000	123.529	736.560	O.K
	교량받침4	130.766	180.000	131.250	392.221	O.K
	교량받침10	2.911	180.000	123.529	21642.099	O.K
기초	교축방향	105.093	180.000	123.077	394.339	O.K
	교직-지점부	136.672	180.000	120.690	232.449	O.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식	:	T형 교각
2) 상 부 형 식	:	STEEL PLATE
3) 교 량 등 급	:	1 등교
4) 기 초 형 식	:	말뚝기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량	:	γc =	25 kN/m³	[도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량	:	γs2 =	20 kN/m³	로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수	:	fs =	0.15	

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치	:	N =	8	
2) 기초지반의 내부마찰각	:	φ2 =	25.954 °	; 15 + √15N
3) 기초지반의 점착력	:	C =	0 kN/m²	
4) 기초지반의 마찰계수	:	μ =	0.312	; TAN(⅔ · Φ2) : 흙과 콘크리트
5) 지반 가속도 계수	:	A =	0.154	; 위험도 계수 x 지진구역계수

- 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.11

3.4 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도	:	fck =	두부보:	40 MPa	
			기둥:	40 MPa	
			기초:	27 MPa	
- 탄성계수	:	Ec =	두부보:	31879 MPa	
			기둥:	31879 MPa	
			기초:	28693 MPa	
					[도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400)	:	fy =	두부보:	400 MPa	
			기둥:	500 MPa	
			기초:	500 MPa	
- 탄성계수	:	Es =	200000 MPa		[도로교 설계기준 2.3.3]

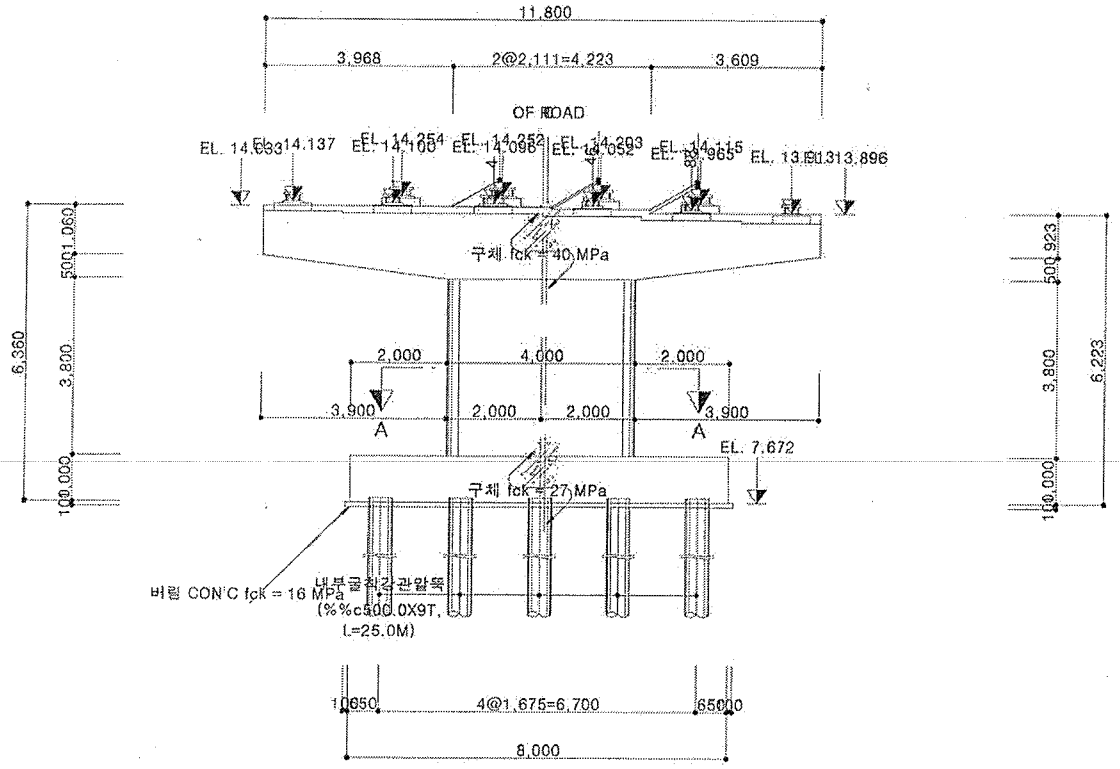
3.5 설 계 방 법

1) 안 정 성 검 토	:	허용응력 설계법
2) 단 면 설 계	:	극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준	:	국토해양부 (2010)
2) 콘크리트구조 설계기준	:	한국콘크리트학회 (2007)
3) 도로설계 편람	:	국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령	:	한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정


11,800
3,968
2@2,111=4,223
3,609
OF ROAD
EL. 14,137
EL. 14,254
EL. 14,252
EL. 14,293
EL. 14,115
EL. 13,965
EL. 13,896
구체 fck = 40 MPa
2,000
4,000
2,000
3,900
2,000
2,000
3,900
A
A
EL. 7,672
구체 fck = 27 MPa
버림 CONC fck = 16 MPa
내부굴착강관말뚝
(%%c400.0X9T,
L=25.0M)
6,360
500
3,800
1,000
500
3,800
1,000
6,223
1,650
4@1,675=6,700
1,650
8,000

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	155.570	163.056	203.728	128.302
2	114.100	291.199	282.754	295.162
3	111.680	289.530	294.458	279.930
4	158.240	169.971	134.679	210.957
5	321.360	33.830	38.306	29.055
6	206.780	234.990	262.958	205.096
7	200.460	314.710	312.549	315.414
8	199.760	313.490	314.091	311.453
9	211.660	233.960	203.950	262.044
10	317.110	29.830	25.494	33.899
계	1996.720	2074.566	2072.967	2071.312

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 8.000 / 0.000 = 1.#IO [8≤B/D]

W1 = 2.4 x 0.000 = 0.000 kN/m² < 6.0 이므로

= 6 kN/m

P1 = 6.000 x (13.000 + 27.000) / 2 x sin76.2

= 116.52 kN

작용위치 h = 0.000/2 + 0.400 + 0.530 = 0.93 m

작용모멘트 My = Ph x h = 116.518 x 0.930 = 108.38 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 1.560 x 2.100 = 9.83 kN

W'column = 3.000 x 0.700 + 1.500 x 0.500 = 2.85 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 47.608 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 3.000 x 3.500 + 1.500 x 0.500 = 11.25 kN/m

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의 풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

Ph = 1.500 x (13.000 + 27.000)/2 x sin76.2 = 29.129 kN

작용위치 h = 1.361 + 1.500 + 0.530 = 3.391 m

작용모멘트 My = Ph x h = 29.129 x 3.391 = 98.783 kN.m

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 ΔT = 10℃ 적용

2) 교축방향 (G-LO)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

: 일반적으로 고정단에서도 교량받침의 마찰력보다는 지진시의 상부구조에 의한 수평력이 크기 때문에 지진시의 수평력을 고려한다.

5.5 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	904.735	920.513	0.00184	463.191	810.412	0.00048
	하중경우 2	기둥 1	461.337	469.261	0.00090	894.224	1917.582	0.00041
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	904.735	4357.970	0.00000	463.191	2492.802	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	461.337	2222.017	0.00000	894.224	5165.794	0.00000

5.6 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO
SVB01	1.00	1.00								
SVB02	1.00		1.00							
SVB03	1.00			1.00						
SVB04	1.00				1.00					
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		
SVB22	1.00								1.00	
SVB23	1.00	1.00								1.00
SVB24	1.00		1.00							1.00
SVB25	1.00			1.00						1.00
SVB26	1.00				1.00					1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하,크리프,건조수축(GS),제작 또는 시공시 치수착오,습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력,수압,파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SV0 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SV0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.7 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO
ULB01	1.30	2.15								
ULB02	1.30		2.15							
ULB03	1.30			2.15						
ULB04	1.30				1.30					
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.25		
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.25		
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.25		
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.25		
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.25		
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.25		
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.25		
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.25		
ULB22	1.00								1.00	
ULB23	1.30	1.30								1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

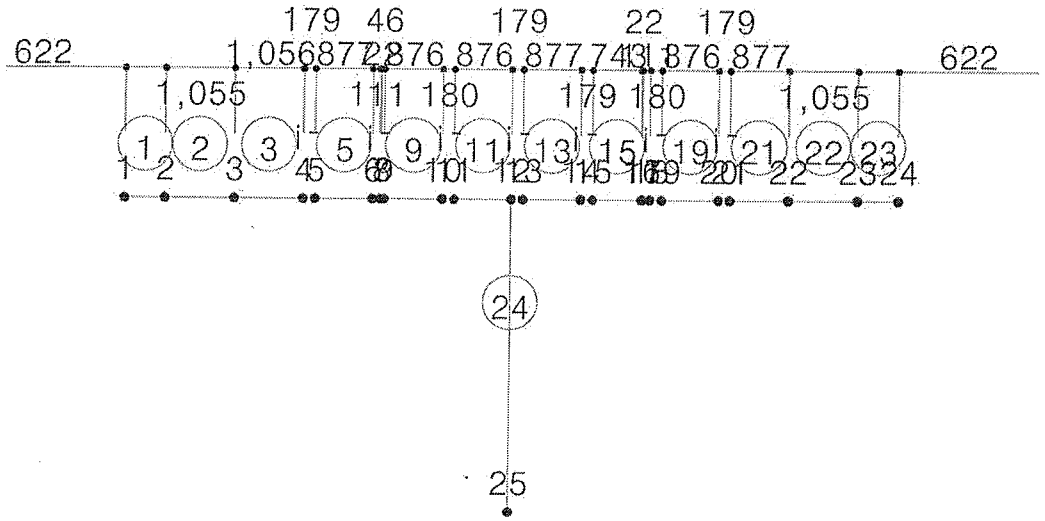
5.8 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO
UEB01	1.00	2.15								
UEB02	1.00		2.15							
UEB03	1.00			2.15						
UEB04	1.00				1.30					
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.25		
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.25		
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.25		
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.25		
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.25		
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.25		
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.25		
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.25		
UEB22	1.00								1.00	
UEB23	1.00	1.30								1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	4.830	8	3.922	4.830	15	7.135	4.830	22	10.123	4.830
2	0.622	4.830	9	3.968	4.830	16	7.878	4.830	23	11.178	4.830
3	1.677	4.830	10	4.844	4.830	17	7.900	4.830	24	11.800	4.830
4	2.733	4.830	11	5.024	4.830	18	8.011	4.830	25	5.900	0.000
5	2.912	4.830	12	5.900	4.830	19	8.191	4.830			
6	3.789	4.830	13	6.079	4.830	20	9.067	4.830			
7	3.900	4.830	14	6.956	4.830	21	9.246	4.830			

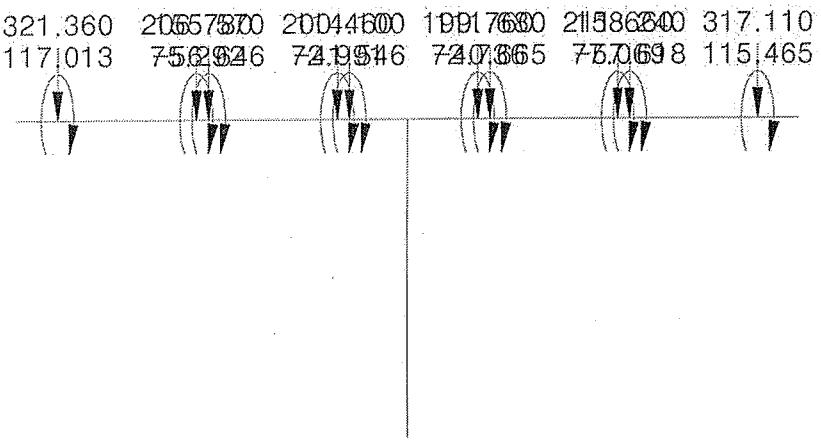
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	2.100	0.923	1.938	0.712325	0.137608	24
②	2.100	1.003	2.106	0.774065	0.176580	23
③	2.100	1.060	2.226	0.818055	0.208428	1
④	2.100	1.138	2.390	0.878252	0.257908	22
⑤	2.100	1.140	2.394	0.879795	0.259270	2
⑥	2.100	1.251	2.627	0.965459	0.342618	21
⑦	2.100	1.275	2.677	0.983981	0.362718	3, 20
⑧	2.100	1.386	2.911	1.069646	0.465938	19
⑨	2.100	1.411	2.963	1.088939	0.491608	4
⑩	2.100	1.434	3.011	1.106690	0.516043	5
⑪	2.100	1.497	3.144	1.155310	0.587088	18
⑫	2.100	1.511	3.173	1.166114	0.603714	14~17
⑬	2.100	1.546	3.247	1.193126	0.646646	6
⑭	2.100	1.557	3.270	1.201615	0.660547	10~13
⑮	2.100	1.560	3.276	1.203930	0.664373	7~9
16	4.000	1.200	4.746	0.559997	6.197096	기둥상단
17	4.000	1.200	4.746	0.559997	6.197096	기둥하단

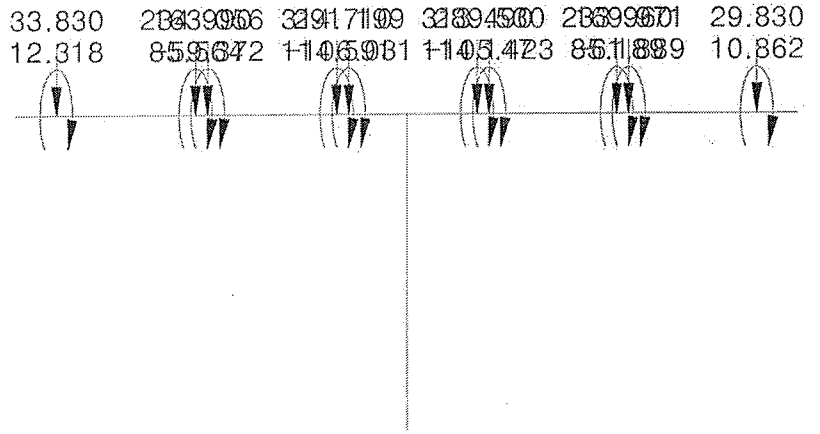
6.4 하중재하도

1) 연직하중

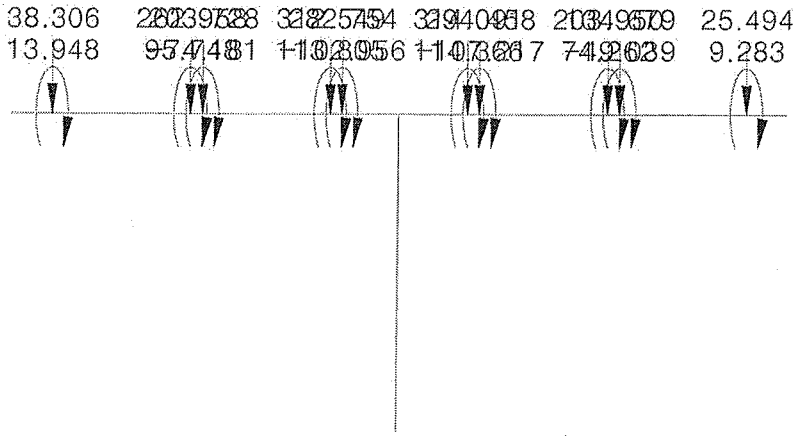
① 고정하중 (D)



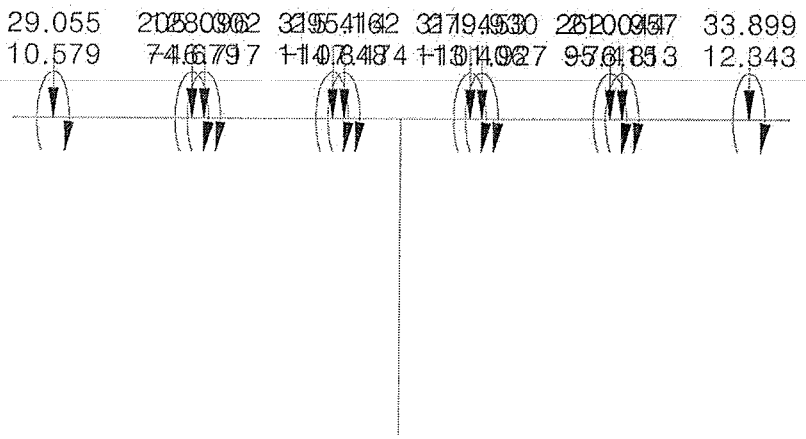
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



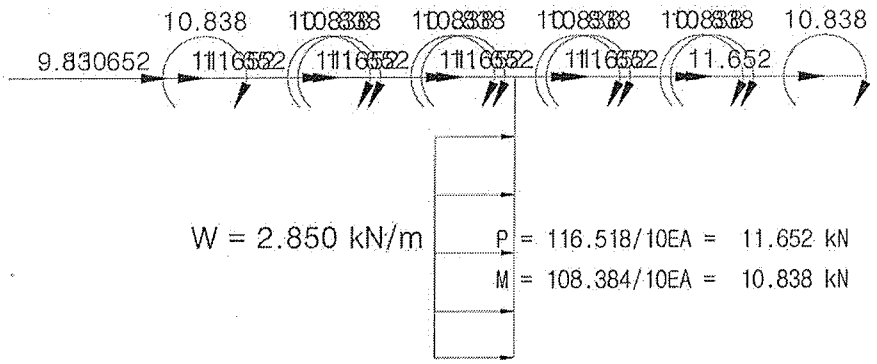
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



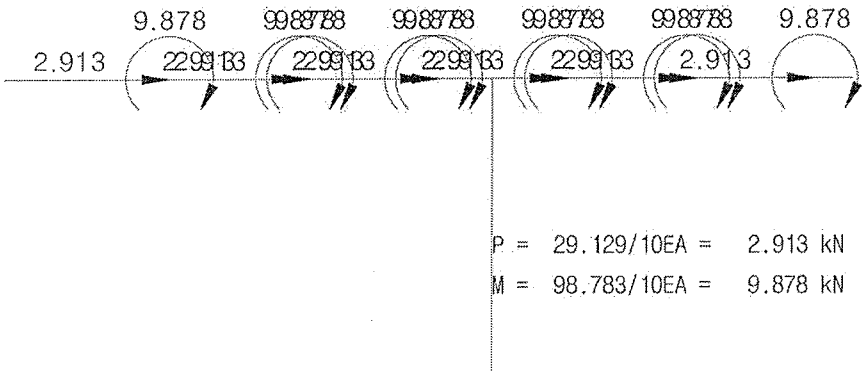
2) 수평하중

① 교축직각 방향

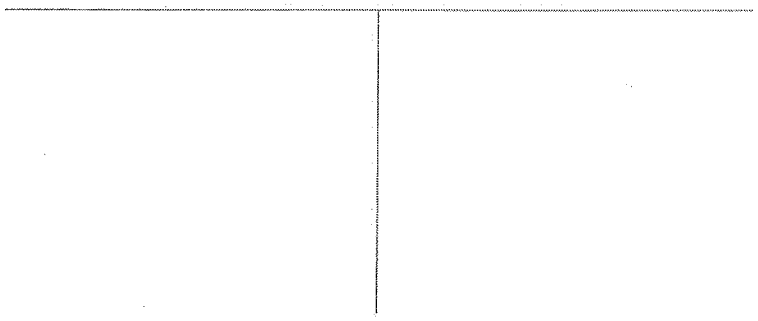
㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



㉯ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

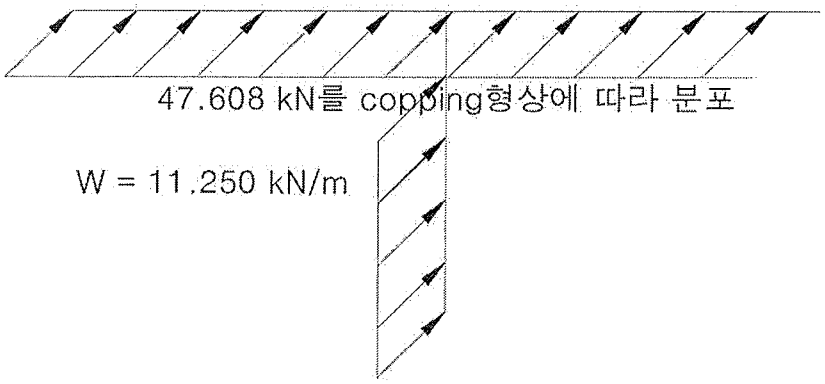


㉰ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃



② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 24 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-2952.133	-18.306	0.000	-3403.037	-18.306	0.000	
L1	-2074.566	158.329	0.000	-2074.566	158.329	0.000	
L2	-2072.967	-295.012	0.000	-2072.967	-295.012	0.000	
L3	-2071.312	611.386	0.000	-2071.312	611.386	0.000	
W-TR	0.000	238.547	-126.348	0.000	739.248	-137.178	
WL	0.000	128.792	-29.129	0.000	239.484	-29.129	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	1917.582	894.224	0.000	5165.794	894.224	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-2952.133	-334.091	0.000	-3403.037	-334.091	0.000	
L1	-2074.566	-89.956	0.000	-2074.566	-89.956	0.000	
L2	-2072.967	-88.019	0.000	-2072.967	-88.019	0.000	
L3	-2071.312	-88.339	0.000	-2071.312	-88.339	0.000	
W-LO	0.000	-49.046	47.608	0.000	-311.179	90.357	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	920.513	904.735	0.000	4357.970	904.735	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재8, 절점8)		우측 (부재15, 절점16)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-1959.240	953.790	-1955.193	-929.938	
L1	-555.729	431.876	-609.138	-433.761	
L2	-644.832	504.992	-510.868	-364.123	
L3	-469.326	362.453	-712.026	-506.900	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	32.515	0.000	-32.515	0.000	
WL	29.635	0.000	-29.635	0.000	
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점4)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-11.036	357.281	-909.152	705.397	-1036.611	874.335
L1	0.000	33.830	-71.415	268.820	-119.534	431.876
L2	0.000	38.306	-80.864	301.264	-134.790	504.992
L3	0.000	29.055	-61.335	234.151	-103.248	362.453
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	10.838	0.000	21.677	0.000	32.515	0.000
WL	9.878	0.000	19.757	0.000	29.635	0.000
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S4(절점20)		S5(절점21)		S6(절점23)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-901.645	-844.616	-789.411	-621.087	-9.645	-348.557
L1	-93.396	-433.761	-57.632	-199.801	0.000	-29.830
L2	-77.925	-364.123	-49.254	-160.173	0.000	-25.494
L3	-109.322	-506.900	-65.493	-244.856	0.000	-33.899
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-32.515	0.000	-21.677	0.000	-10.838	0.000
WL	-29.635	0.000	-19.757	0.000	-9.878	0.000
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 24 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-5026.699	140.022	0.000	-5477.603	140.022	0.000	
SV002	-5025.100	-313.318	0.000	-5476.004	-313.318	0.000	
SV003	-5023.445	593.079	0.000	-5474.349	593.079	0.000	
SV004	-2952.133	220.241	-126.348	-3403.037	720.942	-137.178	
SV005	-5026.699	388.088	-92.304	-5477.603	749.130	-97.718	
SV006	-5025.100	-65.253	-92.304	-5476.004	295.790	-97.718	
SV007	-5023.445	841.145	-92.304	-5474.349	1202.187	-97.718	
SV008	-5026.699	140.022	0.000	-5477.603	140.022	0.000	
SV009	-5026.699	140.022	0.000	-5477.603	140.022	0.000	
SV010	-5025.100	-313.318	0.000	-5476.004	-313.318	0.000	
SV011	-5025.100	-313.318	0.000	-5476.004	-313.318	0.000	
SV012	-5023.445	593.079	0.000	-5474.349	593.079	0.000	
SV013	-5023.445	593.079	0.000	-5474.349	593.079	0.000	
SV014	-2952.133	220.241	-126.348	-3403.037	720.942	-137.178	
SV015	-2952.133	220.241	-126.348	-3403.037	720.942	-137.178	
SV016	-5026.699	388.088	-92.304	-5477.603	749.130	-97.718	
SV017	-5026.699	388.088	-92.304	-5477.603	749.130	-97.718	
SV018	-5025.100	-65.253	-92.304	-5476.004	295.790	-97.718	
SV019	-5025.100	-65.253	-92.304	-5476.004	295.790	-97.718	
SV020	-5023.445	841.145	-92.304	-5474.349	1202.187	-97.718	
SV021	-5023.445	841.145	-92.304	-5474.349	1202.187	-97.718	
SV022	-2952.133	1899.276	894.224	-3403.037	5147.488	894.224	
SV023	-5026.699	140.022	0.000	-5477.603	140.022	0.000	
SV024	-5025.100	-313.318	0.000	-5476.004	-313.318	0.000	
SV025	-5023.445	593.079	0.000	-5474.349	593.079	0.000	
SV026	-2952.133	220.241	-126.348	-3403.037	720.942	-137.178	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-5026.699	-424.047	0.000	-5477.603	-424.047	0.000	
SVB02	-5025.100	-422.110	0.000	-5476.004	-422.110	0.000	
SVB03	-5023.445	-422.430	0.000	-5474.349	-422.430	0.000	
SVB04	-2952.133	-383.137	47.608	-3403.037	-645.270	90.357	
SVB05	-5026.699	-448.570	23.804	-5477.603	-579.636	45.179	
SVB06	-5025.100	-446.633	23.804	-5476.004	-577.699	45.179	
SVB07	-5023.445	-446.953	23.804	-5474.349	-578.019	45.179	
SVB08	-5026.699	-424.047	0.000	-5477.603	-424.047	0.000	
SVB09	-5026.699	-424.047	0.000	-5477.603	-424.047	0.000	
SVB10	-5025.100	-422.110	0.000	-5476.004	-422.110	0.000	
SVB11	-5025.100	-422.110	0.000	-5476.004	-422.110	0.000	
SVB12	-5023.445	-422.430	0.000	-5474.349	-422.430	0.000	
SVB13	-5023.445	-422.430	0.000	-5474.349	-422.430	0.000	
SVB14	-2952.133	-383.137	47.608	-3403.037	-645.270	90.357	
SVB15	-2952.133	-383.137	47.608	-3403.037	-645.270	90.357	
SVB16	-5026.699	-448.570	23.804	-5477.603	-579.636	45.179	
SVB17	-5026.699	-448.570	23.804	-5477.603	-579.636	45.179	
SVB18	-5025.100	-446.633	23.804	-5476.004	-577.699	45.179	
SVB19	-5025.100	-446.633	23.804	-5476.004	-577.699	45.179	
SVB20	-5023.445	-446.953	23.804	-5474.349	-578.019	45.179	
SVB21	-5023.445	-446.953	23.804	-5474.349	-578.019	45.179	
SVB22	-2952.133	586.422	904.735	-3403.037	4023.879	904.735	
SVB23	-5026.699	-424.047	0.000	-5477.603	-424.047	0.000	
SVB24	-5025.100	-422.110	0.000	-5476.004	-422.110	0.000	
SVB25	-5023.445	-422.430	0.000	-5474.349	-422.430	0.000	
SVB26	-2952.133	-383.137	47.608	-3403.037	-645.270	90.357	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재8, 절점8)		우측 (부재15, 절점16)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-2514.968	1385.666	-2564.331	-1363.699	
SV002	-2604.072	1458.782	-2466.061	-1294.061	
SV003	-2428.565	1316.243	-2667.220	-1436.838	
SV004	-1926.724	953.790	-1987.709	-929.938	
SV005	-2469.076	1385.666	-2610.224	-1363.699	
SV006	-2558.179	1458.782	-2511.954	-1294.061	
SV007	-2382.673	1316.243	-2713.112	-1436.838	
SV008	-2514.968	1385.666	-2564.331	-1363.699	
SV009	-2514.968	1385.666	-2564.331	-1363.699	
SV010	-2604.072	1458.782	-2466.061	-1294.061	
SV011	-2604.072	1458.782	-2466.061	-1294.061	
SV012	-2428.565	1316.243	-2667.220	-1436.838	
SV013	-2428.565	1316.243	-2667.220	-1436.838	
SV014	-1926.724	953.790	-1987.709	-929.938	
SV015	-1926.724	953.790	-1987.709	-929.938	
SV016	-2469.076	1385.666	-2610.224	-1363.699	
SV017	-2469.076	1385.666	-2610.224	-1363.699	
SV018	-2558.179	1458.782	-2511.954	-1294.061	
SV019	-2558.179	1458.782	-2511.954	-1294.061	
SV020	-2382.673	1316.243	-2713.112	-1436.838	
SV021	-2382.673	1316.243	-2713.112	-1436.838	
SV022	-1959.240	953.790	-1955.193	-929.938	
SV023	-2514.968	1385.666	-2564.331	-1363.699	
SV024	-2604.072	1458.782	-2466.061	-1294.061	
SV025	-2428.565	1316.243	-2667.220	-1436.838	
SV026	-1926.724	953.790	-1987.709	-929.938	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점4)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-11.036	391.111	-980.567	974.217	-1156.145	1306.211
SV002	-11.036	395.587	-990.016	1006.661	-1171.401	1379.327
SV003	-11.036	386.336	-970.487	939.548	-1139.859	1236.788
SV004	-11.036	357.281	-898.314	705.397	-1014.934	874.335
SV005	-11.036	391.111	-965.270	974.217	-1125.550	1306.211
SV006	-11.036	395.587	-974.718	1006.661	-1140.806	1379.327
SV007	-11.036	386.336	-955.190	939.548	-1109.264	1236.788
SV008	-11.036	391.111	-980.567	974.217	-1156.145	1306.211
SV009	-11.036	391.111	-980.567	974.217	-1156.145	1306.211
SV010	-11.036	395.587	-990.016	1006.661	-1171.401	1379.327
SV011	-11.036	395.587	-990.016	1006.661	-1171.401	1379.327
SV012	-11.036	386.336	-970.487	939.548	-1139.859	1236.788
SV013	-11.036	386.336	-970.487	939.548	-1139.859	1236.788
SV014	-11.036	357.281	-898.314	705.397	-1014.934	874.335
SV015	-11.036	357.281	-898.314	705.397	-1014.934	874.335
SV016	-11.036	391.111	-965.270	974.217	-1125.550	1306.211
SV017	-11.036	391.111	-965.270	974.217	-1125.550	1306.211
SV018	-11.036	395.587	-974.718	1006.661	-1140.806	1379.327
SV019	-11.036	395.587	-974.718	1006.661	-1140.806	1379.327
SV020	-11.036	386.336	-955.190	939.548	-1109.264	1236.788
SV021	-11.036	386.336	-955.190	939.548	-1109.264	1236.788
SV022	-11.036	357.281	-909.152	705.397	-1036.611	874.335
SV023	-11.036	391.111	-980.567	974.217	-1156.145	1306.211
SV024	-11.036	395.587	-990.016	1006.661	-1171.401	1379.327
SV025	-11.036	386.336	-970.487	939.548	-1139.859	1236.788
SV026	-11.036	357.281	-898.314	705.397	-1014.934	874.335

구 분	S4(절점20)		S5(절점21)		S6(절점23)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-995.041	-1278.377	-847.043	-820.888	-9.645	-378.387
SV002	-979.570	-1208.739	-838.666	-781.260	-9.645	-374.051
SV003	-1010.967	-1351.516	-854.904	-865.943	-9.645	-382.456
SV004	-934.160	-844.616	-811.088	-621.087	-20.483	-348.557
SV005	-1040.933	-1278.377	-877.638	-820.888	-24.942	-378.387
SV006	-1025.463	-1208.739	-869.261	-781.260	-24.942	-374.051
SV007	-1056.859	-1351.516	-885.499	-865.943	-24.942	-382.456
SV008	-995.041	-1278.377	-847.043	-820.888	-9.645	-378.387
SV009	-995.041	-1278.377	-847.043	-820.888	-9.645	-378.387
SV010	-979.570	-1208.739	-838.666	-781.260	-9.645	-374.051
SV011	-979.570	-1208.739	-838.666	-781.260	-9.645	-374.051
SV012	-1010.967	-1351.516	-854.904	-865.943	-9.645	-382.456
SV013	-1010.967	-1351.516	-854.904	-865.943	-9.645	-382.456
SV014	-934.160	-844.616	-811.088	-621.087	-20.483	-348.557
SV015	-934.160	-844.616	-811.088	-621.087	-20.483	-348.557
SV016	-1040.933	-1278.377	-877.638	-820.888	-24.942	-378.387
SV017	-1040.933	-1278.377	-877.638	-820.888	-24.942	-378.387
SV018	-1025.463	-1208.739	-869.261	-781.260	-24.942	-374.051
SV019	-1025.463	-1208.739	-869.261	-781.260	-24.942	-374.051
SV020	-1056.859	-1351.516	-885.499	-865.943	-24.942	-382.456
SV021	-1056.859	-1351.516	-885.499	-865.943	-24.942	-382.456
SV022	-901.645	-844.616	-789.411	-621.087	-9.645	-348.557
SV023	-995.041	-1278.377	-847.043	-820.888	-9.645	-378.387
SV024	-979.570	-1208.739	-838.666	-781.260	-9.645	-374.051
SV025	-1010.967	-1351.516	-854.904	-865.943	-9.645	-382.456
SV026	-934.160	-844.616	-811.088	-621.087	-20.483	-348.557

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 24 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-8298.089	316.608	0.000	-8884.265	316.608	0.000	
UL002	-8294.651	-658.074	0.000	-8880.827	-658.074	0.000	
UL003	-8291.093	1290.681	0.000	-8877.269	1290.681	0.000	
UL004	-3837.772	286.313	-164.253	-4423.948	937.224	-178.332	
UL005	-6534.708	504.514	-119.995	-7120.884	973.870	-127.034	
UL006	-6532.629	-84.828	-119.995	-7118.805	384.527	-127.034	
UL007	-6530.478	1093.488	-119.995	-7116.654	1562.844	-127.034	
UL008	-6534.708	182.029	0.000	-7120.884	182.029	0.000	
UL009	-6534.708	182.029	0.000	-7120.884	182.029	0.000	
UL010	-6532.629	-407.314	0.000	-7118.805	-407.314	0.000	
UL011	-6532.629	-407.314	0.000	-7118.805	-407.314	0.000	
UL012	-6530.478	771.003	0.000	-7116.654	771.003	0.000	
UL013	-6530.478	771.003	0.000	-7116.654	771.003	0.000	
UL014	-3690.166	275.301	-157.935	-4253.796	901.177	-171.473	
UL015	-3690.166	275.301	-157.935	-4253.796	901.177	-171.473	
UL016	-6283.373	485.110	-115.379	-6847.004	936.413	-122.148	
UL017	-6283.373	485.110	-115.379	-6847.004	936.413	-122.148	
UL018	-6281.374	-81.566	-115.379	-6845.005	369.738	-122.148	
UL019	-6281.374	-81.566	-115.379	-6845.005	369.738	-122.148	
UL020	-6279.306	1051.431	-115.379	-6842.936	1502.734	-122.148	
UL021	-6279.306	1051.431	-115.379	-6842.936	1502.734	-122.148	
UL022	-2952.133	1899.276	894.224	-3403.037	5147.488	894.224	
UL023	-6534.708	182.029	0.000	-7120.884	182.029	0.000	
UL024	-6532.629	-407.314	0.000	-7118.805	-407.314	0.000	
UL025	-6530.478	771.003	0.000	-7116.654	771.003	0.000	
UL026	-3542.559	264.289	-151.618	-4083.644	865.130	-164.614	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 24 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-7412.449	322.100	0.000	-7863.354	322.100	0.000	
UE002	-7409.012	-652.582	0.000	-7859.916	-652.582	0.000	
UE003	-7405.453	1296.173	0.000	-7856.358	1296.173	0.000	
UE004	-2952.133	291.805	-164.253	-3403.037	942.716	-178.332	
UE005	-5649.068	510.006	-119.995	-6099.973	979.361	-127.034	
UE006	-5646.990	-79.337	-119.995	-6097.894	390.019	-127.034	
UE007	-5644.838	1098.980	-119.995	-6095.743	1568.336	-127.034	
UE008	-5649.068	187.521	0.000	-6099.973	187.521	0.000	
UE009	-5649.068	187.521	0.000	-6099.973	187.521	0.000	
UE010	-5646.990	-401.822	0.000	-6097.894	-401.822	0.000	
UE011	-5646.990	-401.822	0.000	-6097.894	-401.822	0.000	
UE012	-5644.838	776.495	0.000	-6095.743	776.495	0.000	
UE013	-5644.838	776.495	0.000	-6095.743	776.495	0.000	
UE014	-2804.526	280.793	-157.935	-3232.885	906.669	-171.473	
UE015	-2804.526	280.793	-157.935	-3232.885	906.669	-171.473	
UE016	-5397.733	490.602	-115.379	-5826.093	941.905	-122.148	
UE017	-5397.733	490.602	-115.379	-5826.093	941.905	-122.148	
UE018	-5395.735	-76.074	-115.379	-5824.094	375.229	-122.148	
UE019	-5395.735	-76.074	-115.379	-5824.094	375.229	-122.148	
UE020	-5393.666	1056.923	-115.379	-5822.025	1508.226	-122.148	
UE021	-5393.666	1056.923	-115.379	-5822.025	1508.226	-122.148	
UE022	-2952.133	620.888	894.224	-3403.037	1703.625	894.224	
UE023	-5649.068	187.521	0.000	-6099.973	187.521	0.000	
UE024	-5646.990	-401.822	0.000	-6097.894	-401.822	0.000	
UE025	-5644.838	776.495	0.000	-6095.743	776.495	0.000	
UE026	-2656.919	269.781	-151.618	-3062.733	870.622	-164.614	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-8298.089	-627.724	0.000	-8884.265	-627.724	0.000	
ULB02	-8294.651	-623.559	0.000	-8880.827	-623.559	0.000	
ULB03	-8291.093	-624.247	0.000	-8877.269	-624.247	0.000	
ULB04	-3837.772	-498.077	61.891	-4423.948	-838.851	117.464	
ULB05	-6534.708	-583.141	30.945	-7120.884	-753.527	58.732	
ULB06	-6532.629	-580.623	30.945	-7118.805	-751.009	58.732	
ULB07	-6530.478	-581.039	30.945	-7116.654	-751.425	58.732	
ULB08	-6534.708	-551.261	0.000	-7120.884	-551.261	0.000	
ULB09	-6534.708	-551.261	0.000	-7120.884	-551.261	0.000	
ULB10	-6532.629	-548.743	0.000	-7118.805	-548.743	0.000	
ULB11	-6532.629	-548.743	0.000	-7118.805	-548.743	0.000	
ULB12	-6530.478	-549.159	0.000	-7116.654	-549.159	0.000	
ULB13	-6530.478	-549.159	0.000	-7116.654	-549.159	0.000	
ULB14	-3690.166	-478.921	59.510	-4253.796	-806.587	112.947	
ULB15	-3690.166	-478.921	59.510	-4253.796	-806.587	112.947	
ULB16	-6283.373	-560.712	29.755	-6847.004	-724.545	56.473	
ULB17	-6283.373	-560.712	29.755	-6847.004	-724.545	56.473	
ULB18	-6281.374	-558.291	29.755	-6845.005	-722.124	56.473	
ULB19	-6281.374	-558.291	29.755	-6845.005	-722.124	56.473	
ULB20	-6279.306	-558.691	29.755	-6842.936	-722.524	56.473	
ULB21	-6279.306	-558.691	29.755	-6842.936	-722.524	56.473	
ULB22	-2952.133	586.422	904.735	-3403.037	4023.879	904.735	
ULB23	-6534.708	-551.261	0.000	-7120.884	-551.261	0.000	
ULB24	-6532.629	-548.743	0.000	-7118.805	-548.743	0.000	
ULB25	-6530.478	-549.159	0.000	-7116.654	-549.159	0.000	
ULB26	-3542.559	-459.764	57.130	-4083.644	-774.324	108.429	

4) 교축방향(편심최대)

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(KN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-7412.449	-527.496	0.000	-7863.354	-527.496	0.000	
UEB02	-7409.012	-523.332	0.000	-7859.916	-523.332	0.000	
UEB03	-7405.453	-524.020	0.000	-7856.358	-524.020	0.000	
UEB04	-2952.133	-397.850	61.891	-3403.037	-738.623	117.464	
UEB05	-5649.068	-482.913	30.945	-6099.973	-653.300	58.732	
UEB06	-5646.990	-480.395	30.945	-6097.894	-650.782	58.732	
UEB07	-5644.838	-480.811	30.945	-6095.743	-651.198	58.732	
UEB08	-5649.068	-451.034	0.000	-6099.973	-451.034	0.000	
UEB09	-5649.068	-451.034	0.000	-6099.973	-451.034	0.000	
UEB10	-5646.990	-448.516	0.000	-6097.894	-448.516	0.000	
UEB11	-5646.990	-448.516	0.000	-6097.894	-448.516	0.000	
UEB12	-5644.838	-448.932	0.000	-6095.743	-448.932	0.000	
UEB13	-5644.838	-448.932	0.000	-6095.743	-448.932	0.000	
UEB14	-2804.526	-378.693	59.510	-3232.885	-706.360	112.947	
UEB15	-2804.526	-378.693	59.510	-3232.885	-706.360	112.947	
UEB16	-5397.733	-460.485	29.755	-5826.093	-624.318	56.473	
UEB17	-5397.733	-460.485	29.755	-5826.093	-624.318	56.473	
UEB18	-5395.735	-458.064	29.755	-5824.094	-621.897	56.473	
UEB19	-5395.735	-458.064	29.755	-5824.094	-621.897	56.473	
UEB20	-5393.666	-458.464	29.755	-5822.025	-622.297	56.473	
UEB21	-5393.666	-458.464	29.755	-5822.025	-622.297	56.473	
UEB22	-2952.133	-27.253	904.735	-3403.037	1118.566	904.735	
UEB23	-5649.068	-451.034	0.000	-6099.973	-451.034	0.000	
UEB24	-5646.990	-448.516	0.000	-6097.894	-448.516	0.000	
UEB25	-5644.838	-448.932	0.000	-6095.743	-448.932	0.000	
UEB26	-2656.919	-359.537	57.130	-3062.733	-674.096	108.429	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재8, 절점8)		우측 (부재15, 절점16)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-3741.828	2168.460	-3851.398	-2141.505	
UL002	-3933.401	2325.660	-3640.117	-1991.783	
UL003	-3556.062	2019.201	-4072.608	-2298.754	
UL004	-2504.742	1239.927	-2584.021	-1208.919	
UL005	-3209.799	1801.366	-3393.291	-1772.808	
UL006	-3325.633	1896.417	-3265.540	-1682.279	
UL007	-3097.475	1711.116	-3527.046	-1867.889	
UL008	-3269.459	1801.366	-3333.631	-1772.808	
UL009	-3269.459	1801.366	-3333.631	-1772.808	
UL010	-3385.293	1896.417	-3205.879	-1682.279	
UL011	-3385.293	1896.417	-3205.879	-1682.279	
UL012	-3157.135	1711.116	-3467.386	-1867.889	
UL013	-3157.135	1711.116	-3467.386	-1867.889	
UL014	-2408.406	1192.238	-2484.636	-1162.422	
UL015	-2408.406	1192.238	-2484.636	-1162.422	
UL016	-3086.345	1732.083	-3262.780	-1704.623	
UL017	-3086.345	1732.083	-3262.780	-1704.623	
UL018	-3197.724	1823.478	-3139.942	-1617.576	
UL019	-3197.724	1823.478	-3139.942	-1617.576	
UL020	-2978.341	1645.304	-3391.390	-1796.047	
UL021	-2978.341	1645.304	-3391.390	-1796.047	
UL022	-1959.240	953.790	-1955.193	-929.938	
UL023	-3269.459	1801.366	-3333.631	-1772.808	
UL024	-3385.293	1896.417	-3205.879	-1682.279	
UL025	-3157.135	1711.116	-3467.386	-1867.889	
UL026	-2312.069	1144.548	-2385.250	-1115.925	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점4)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-14.347	537.199	-1335.440	1494.979	-1604.592	2065.169
UL002	-14.347	546.823	-1355.755	1564.733	-1637.394	2222.368
UL003	-14.347	526.933	-1313.768	1420.441	-1569.578	1915.909
UL004	-14.347	464.465	-1167.808	917.016	-1319.415	1136.635
UL005	-14.347	508.444	-1254.850	1266.482	-1463.215	1698.074
UL006	-14.347	514.262	-1267.134	1308.659	-1483.048	1793.125
UL007	-14.347	502.236	-1241.746	1221.412	-1442.044	1607.824
UL008	-14.347	508.444	-1274.737	1266.482	-1502.989	1698.074
UL009	-14.347	508.444	-1274.737	1266.482	-1502.989	1698.074
UL010	-14.347	514.262	-1287.021	1308.659	-1522.822	1793.125
UL011	-14.347	514.262	-1287.021	1308.659	-1522.822	1793.125
UL012	-14.347	502.236	-1261.633	1221.412	-1481.817	1607.824
UL013	-14.347	502.236	-1261.633	1221.412	-1481.817	1607.824
UL014	-13.795	446.601	-1122.892	881.746	-1268.668	1092.918
UL015	-13.795	446.601	-1122.892	881.746	-1268.668	1092.918
UL016	-13.795	488.888	-1206.587	1217.771	-1406.938	1632.763
UL017	-13.795	488.888	-1206.587	1217.771	-1406.938	1632.763
UL018	-13.795	494.483	-1218.398	1258.326	-1426.008	1724.158
UL019	-13.795	494.483	-1218.398	1258.326	-1426.008	1724.158
UL020	-13.795	482.919	-1193.987	1174.435	-1386.580	1545.985
UL021	-13.795	482.919	-1193.987	1174.435	-1386.580	1545.985
UL022	-11.036	357.281	-909.152	705.397	-1036.611	874.335
UL023	-14.347	508.444	-1274.737	1266.482	-1502.989	1698.074
UL024	-14.347	514.262	-1287.021	1308.659	-1522.822	1793.125
UL025	-14.347	502.236	-1261.633	1221.412	-1481.817	1607.824
UL026	-13.243	428.737	-1077.976	846.476	-1217.921	1049.202

구 분	S4(절점20)		S5(절점21)		S6(절점23)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-1372.939	-2030.587	-1150.142	-1236.985	-12.538	-517.258
UL002	-1339.678	-1880.865	-1132.131	-1151.785	-12.538	-507.936
UL003	-1407.181	-2187.836	-1167.044	-1333.853	-12.538	-526.007
UL004	-1214.408	-1098.001	-1054.414	-807.413	-26.628	-453.124
UL005	-1353.213	-1661.890	-1140.929	-1067.154	-32.425	-491.903
UL006	-1333.101	-1571.361	-1130.039	-1015.638	-32.425	-486.266
UL007	-1373.917	-1756.971	-1151.149	-1125.726	-32.425	-497.192
UL008	-1293.553	-1661.890	-1101.156	-1067.154	-12.538	-491.903
UL009	-1293.553	-1661.890	-1101.156	-1067.154	-12.538	-491.903
UL010	-1273.441	-1571.361	-1090.265	-1015.638	-12.538	-486.266
UL011	-1273.441	-1571.361	-1090.265	-1015.638	-12.538	-486.266
UL012	-1314.257	-1756.971	-1111.375	-1125.726	-12.538	-497.192
UL013	-1314.257	-1756.971	-1111.375	-1125.726	-12.538	-497.192
UL014	-1167.700	-1055.770	-1013.860	-776.359	-25.604	-435.696
UL015	-1167.700	-1055.770	-1013.860	-776.359	-25.604	-435.696
UL016	-1301.166	-1597.971	-1097.047	-1026.110	-31.178	-472.983
UL017	-1301.166	-1597.971	-1097.047	-1026.110	-31.178	-472.983
UL018	-1281.828	-1510.924	-1086.576	-976.575	-31.178	-467.563
UL019	-1281.828	-1510.924	-1086.576	-976.575	-31.178	-467.563
UL020	-1321.074	-1689.395	-1106.874	-1082.429	-31.178	-478.070
UL021	-1321.074	-1689.395	-1106.874	-1082.429	-31.178	-478.070
UL022	-901.645	-844.616	-789.411	-621.087	-9.645	-348.557
UL023	-1293.553	-1661.890	-1101.156	-1067.154	-12.538	-491.903
UL024	-1273.441	-1571.361	-1090.265	-1015.638	-12.538	-486.266
UL025	-1314.257	-1756.971	-1111.375	-1125.726	-12.538	-497.192
UL026	-1120.992	-1013.539	-973.306	-745.304	-24.580	-418.268

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 8)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다. [도로교 설계기준 5.4.4.1]

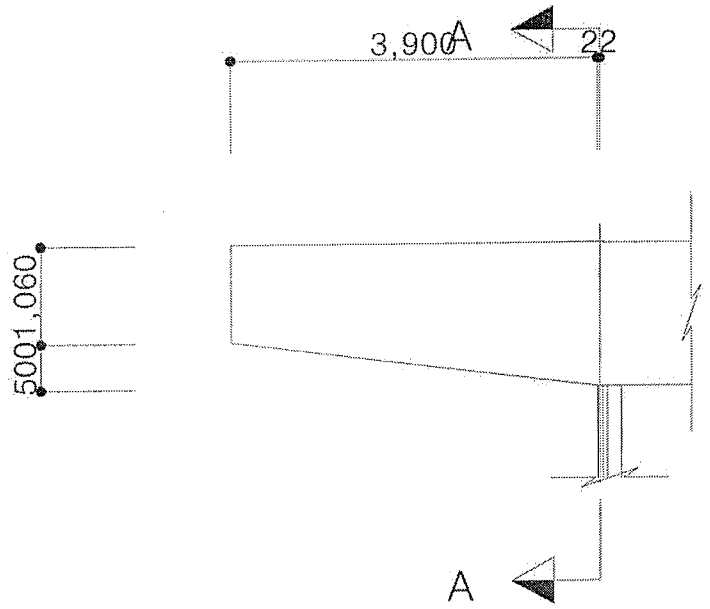
① 기둥의 단면적

$A = 4.000 \times 1.200 - ((4-\pi) \times 0.250^2 = 4.746\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = 4.746 / 1.200 = 3.956\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.022m(= 2.000 - 3.956/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 2325.660 kN - "ULO-02"

Mu = 3933.401 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 3933.401 / 2325.660 = 1.691 m

d = 1.221 - 0.100 = 1.121 m

a/d = 1.691 / 1.121 = 1.509 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 40 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.77, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2100.00	1220.56	1120.56	100.00	3933.40	2325.66

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 13501.400 x 400.00 = 5400560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 40.00 x a x 2100.000 = 71400.000 x a

T = C 이므로, a = 75.638 mm, c = 75.638 / β1 = 75.638 / 0.77 = 98.744 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.56 - 98.744) / 98.744 = 0.03104

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 10605.340 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.273]

1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00395 , ρmin = 0.00395 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02789

ρuse = As / bd = 0.00574

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 75.638 mm

ΦMn = 0.85 x 13501.400 x 400 x (1120.56 - a/2) = 4970.278 kN.m

≥ Mu (= 3933.401 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.264]

* 전단에 대한 검토 (d = 1120.56 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 2100.00 x 1120.56 = 1984.365 kN

< Vu (= 2325.660 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2325.660-1984.365) x 200.00 / (400x1120.56xΦ) x 1000 = 190.360 mm^2

Av_min1 = 0.0625 x √40.0 x 2100.0 x 200.0 / 400.0 = 415.049 mm^2

Av_min2 = 0.35 x 2100.0 x 200.0 / 400.0 = 367.500 mm^2

Av_min = 415.049 mm^2 (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1191.600 mm^2 (H16-6.0 EA, C.T.C 200 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1191.600 x 400.0 x 1120.56 / 200.00 x 1000 = 2670.509 kN

Vs_Max = 2√40.0 / 3 x 2100.00 x 1120.56 / 1000 = 9921.826 kN ≥ 2670.509 kN ∴ O.K

s = 200.000 ≤ 560.278 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (2480.456 + 2670.509) = 4120.772 kN ≥ 2325.660 kN ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 2 < 2d(=2.241) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 0.846 m (< d = 1.121 m) L 위험단면 위치

- Vu = 2239.081 kN - "ULO-02

부재번호 : 5 (I단 : 절점5, J단 : 절점6) 부재길이(L) : 0.877 m

Vui = 2222.368 kN (I단), Vuj = 2311.552 kN (J단)

검토위치(Lc) = 3.076 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 2222.368 + (2311.552 - 2222.368)/0.877 x (3.076 - 2.912)

= 2239.081 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2100.00	3382.61	1120.56	2239.08	40.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √40 / 6 x 2100.00 x 1120.56

= 9921.826 kN ≥ Vu(= 2239.081 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 2100.00 x 1120.56 = 1984.365 kN

< Vu (= 2239.081 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H16 - 6.0 EA (=1191.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1050.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H16 - 6.0 EA (=1191.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=630.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 2670.509 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (2670.509 + 2480.456)

= 4120.772 kN ≥ Vu(= 2239.081 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 0.943 x 3.922 x 2.100 x 25.000 x 0.154 = 33.624 kN

w2 = 0.500 x (3.922-0.022) / 2 x 2.100 x 25.000 x (= 7.883 kN

w3 = 0.500 x (3.922-3.900) x 2.100 x 25.000 x 0.15 = 0.089 kN

Vc = 33.624 + 7.883 + 0.089 = 41.596 kN

Mc = 33.624 x 1.961 + 7.883 x 1.322 + 0.089 x 0.01 = 76.359 kN.m

Vu = 36.495 x sin 76.16 + 36.795 x cos 76.16 +
129.380 x sin 76.16 + 124.550 x cos 76.16 +
129.228 x sin 76.16 + 124.854 x cos 76.16 +
41.596(Vc)
= 396.582 kN

Mu = 36.495 x sin 76.16 x 1.010 + 36.795 x cos 76.16 x 1.010 +
129.380 x sin 76.16 x 3.300 + 124.550 x cos 76.16 x 3.300 +
129.228 x sin 76.16 x 1.189 + 124.854 x cos 76.16 x 1.189 +
76.359(Mc)
= 818.585 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 40 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.77, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1220.56	2100.00	2000.00	100.00	818.59	396.58

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2581.400 x 400.00 = 1032560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 40.00 x a x 1220.556 = 41498.904 x a

T = C 이므로, a = 24.882 mm, c = 24.882 / β1 = 24.882 / 0.77 = 32.483 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2000.00 - 32.483) / 32.483 = 0.18171

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1207.314 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2581.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.138]

1단 : H16 - 5.0 EA, H32 - 2.0 EA (= 2581.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00395 , ρmin = 0.00395 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02789

ρuse = As / bd = 0.00106

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 24.882 mm

ΦMn = 0.85 x 2581.400 x 400 x (2000.00 - a/2) = 1744.433 kN.m

≥ Mu (= 818.585 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.131]

* 전단에 대한 검토 (d = 2000.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 1220.56 x 2000.00 = 2058.526 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 396.582 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2604.072 x 1000000 / [13501.400 x (1120.556 - 257.971/3)]

= 186.430 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -6x13501.400/2100.0 + 6x13501.400/2100.0 x √[(1 + 2x2100.0x1120.6/(6x13501.400)]

= 257.971 mm

사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 186.43) - 2.5 x 84.00 = 212.41 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 186.43) = 337.93 mm

Sa는 작은 값인 212.41 mm 를 적용

S = 2100.00 / 17.0 EA = 123.53 ≤ Sa (= 212.41 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 818.585 \times 1000000 / [2581.400 \times (2000.000 - 212.964/3)]$

$= 164.389$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -6x2581.400/1220.6 + 6x2581.400/1220.6 \times \sqrt{[(1 + 2x1220.6x2000.0/(6x2581.400)]}$

$= 212.964$ mm

사용철근량 = 2581.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H16 - 5.0 EA, H32 - 2.0 EA (= 2581.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 164.39) - 2.5 x 84.00 = 269.05 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 164.39) = 383.24 mm

Sa는 작은 값인 269.05 mm 를 적용

S = 1220.56 / 7.0 EA = 174.37 ≤ Sa (= 269.05 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 16)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다. [도로교 설계기준 5.4.4.1]

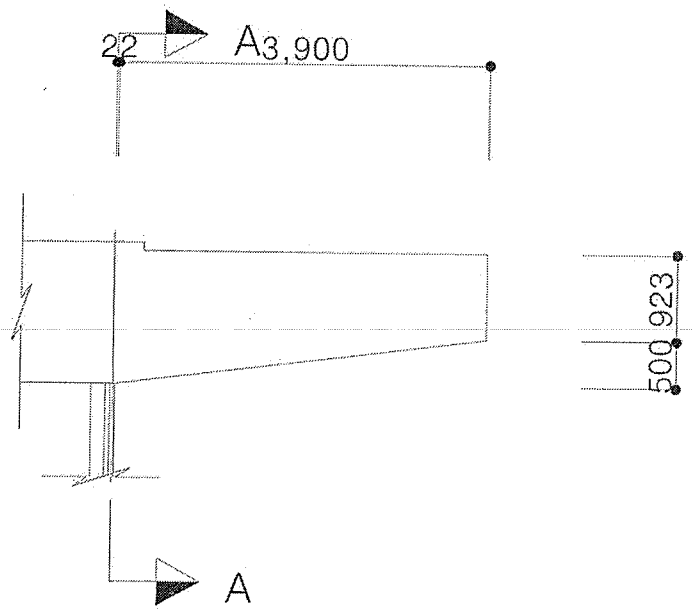
① 기둥의 단면적

$A = 4.000 \times 1.200 - ((4-\pi) \times 0.250^2 = 4.746\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = 4.746 / 1.200 = 3.956\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.022m(= 2.000 - 3.956/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 2298.754 kN - "UL0-03"

Mu = 4072.608 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 4072.608 / 2298.754 = 1.772 m

d = 1.221 - 0.100 = 1.121 m

a/d = 1.772 / 1.121 = 1.581 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 40 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.77, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2100.00	1220.56	1120.56	100.00	4072.61	2298.75

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 13501.400 x 400.00 = 5400560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 40.00 x a x 2100.000 = 71400.000 x a

T = C 이므로, a = 75.638 mm, c = 75.638 / β1 = 75.638 / 0.77 = 98.744 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.56 - 98.744) / 98.744 = 0.03104

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 10991.575 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.228]

1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00395 , ρmin = 0.00395 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02789

ρuse = As / bd = 0.00574

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 75.638 mm

ΦMn = 0.85 x 13501.400 x 400 x (1120.56 - a/2) = 4970.278 kN.m

≥ Mu (= 4072.608 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.220]

* 전단에 대한 검토 (d = 1120.56 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 2100.00 x 1120.56 = 1984.365 kN

< Vu (= 2298.754 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2298.754-1984.365) x 200.00 / (400x1120.56xΦ) x 1000 = 175.353 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √40.0 x 2100.0 x 200.0 / 400.0 = 415.049 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2100.0 x 200.0 / 400.0 = 367.500 mm²

Av_min = 415.049 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1191.600 mm² (H16-6.0 EA, C.T.C 200 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1191.600 x 400.0 x 1120.56 / 200.00 x 1000 = 2670.509 kN

Vs_Max = 2√40.0 / 3 x 2100.00 x 1120.56 / 1000 = 9921.826 kN ≥ 2670.509 kN ∴ O.K

s = 200.000 ≤ 560.278 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (2480.456 + 2670.509) = 4120.772 kN ≥ 2298.754 kN ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 2 < 2d(=2.241) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 0.886 m (< d = 1.121 m) L 위험단면 위치
- Vu = 2215.366 kN - "ULO-03

부재번호 : 19 (I단 : 절점19, J단 : 절점20) 부재길이(L) : 0.876 m

Vui = -2267.382 kN (I단), Vuj = -2187.836 kN (J단)

검토위치(Lc) = 8.764 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -2267.382 + (-2187.836 - -2267.382)/0.876 x (8.764 - 8.191)

= -2215.366 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2100.00	3543.32	1120.56	2215.37	40.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √40 / 6 x 2100.00 x 1120.56

= 9921.826 kN ≥ Vu(= 2215.366 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 2100.00 x 1120.56 = 1984.365 kN

< Vu (= 2215.366 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H16 - 6.0 EA (=1191.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1050.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H16 - 6.0 EA (=1191.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=630.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 2670.509 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (2670.509 + 2480.456)

= 4120.772 kN ≥ Vu(= 2215.366 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 0.943 x 3.922 x 2.100 x 25.000 x 0.154 = 33.624 kN

w2 = 0.500 x (3.922-0.022) / 2 x 2.100 x 25.000 x (= 7.883 kN

w3 = 0.500 x (3.922-3.900) x 2.100 x 25.000 x 0.15 = 0.089 kN

Vc = 33.624 + 7.883 + 0.089 = 41.596 kN

Mc = 33.624 x 1.961 + 7.883 x 1.322 + 0.089 x 0.01 = 76.359 kN.m

Vu = 36.402 x sin 76.16 + 36.739 x cos 76.16 +
128.944 x sin 76.16 + 124.642 x cos 76.16 +
128.878 x sin 76.16 + 124.334 x cos 76.16 +
41.596(Vc)
= 395.614 kN

Mu = 36.402 x sin 76.16 x 1.368 + 36.739 x cos 76.16 x 1.368 +
128.944 x sin 76.16 x 1.189 + 124.642 x cos 76.16 x 1.189 +
128.878 x sin 76.16 x 3.300 + 124.334 x cos 76.16 x 3.300 +
76.359(Mc)
= 832.148 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 40 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.77, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1220.56	2100.00	2000.00	100.00	832.15	395.61

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2581.400 x 400.00 = 1032560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 40.00 x a x 1220.556 = 41498.904 x a

T = C 이므로, a = 24.882 mm, c = 24.882 / β1 = 24.882 / 0.77 = 32.483 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2000.00 - 32.483) / 32.483 = 0.18171

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1227.378 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2581.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.103]

1단 : H16 - 5.0 EA, H32 - 2.0 EA (= 2581.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00395 , ρmin = 0.00395 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02789

ρuse = As / bd = 0.00106

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 24.882 mm

ΦMn = 0.85 x 2581.400 x 400 x (2000.00 - a/2) = 1744.433 kN.m

≥ Mu (= 832.148 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.096]

* 전단에 대한 검토 (d = 2000.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 1220.56 x 2000.00 = 2058.526 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 395.614 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2713.112 x 1000000 / [13501.400 x (1120.556 - 257.971/3)]

= 194.237 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -6x13501.400/2100.0 + 6x13501.400/2100.0 x √[(1 + 2x2100.0x1120.6/(6x13501.400)]

= 257.971 mm

사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 194.24) - 2.5 x 84.00 = 195.43 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 194.24) = 324.35 mm

Sa는 작은 값인 195.43 mm 를 적용

S = 2100.00 / 17.0 EA = 123.53 ≤ Sa (= 195.43 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 832.148 \times 1000000 / [2581.400 \times (2000.000 - 212.964/3)]$

$= 167.113$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -6x2581.400/1220.6 + 6x2581.400/1220.6 \times \sqrt{[(1 + 2x1220.6x2000.0/(6x2581.400)]}$

$= 212.964$ mm

사용철근량 = 2581.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H16 - 5.0 EA, H32 - 2.0 EA (= 2581.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 167.11) - 2.5 x 84.00 = 261.24 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 167.11) = 376.99 mm

Sa는 작은 값인 261.24 mm 를 적용

S = 1220.56 / 7.0 EA = 174.37 ≤ Sa (= 261.24 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침5) : UL0-02(절점 2)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 40 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.77, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2100.00	1022.33	922.33	100.00	14.35	546.82

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 13501.400 x 400.00 = 5400560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 40.00 x a x 2100.000 = 71400.000 x a

T = C 이므로, a = 75.638 mm, c = 75.638 / β1 = 75.638 / 0.77 = 98.744 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (922.33 - 98.744) / 98.744 = 0.02502

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 45.756 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 295.077]

1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00395 , ρmin = 0.00395 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02789

ρuse = As / bd = 0.00697

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 75.638 mm

ΦMn = 0.85 x 13501.400 x 400 x (922.33 - a/2) = 4060.338 kN.m

≥ Mu (= 14.347 kN.m) ∴ O.K [안전률 283.017]

* 전단에 대한 검토 (d = 922.33 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 2100.00 x 922.33 = 1633.336 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 546.823 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 11.036 \times 1000000 / [13501.400 \times (922.333 - 230.955/3)]$

$= 0.967$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -6x13501.400/2100.0 + 6x13501.400/2100.0 \times \sqrt{[(1 + 2x2100.0x922.3/(6x13501.400)]}$

$= 230.955$ mm

사용철근량 = 13501.4 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm^2)

② 철근의 최대 중심간격

$Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00$ mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$Smin : 375 \times (Kcr / fs) - 2.5 \times Cc = 375 \times (210 / 0.97) - 2.5 \times 84.00 = 81233.84$ mm

$300 \times (Kcr / fs) = 300 \times (210 / 0.97) = 65155.07$ mm

Sa는 작은 값인 65155.07 mm 를 적용

$S = 2100.00 / 17.0$ EA $= 123.53 \leq Sa (= 65155.07$ mm) $\therefore$ O.K

2) 받침위치2(교량받침6) : UL0-02(절점 4)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 40 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.77, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2100.00	1255.75	1155.75	100.00	1355.76	1564.73

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 13501.400 x 400.00 = 5400560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 40.00 x a x 2100.000 = 71400.000 x a

T = C 이므로, a = 75.638 mm, c = 75.638 / β1 = 75.638 / 0.77 = 98.744 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1155.75 - 98.744) / 98.744 = 0.03211

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3479.503 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.880]

1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00395 . ρmin = 0.00395 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02789

ρuse = As / bd = 0.00556

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 75.638 mm

ΦMn = 0.85 x 13501.400 x 400 x (1155.75 - a/2) = 5131.824 kN.m

≥ Mu (= 1355.755 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.785]

* 전단에 대한 검토 (d = 1155.75 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 2100.00 x 1155.75 = 2046.685 kN

ΦVc/2 < Vu (= 1564.733 kN) , 최소 전단철근 보강.

Av_req1 = 0.0625 x √40.0 x 2100.0 x 200.0 / 400.0 = 415.049 mm²

Av_req2 = 0.35 x 2100.0 x 200.0 / 400.0 = 367.500 mm²

Av_req = 415.049 mm² (Av_req1,Av_req2중 큰 값을 사용)

Av_use = H16 - 6.0 EA = 1191.600 mm² ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 990.016 x 1000000 / [13501.400 x (1155.748 - 262.514/3)]

= 68.643 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -6x13501.400/2100.0 + 6x13501.400/2100.0 x √[(1 + 2x2100.0x1155.7/(6x13501.400)]

= 262.514 mm

사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 68.64) - 2.5 x 84.00 = 937.25 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 68.64) = 917.80 mm

Sa는 작은 값인 917.80 mm 를 적용

S = 2100.00 / 17.0 EA = 123.53 ≤ Sa (= 917.80 mm) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침1) : UL0-02(절점 5)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 40 MPa, fy = 400 MPa. k1 = 0.77, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1050.00	1433.71	1333.71	100.00	1637.39	2222.37

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 40.00 x a x 1050.000 = 35700.000 x a

T = C 이므로, a = 71.189 mm, c = 71.189 / β1 = 71.189 / 0.77 = 92.936 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1333.71 - 92.936) / 92.936 = 0.04005

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3667.364 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.732]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00395 , ρmin = 0.00395 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02789

ρuse = As / bd = 0.00454

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.189 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1333.71 - a/2) = 2804.228 kN.m

≥ Mu (= 1637.394 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.713]

* 전단에 대한 검토 (d = 1333.71 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 1050.00 x 1333.71 = 1180.920 kN

< Vu (= 2222.368 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2222.368-1180.920) x 200.00 / (400x1333.71xΦ) x 1000 = 488.040 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √40.0 x 1050.0 x 200.0 / 400.0 = 207.524 mm²

Av_min2 = 0.35 x 1050.0 x 200.0 / 400.0 = 183.750 mm²

Av_min = 207.524 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1191.600 mm² (H16-6.0 EA, C.T.C 200 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1191.600 x 400.0 x 1333.71 / 200.00 x 1000 = 3178.506 kN

Vs_Max = 2√40.0 / 3 x 1050.00 x 1333.71 / 1000 = 5904.601 kN ≥ 3178.506 kN ∴ O.K

s = 200.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (1476.150 + 3178.506) = 3723.725 kN ≥ 2222.368 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1171.401 x 1000000 / [6353.600 x (1333.713 - 277.003/3)]

= 148.519 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -6x6353.600/1050.0 + 6x6353.600/1050.0 x √[(1 + 2x1050.0x1333.7/(6x6353.600)]

= 277.003 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 148.52) - 2.5 x 84.00 = 320.24 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 148.52) = 424.19 mm

Sa는 작은 값인 320.24 mm 를 적용

S = 1050.00 / 8.0 EA = 131.25 ≤ Sa (= 320.24 mm) ∴ O.K

4) 받침위치4(교량받침9) : UL0-03(절점 20)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 40 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.77, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2100.00	1122.53	1022.53	100.00	1407.18	2187.84

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 13501.400 x 400.00 = 5400560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 40.00 x a x 2100.000 = 71400.000 x a

T = C 이므로, a = 75.638 mm, c = 75.638 / β1 = 75.638 / 0.77 = 98.744 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1022.53 - 98.744) / 98.744 = 0.02807

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4093.489 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.298]

1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00395 , ρmin = 0.00395 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02789

ρuse = As / bd = 0.00629

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 75.638 mm

ΦMn = 0.85 x 13501.400 x 400 x (1022.53 - a/2) = 4520.281 kN.m

≥ Mu (= 1407.181 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.212]

* 전단에 대한 검토 (d = 1022.53 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 2100.00 x 1022.53 = 1810.769 kN

< Vu (= 2187.836 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2187.836-1810.769) x 200.00 / (400x1022.53xΦ) x 1000 = 230.475 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √40.0 x 2100.0 x 200.0 / 400.0 = 415.049 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2100.0 x 200.0 / 400.0 = 367.500 mm²

Av_min = 415.049 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1191.600 mm² (H16-6.0 EA, C.T.C 200 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1191.600 x 400.0 x 1022.53 / 200.00 x 1000 = 2436.888 kN

Vs_Max = 2√40.0 / 3 x 2100.00 x 1022.53 / 1000 = 9053.845 kN ≥ 2436.888 kN ∴ O.K

s = 200.000 ≤ 511.264 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (2263.461 + 2436.888) = 3760.279 kN ≥ 2187.836 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1056.859 x 1000000 / [13501.400 x (1022.528 - 244.933/3)]

= 83.196 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -6x13501.400/2100.0 + 6x13501.400/2100.0 x √[(1 + 2x2100.0x1022.5/(6x13501.400)]

= 244.933 mm

사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 83.20) - 2.5 x 84.00 = 736.56 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 83.20) = 757.25 mm

Sa는 작은 값인 736.56 mm 를 적용

S = 2100.00 / 17.0 EA = 123.53 ≤ Sa (= 736.56 mm) ∴ O.K

5) 발침위치5(교량받침4) : ULO-03(절점 21)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 40 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.77, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1050.00	1250.81	1150.81	100.00	1167.04	1333.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 40.00 x a x 1050.000 = 35700.000 x a

T = C 이므로, a = 71.189 mm, c = 71.189 / β1 = 71.189 / 0.77 = 92.936 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1150.81 - 92.936) / 92.936 = 0.03415

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3027.288 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.099]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00395 , ρmin = 0.00395 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02789

ρuse = As / bd = 0.00526

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.189 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1150.81 - a/2) = 2409.109 kN.m

≥ Mu (= 1167.044 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.064]

* 전단에 대한 검토 (d = 1150.81 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 1050.00 x 1150.81 = 1018.968 kN

< Vu (= 1333.853 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1333.853-1018.968) x 200.00 / (400x1150.81xΦ) x 1000 = 171.013 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √40.0 x 1050.0 x 200.0 / 400.0 = 207.524 mm²

Av_min2 = 0.35 x 1050.0 x 200.0 / 400.0 = 183.750 mm²

Av_min = 207.524 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1191.600 mm² (H16-6.0 EA, C.T.C 200 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1191.600 x 400.0 x 1150.81 / 200.00 x 1000 = 2742.603 kN

Vs_Max = 2√40.0 / 3 x 1050.00 x 1150.81 / 1000 = 5094.839 kN ≥ 2742.603 kN ∴ O.K

s = 200.000 ≤ 287.702 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (1273.710 + 2742.603) = 3213.050 kN ≥ 1333.853 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 885.499 x 1000000 / [6353.600 x (1150.807 - 255.037/3)]

= 130.766 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -6x6353.600/1050.0 + 6x6353.600/1050.0 x √[(1 + 2x1050.0x1150.8/(6x6353.600)]

= 255.037 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 130.77) - 2.5 x 84.00 = 392.22 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 130.77) = 481.78 mm

Sa는 작은 값인 392.22 mm 를 적용

S = 1050.00 / 8.0 EA = 131.25 ≤ Sa (= 392.22 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침10) : UL0-03(절점 23)

. * 단면제원 및 설계가정 .

fck = 40 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.77, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2100.00	800.30	700.30	100.00	12.54	526.01

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 13501.400 x 400.00 = 5400560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 40.00 x a x 2100.000 = 71400.000 x a

T = C 이므로, a = 75.638 mm, c = 75.638 / β1 = 75.638 / 0.77 = 98.744 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.30 - 98.744) / 98.744 = 0.01828

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 52.669 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 256.345]

1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00395 , ρmin = 0.00395 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02789

ρuse = As / bd = 0.00918

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 75.638 mm

ΦMn = 0.85 x 13501.400 x 400 x (700.30 - a/2) = 3041.101 kN.m

≥ Mu (= 12.538 kN.m) ∴ O.K [안전률 242.553]

* 전단에 대한 검토 (d = 700.30 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 2100.00 x 700.30 = 1240.143 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 526.007 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 24.942 x 1000000 / [13501.400 x (700.300 - 197.045/3)]

= 2.911 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -6x13501.400/2100.0 + 6x13501.400/2100.0 x √[(1 + 2x2100.0x700.3/(6x13501.400)]

= 197.045 mm

사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 2.91) - 2.5 x 84.00 = 26842.62 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 2.91) = 21642.10 mm

Sa는 작은 값인 21642.10 mm 를 적용

S = 2100.00 / 17.0 EA = 123.53 ≤ Sa (= 21642.10 mm) ∴ O.K

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-4423.948	-8884.265	316.608	316.608	0.000	0.00002	축력최대
UL007	-4423.948	-7116.654	1093.488	1562.844	-127.034	0.00008	모멘트최대
UL022	-3403.037	-3403.037	1899.276	5147.488	894.224	0.00041	탄성설계
UL022	-3403.037	-3403.037	620.888	1703.625	894.224	0.00041	소성설계
UE026	-3062.733	-3062.733	269.781	870.622	-164.614	0.00004	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.000)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.011	0.060	O.K	118224.537	8884.265	316.608	13.307	O.K
모멘트최대	0.010	0.011	0.060	O.K	118224.537	7116.654	1562.844	16.612	O.K
탄성설계	0.010	0.011	0.060	O.K	65232.151	3403.037	5147.488	19.169	O.K
편심최대	0.010	0.011	0.060	O.K	118224.537	3062.733	870.622	38.601	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 24, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	3900.000	8884.265	316.608	35.637

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 8884.265 x 0.00002 / (-0.000 x 4.830)

= 0.000 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.830 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 3.800 / 1.143

= 3.326 ≤ 22.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=316.608 , M2=316.608)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 1.000) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 3.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 2127.273 mm, ab = k1 x cb = 1629.491 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1928627.082 = 65573.321 kN, ∑Csi = 7768.449 kN, ∑Tsi = 7127.556 kN

Pb = 65573.321 + 7768.449 - 7127.556 = 66214.214 kN

Mb = Cc x -464.745 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 98785.733 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 1491.911 mm, e = Mu/Pu = 35.637 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 6341.309 mm, a = k1 x c = 4857.442 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 4698834.024 = 159760.357 kN

∑Csi = 17981.987 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 159760.357 + 17981.987 - 0.000 = 177742.344 kN

Mn = Cc x 2428.721 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6334.717 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=35.640)| = 0.0029 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 4000.00 - 100.00 = 3900.000 mm

c = 6341.309 mm, a = k1 x c = 4857.442 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (3900.00-6341.31) / 6341.31 = -0.00115

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN < Pn = 177742.344 kN

ΦPn = 0.80 x 147780.672 = 118224.537 kN ≥ Pu = 8884.265 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.036 = 4213.163 kN.m ≥ Mu = 316.608 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 24, UL007)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	3900.000	7116.654	1562.844	219.604

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 7116.654 x 0.00008 / (-127.034 x 4.830)

= 0.001 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.830 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 3.800 / 1.143

= 3.326 ≤ 25.604 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=1093.488 , M2=1562.844)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.700) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 3.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 2127.273 mm, ab = k1 x cb = 1629.491 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1928627.082 = 65573.321 kN, ∑Csi = 7768.449 kN, ∑Tsi = 7127.556 kN

Pb = 65573.321 + 7768.449 - 7127.556 = 66214.214 kN

Mb = Cc x -464.745 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 98785.733 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 1491.911 mm, e = Mu/Pu = 219.604 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 4717.077 mm, a = k1 x c = 3613.281 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 4309320.552 = 146516.899 kN

∑Csi = 15159.278 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 146516.899 + 15159.278 - 0.000 = 161676.177 kN

Mn = Cc x 1989.190 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 35505.342 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=219.608) | = 0.0040 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈜ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 4000.00 - 100.00 = 3900.000 mm

c = 4717.077 mm, a = k1 x c = 3613.281 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (3900.00-4717.08) / 4717.08 = -0.00052

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㈜ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN < Pn = 161676.177 kN

ΦPn = 0.80 x 147780.672 = 118224.537 kN ≥ Pu = 7116.654 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.220 = 25962.553 kN.m ≥ Mu = 1562.844 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 24, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=1.00, θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	3900.000	3403.037	5147.488	1512.616

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 3403.037 x 0.00041 / (894.224 x 4.830)

= 0.000 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.830 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 3.800 / 1.143

= 3.326 ≤ 29.572 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=1899.276 , M2=5147.488)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.369) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 3.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 2127.273 mm, ab = k1 x cb = 1629.491 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1928627.082 = 65573.321 kN, ∑Csi = 7768.449 kN, ∑Tsi = 7127.556 kN

Pb = 65573.321 + 7768.449 - 7127.556 = 66214.214 kN

Mb = Cc x -464.745 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 98785.733 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1491.911 mm, e = Mu/Pu = 1512.616 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2104.006 mm, a = k1 x c = 1611.669 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 1907239.503 = 64846.143 kN

∑Csi = 7695.386 kN, ∑Tsi = 7309.378 kN

Pn = 64846.143 + 7695.386 - 7309.378 = 65232.151 kN

Mn = Cc x 1989.478 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 98671.386 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1512.619) | = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN ≥ Pn = 65232.151 kN

ΦPn = 1.00 x 65232.151 = 65232.151 kN ≥ Pu = 3403.037 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.513 = 98671.187 kN.m ≥ Mu = 5147.488 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 24, UE026)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	3900.000	3062.733	870.622	284.263

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 3062.733 x 0.00004 / (-164.614 x 4.830)

= 0.000 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.830 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 3.800 / 1.143

= 3.326 ≤ 30.282 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=269.781 , M2=870.622)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.310) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 3.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 2127.273 mm, ab = k1 x cb = 1629.491 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1928627.082 = 65573.321 kN, ∑Csi = 7768.449 kN, ∑Tsi = 7127.556 kN

Pb = 65573.321 + 7768.449 - 7127.556 = 66214.214 kN

Mb = Cc x -464.745 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 98785.733 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 1491.911 mm, e = Mu/Pu = 284.263 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 4542.938 mm, a = k1 x c = 3479.891 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 4149240.001 = 141074.160 kN

∑Csi = 14732.830 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 141074.160 + 14732.830 - 0.000 = 155806.991 kN

Mn = Cc x 1989.196 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 44290.333 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=284.264) | = 0.0010 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉮ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 4000.00 - 100.00 = 3900.000 mm

c = 4542.938 mm, a = k1 x c = 3479.891 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (3900.00-4542.94) / 4542.94 = -0.00042

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

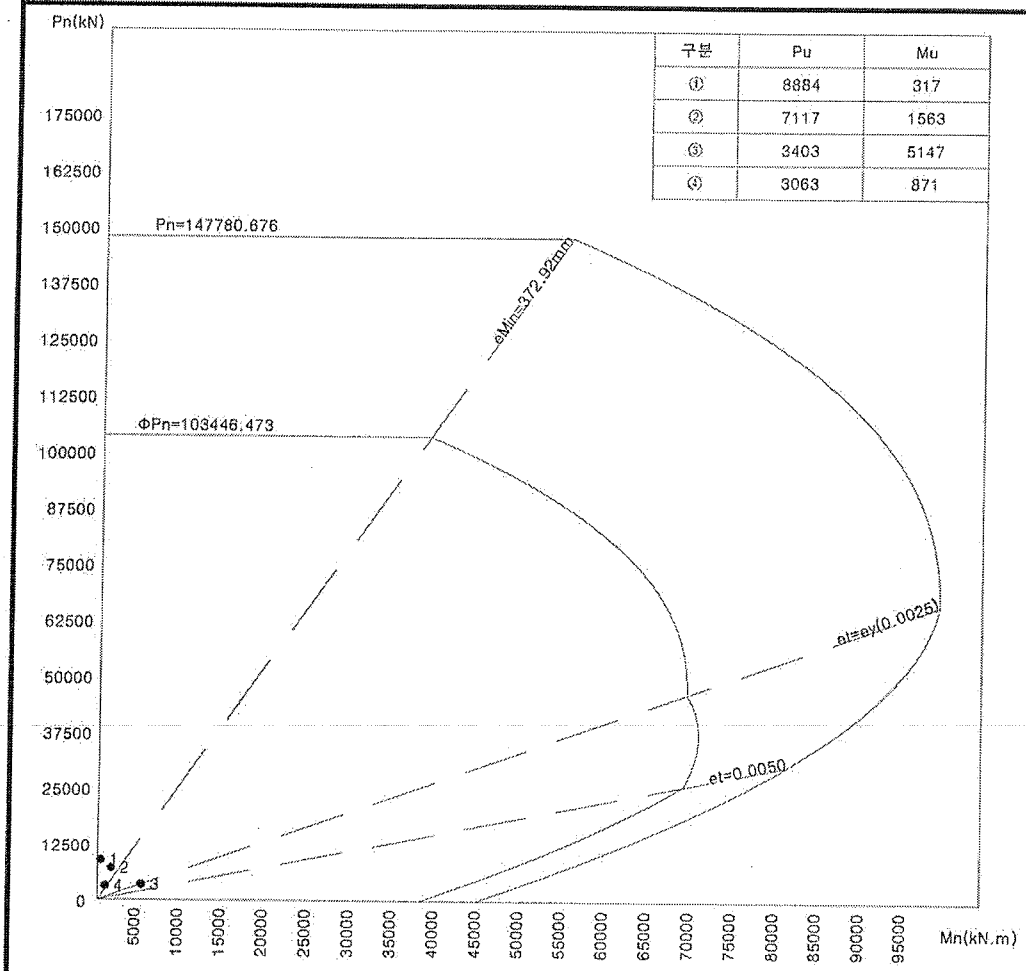
㉯ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN < Pn = 155806.991 kN

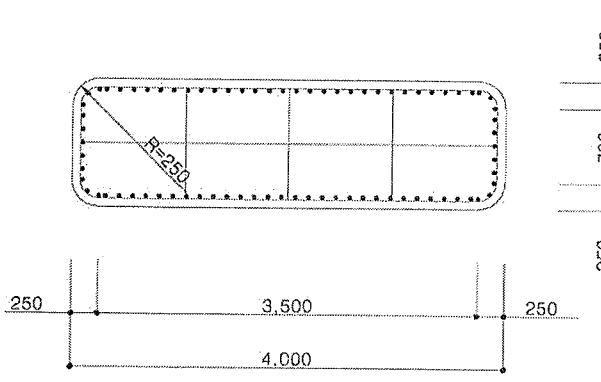
ΦPn = 0.80 x 147780.672 = 118224.537 kN ≥ Pu = 3062.733 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.284 = 33606.878 kN.m ≥ Mu = 870.622 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	8884	317
②	7117	1563
③	3403	5147
④	3063	871



■ 단면제원

B = 3500.000 mm
H = 700.000 mm
R = 250.000 mm
D = 3900.000 mm
Ag = 4746349.541 mm²

■ 사용 철근

Ast = 50107.200 mm²
Puse = 0.01056
1단 : H29-78Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-4423.948	-8884.265	627.724	627.724	0.000	0.00039	축력최대
ULB04	-4423.948	-4423.948	498.077	838.851	117.464	0.00043	모멘트최대
ULB22	-3403.037	-3403.037	586.422	4023.879	904.735	0.00204	탄성설계
ULB22	-3403.037	-3403.037	-27.253	1118.566	904.735	0.00204	소성설계
UEB26	-3062.733	-3062.733	359.537	674.096	108.429	0.00033	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.000)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.011	0.060	O.K	118224.537	8884.265	627.724	13.307	O.K
모멘트최대	0.010	0.011	0.060	O.K	102456.607	4423.948	838.851	23.160	O.K
탄성설계	0.010	0.011	0.060	O.K	18113.962	3403.037	4023.879	5.323	O.K
편심최대	0.010	0.011	0.060	O.K	95882.686	3062.733	674.096	31.306	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 24, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	1100.000	8884.265	627.724	70.656

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 8884.265 x 0.00039 / (0.000 x 4.830)

= 0.000 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.830 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 3.800 / 0.343

= 11.063 ≤ 22.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=627.724 , M2=627.724)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 1.000) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 3.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 600.000 mm, ab = k1 x cb = 459.600 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1811584.251 = 61593.865 kN, ∑Csi = 10335.016 kN, ∑Tsi = 11121.314 kN

Pb = 61593.865 + 10335.016 - 11121.314 = 60807.567 kN

Mb = Cc x 120.200 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32930.557 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 541.554 mm, e = Mu/Pu = 70.656 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1420.235 mm, a = k1 x c = 1087.900 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 4321133.445 = 146918.537 kN

∑Csi = 15151.409 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 146918.537 + 15151.409 - 0.000 = 162069.946 kN

Mn = Cc x 597.408 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11450.432 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=70.651)| = 0.0045 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 100.00 = 1100.000 mm

c = 1420.235 mm, a = k1 x c = 1087.900 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1100.00-1420.23) / 1420.23 = -0.00068

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN < Pn = 162069.946 kN

ΦPn = 0.80 x 147780.672 = 118224.537 kN ≥ Pu = 8884.265 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.071 = 8353.234 kN.m ≥ Mu = 627.724 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 24, ULB04)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	1100.000	4423.948	838.851	189.616

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 4423.948 x 0.00043 / (117.464 x 4.830)

= 0.003 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.830 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 3.800 / 0.343

= 11.063 ≤ 26.875 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=498.077 , M2=838.851)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.594) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 3.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 600.000 mm, ab = k1 x cb = 459.600 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1811584.251 = 61593.865 kN, ∑Csi = 10335.016 kN, ∑Tsi = 11121.314 kN

Pb = 61593.865 + 10335.016 - 11121.314 = 60807.567 kN

Mb = Cc x 120.200 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32930.557 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 541.554 mm, e = Mu/Pu = 189.616 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1121.971 mm, a = k1 x c = 859.430 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 3410918.538 = 115971.230 kN

∑Csi = 12099.528 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 115971.230 + 12099.528 - 0.000 = 128070.758 kN

Mn = Cc x 597.063 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24283.663 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=189.611) | = 0.0045 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 100.00 = 1100.000 mm

c = 1121.971 mm, a = k1 x c = 859.430 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1100.00-1121.97) / 1121.97 = -0.00006

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN ≥ Pn = 128070.758 kN

ΦPn = 0.80 x 128070.758 = 102456.607 kN ≥ Pu = 4423.948 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.190 = 19427.396 kN.m ≥ Mu = 838.851 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 24, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=1.00

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	1100.000	3403.037	4023.879	1182.438

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 3403.037 x 0.00204 / (904.735 x 4.830)

= 0.002 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.830 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 3.800 / 0.343

= 11.063 ≤ 32.251 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=586.422 , M2=4023.879)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.146) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 3.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 600.000 mm, ab = k1 x cb = 459.600 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1811584.251 = 61593.865 kN, ∑Csi = 10335.016 kN, ∑Tsi = 11121.314 kN

Pb = 61593.865 + 10335.016 - 11121.314 = 60807.567 kN

Mb = Cc x 120.200 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32930.557 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 541.554 mm, e = Mu/Pu = 1182.438 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 251.954 mm, a = k1 x c = 192.996 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 745412.102 = 25344.011 kN

∑Csi = 6611.328 kN, ∑Tsi = 13841.377 kN

Pn = 25344.011 + 6611.328 - 13841.377 = 18113.962 kN

Mn = Cc x 598.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21418.728 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1182.443)| = 0.0054 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN ≥ Pn = 18113.962 kN

ΦPn = 1.00 x 18113.962 = 18113.962 kN ≥ Pu = 3403.037 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.182 = 21418.630 kN.m ≥ Mu = 4023.879 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 24, UEB26)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	1100.000	3062.733	674.096	220.096

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 3062.733 x 0.00033 / (108.429 x 4.830)

= 0.002 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.830 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 3.800 / 0.343

= 11.063 ≤ 27.600 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=359.537 , M2=674.096)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.533) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 3.800 m)

㉢ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 600.000 mm, ab = k1 x cb = 459.600 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1811584.251 = 61593.865 kN, ∑Csi = 10335.016 kN, ∑Tsi = 11121.314 kN

Pb = 61593.865 + 10335.016 - 11121.314 = 60807.567 kN

Mb = Cc x 120.200 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32930.557 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 541.554 mm, e = Mu/Pu = 220.096 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1052.189 mm, a = k1 x c = 805.977 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 3197103.482 = 108701.518 kN

∑Csi = 11680.107 kN, ∑Tsi = 528.269 kN

Pn = 108701.518 + 11680.107 - 528.269 = 119853.357 kN

Mn = Cc x 597.090 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 26380.338 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=220.105) | = 0.0088 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 100.00 = 1100.000 mm

c = 1052.189 mm, a = k1 x c = 805.977 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1100.00-1052.19) / 1052.19 = 0.00014

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

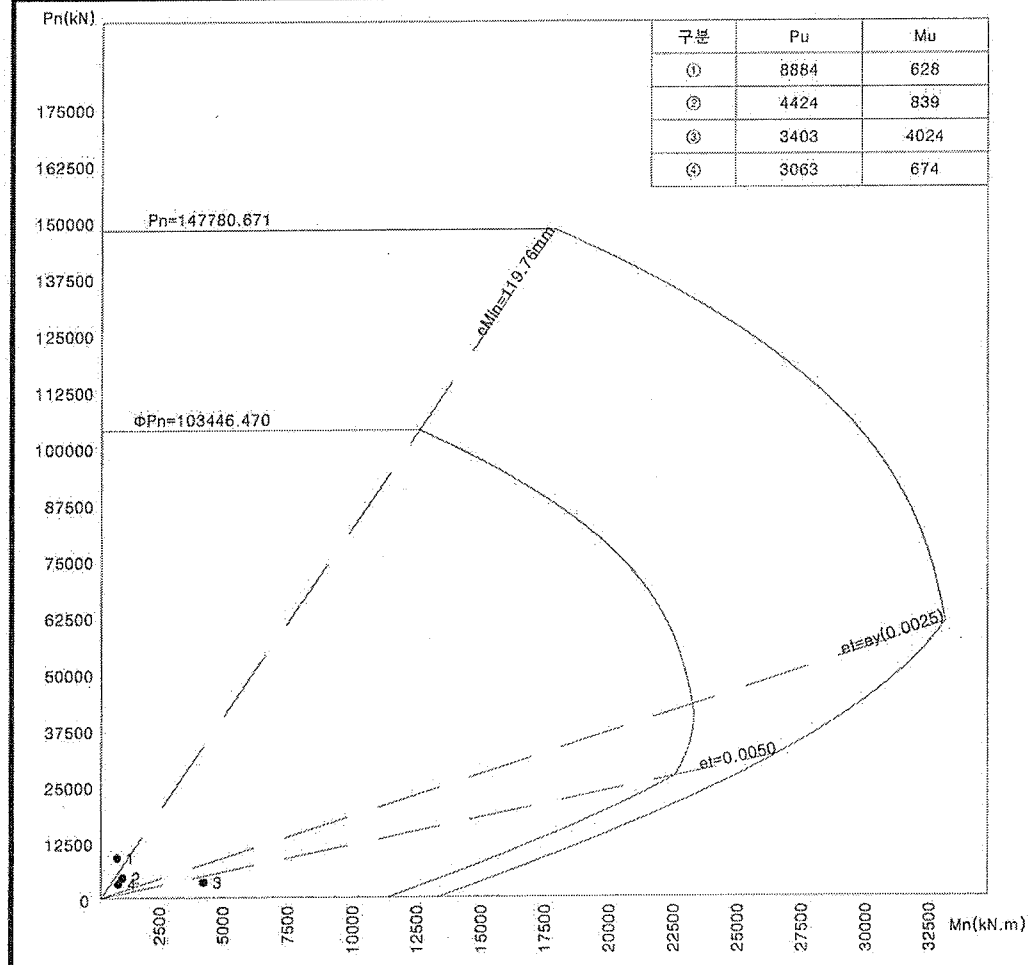
㈏ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN ≥ Pn = 119853.357 kN

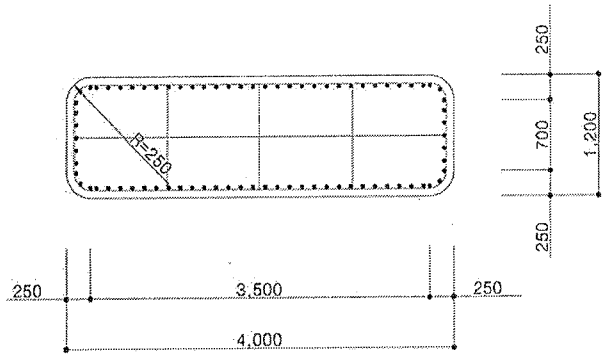
ΦPn = 0.80 x 119853.357 = 95882.686 kN ≥ Pu = 3062.733 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.220 = 21103.429 kN.m ≥ Mu = 674.096 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	8884	628
②	4424	839
③	3403	4024
④	3063	674



▣ 단면제원

B = 3500.000 mm
H = 700.000 mm
R = 250.000 mm
D = 1100.000 mm
Ag = 4746349.541 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 50107.200 mm²
Puse = 0.01056
1단 : H29-78Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-8884.265	627.724	316.608	703.049	축력최대
UL04	-4423.948	838.851	937.224	1257.800	모멘트최대
UE26	-3062.733	674.096	870.622	1101.085	편심최대
UL07	-7116.654	751.425	1562.844	1734.105	모멘트최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx,My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.011	0.060	O.K	118224.537	8884.265	703.049	13.307	O.K
모멘트최대	0.010	0.011	0.060	O.K	83029.671	4423.948	1257.800	18.768	O.K
편심최대	0.010	0.011	0.060	O.K	69578.646	3062.733	1101.085	22.718	O.K
모멘트최대	0.010	0.011	0.060	O.K	94669.263	7116.654	1734.105	13.302	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 24, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, θ=2.610도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	1258.630	8884.265	703.049	79.134

㉯ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 686.526 mm, ab = k1 x cb = 525.879 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1758802.254 = 59799.277 kN, ∑Csi = 9114.950 kN, ∑Tsi = 9600.259 kN

Pb = 59799.277 + 9114.950 - 9600.259 = 59313.968 kN

Mb = Cc x 87.061 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 31610.645 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 532.938 mm, e = Mu/Pu = 79.134 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1507.270 mm, a = k1 x c = 1154.569 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 4268599.106 = 145132.370 kN

∑Csi = 14666.626 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 145132.370 + 14666.626 - 0.000 = 159798.995 kN

Mn = Cc x 638.491 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12646.498 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=79.140) | = 0.0059 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1358.63 - 100.00 = 1258.630 mm

c = 1507.270 mm, a = k1 x c = 1154.569 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1258.63-1507.27) / 1507.27 = -0.00049

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN < Pn = 159798.995 kN

ΦPn = 0.80 x 147780.672 = 118224.537 kN ≥ Pu = 8884.265 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.079 = 9355.601 kN.m ≥ Mu = 703.049 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 24, UL004)

【 기둥 : 하부 , 2/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, θ=5.765도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	1448.038	4423.948	1257.800	284.316

㉯ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 789.839 mm, ab = k1 x cb = 605.017 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1693748.562 = 57587.451 kN, ∑Csi = 8059.007 kN, ∑Tsi = 8270.599 kN

Pb = 57587.451 + 8059.007 - 8270.599 = 57375.859 kN

Mb = Cc x 47.492 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 31089.644 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 541.859 mm, e = Mu/Pu = 284.316 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1147.575 mm, a = k1 x c = 879.042 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 2795429.080 = 95044.589 kN

∑Csi = 10199.257 kN, ∑Tsi = 1456.757 kN

Pn = 95044.589 + 10199.257 - 1456.757 = 103787.088 kN

Mn = Cc x 692.337 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29508.977 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=284.322) | = 0.0061 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1548.04 - 100.00 = 1448.038 mm

c = 1147.575 mm, a = k1 x c = 879.042 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1448.04-1147.57) / 1147.57 = 0.00079

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN ≥ Pn = 103787.088 kN

ΦPn = 0.80 x 103787.088 = 83029.671 kN ≥ Pu = 4423.948 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.284 = 23606.672 kN.m ≥ Mu = 1257.800 kN.m ∴ O.K

③ 편심최대 : (부재 24, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, θ=6.657도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	1501.009	3062.733	1101.085	359.511

㉯ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 818.732 mm, ab = k1 x cb = 627.149 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1675188.321 = 56956.403 kN, ∑Csi = 7816.464 kN, ∑Tsi = 7965.660 kN

Pb = 56956.403 + 7816.464 - 7965.660 = 56807.206 kN

Mb = Cc x 36.426 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 31118.812 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 547.797 mm, e = Mu/Pu = 359.511 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1046.637 mm, a = k1 x c = 801.724 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 2378103.727 = 80855.527 kN

∑Csi = 9268.137 kN, ∑Tsi = 3150.356 kN

Pn = 80855.527 + 9268.137 - 3150.356 = 86973.308 kN

Mn = Cc x 710.664 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 31267.448 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=359.506) | = 0.0044 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1601.01 - 100.00 = 1501.009 mm

c = 1046.637 mm, a = k1 x c = 801.724 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1501.01-1046.64) / 1046.64 = 0.00130

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN ≥ Pn = 86973.308 kN

ΦPn = 0.80 x 86973.308 = 69578.646 kN ≥ Pu = 3062.733 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.360 = 25014.267 kN.m ≥ Mu = 1101.085 kN.m ∴ O.K

④ 모멘트최대 : (부재 24, UL007)

【 기둥 : 하부 , 6/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, θ=10.644도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	1734.439	7116.654	1734.105	243.669

㉯ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 946.058 mm, ab = k1 x cb = 724.680 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1596818.117 = 54291.816 kN, ∑Csi = 7043.782 kN, ∑Tsi = 6922.893 kN

Pb = 54291.816 + 7043.782 - 6922.893 = 54412.705 kN

Mb = Cc x -12.340 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32098.153 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 589.902 mm, e = Mu/Pu = 243.669 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1460.429 mm, a = k1 x c = 1118.689 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 3184948.527 = 108288.250 kN

∑Csi = 10635.919 kN, ∑Tsi = 587.590 kN

Pn = 108288.250 + 10635.919 - 587.590 = 118336.579 kN

Mn = Cc x 780.535 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 28834.759 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=243.667) | = 0.0013 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1834.44 - 100.00 = 1734.439 mm

c = 1460.429 mm, a = k1 x c = 1118.689 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1734.44-1460.43) / 1460.43 = 0.00056

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

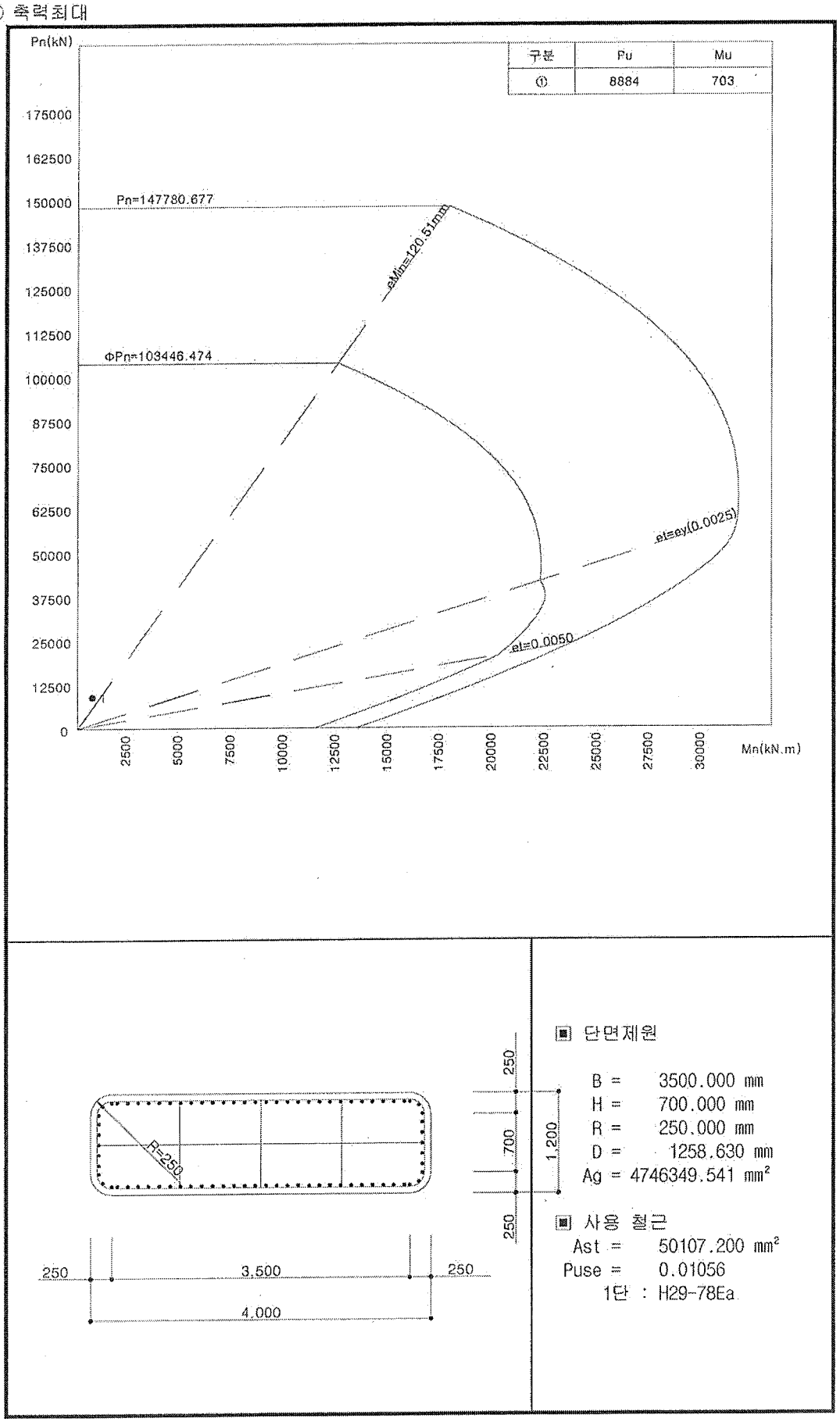
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN ≥ Pn = 118336.579 kN

ΦPn = 0.80 x 118336.579 = 94669.263 kN ≥ Pu = 7116.654 kN ∴ O.K

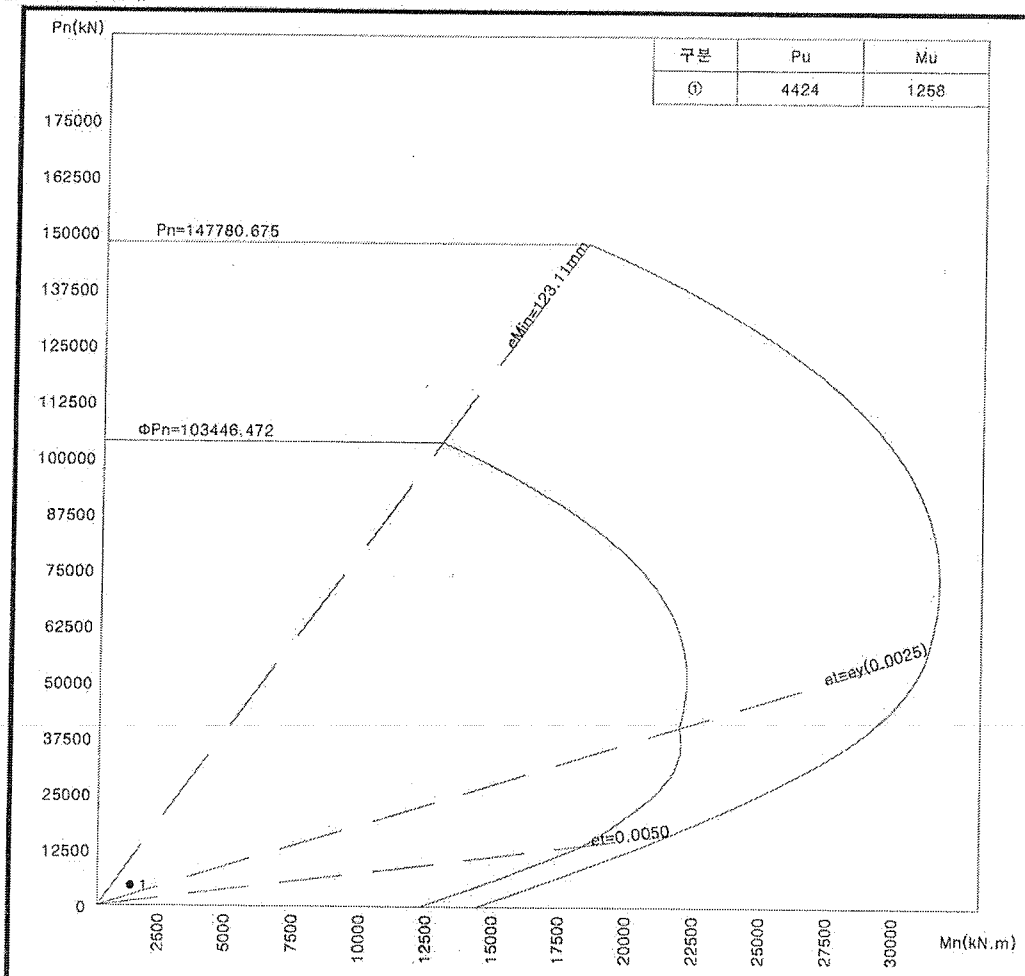
ΦMn = ΦPn x 0.244 = 23067.929 kN.m ≥ Mu = 1734.105 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도

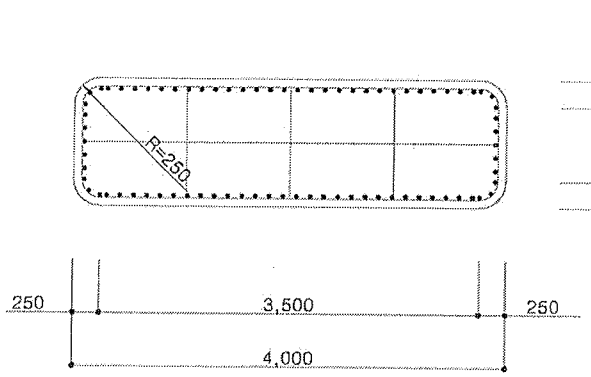
① 축력최대



② 모멘트최대



구분	Pu	Mu
①	4424	1258



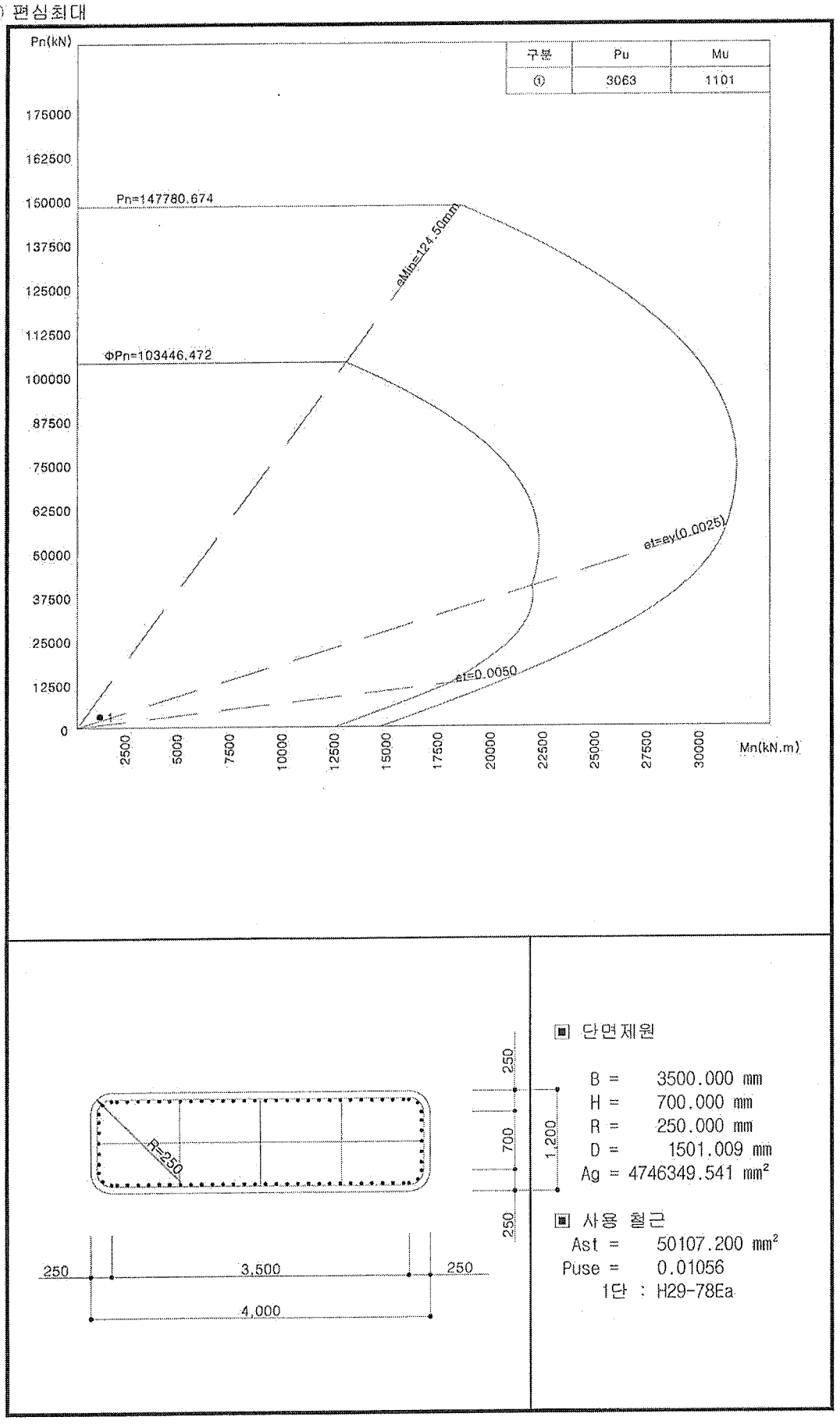
▣ 단면제원

B = 3500.000 mm
H = 700.000 mm
R = 250.000 mm
D = 1448.038 mm
Ag = 4746349.541 mm²

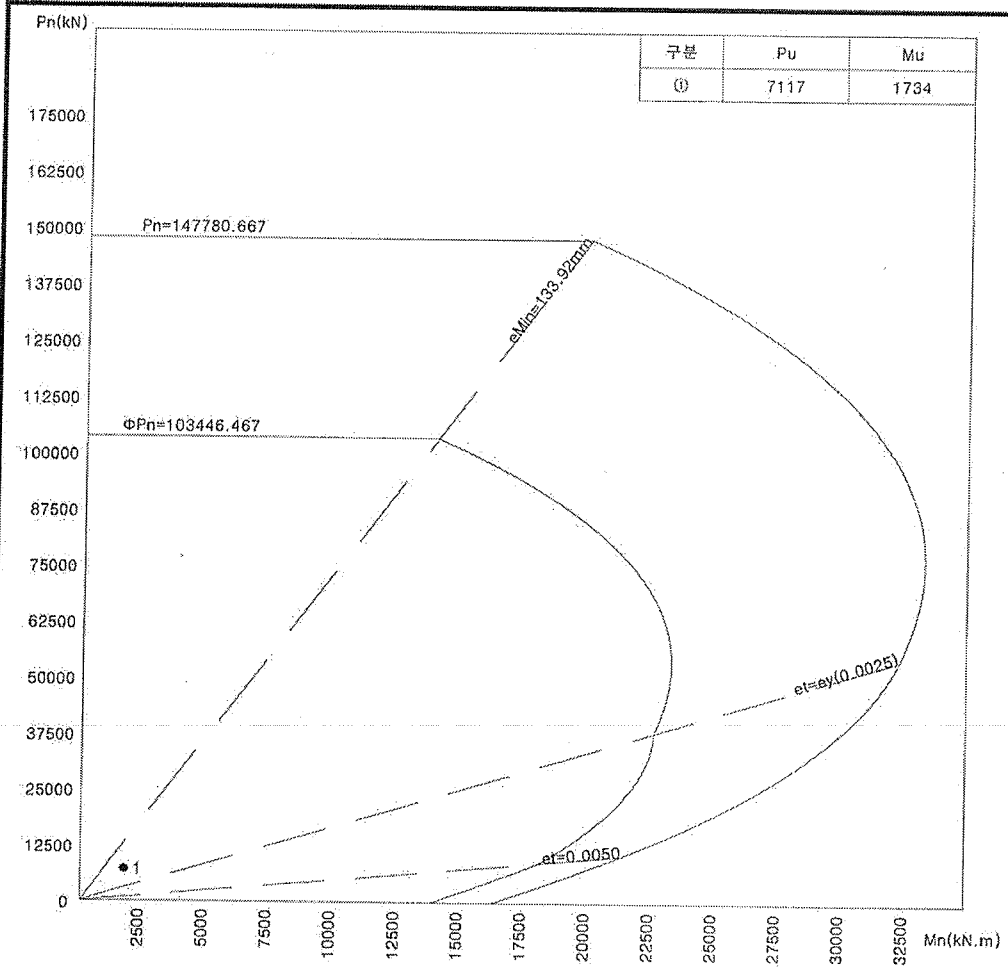
▣ 사용 철근

Ast = 50107.200 mm²
Puse = 0.01056
1단 : H29-78Ea

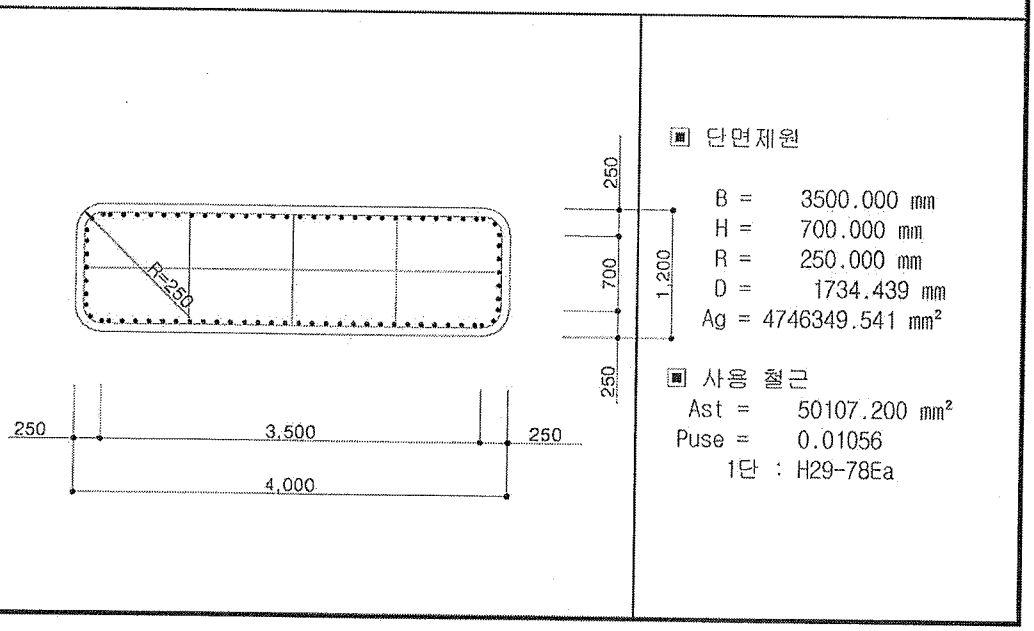
③ 편심최대


Pn(kN)
구분 Pu Mu
① 3063 1101
175000
162500
150000
137500
125000
112500
100000
87500
75000
62500
50000
37500
25000
12500
0
Pn=147780.674
eMin=124.50mm
ΦPn=103446.472
et=ey(0.0025)
et=0.0050
2500
5000
7500
10000
12500
15000
17500
20000
22500
25000
27500
30000
Mn(kN.m)
R=250
250
700
250
1,200
250
3,500
250
4,000
▣ 단면제원
B = 3500.000 mm
H = 700.000 mm
R = 250.000 mm
D = 1501.009 mm
Ag = 4746349.541 mm²
▣ 사용 철근
Ast = 50107.200 mm²
Puse = 0.01056
1단 : H29-78Ea

④ 모멘트최대



구분	Pu	Mu
①	7117	1734



▣ 단면제원

B = 3500.000 mm
H = 700.000 mm
R = 250.000 mm
D = 1734.439 mm
Ag = 4746349.541 mm²

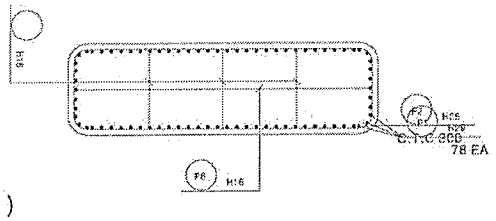
▣ 사용 철근

Ast = 50107.200 mm²
Puse = 0.01056
1단 : H29-78Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL004 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	0.000 kN
교축직각방향	V =	178.332 kN
합성전단력	V =	178.332 kN
축방향력	P =	4423.948 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 178.332 / 0.80 = 222.915 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 1200.000 mm d' = 100.000 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 434.053 mm

d = h/2 + Zs

= 1200.000/2 + 434.053

= 1034.053 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 4423.948 x 1000 / (14 x 4746349.541) } x √40.0

x 4000.000 x 1034.053

= 4650.223 kN

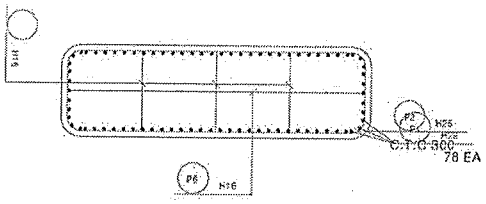
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2325.111 kN ≥ Vn ≤ Vc = 4650.223 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	904.735 kN
교축직각방향	V =	463.191 kN
합성전단력	V =	1016.411 kN
축방향력	P =	3403.037 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 1016.411 / 1.00 = 1016.411 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 1200.000 mm d' = 100.000 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 434.053 mm

d = h/2 + Zs

= 1200.000/2 + 434.053

= 1034.053 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x { 10 x Pu / (fck x Ag) } x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 10 + 3403.037 x 1000 / (40.0 x 4746349.541) }

x { 1 + 3403.037 / (14 x 4746349.541) } x √40.0 x 4000.000 x 1034.053

= 821.522 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc = 821.522 kN < Vn = 1016.411 kN ∴ 전단철근 필요

Vs = 1016.411 - 821.522 = 194.889 kN

(4) 필요철근량 계산 Av

Av1 = Vs x s / (fy x d) = 113.082 mm² ∵ Vs = Av x fy x d / s

Av2 = 0.35 x B x s / fy = 948.683 mm² : 최소 전단 철근량

Av3 = 0.0625 x √40.0 x B x s / fy = 948.683 mm²

Av = 948.683 mm² , Av1, Av2, Av3 중 큰 값을 적용

띠철근의 수직 간격 S = 300.0 mm, d = 1034.053 mm, fy = 500.0 MPa

사용철근량 : H25 x 2EA = 1013.400 mm²

→ 1013.400 mm² ≥ 948.683 mm² ∴ O.K

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]
캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.
단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,
450㎜ 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D = 4000.0 ㎜
- 기둥 순높이의 1/6 = 3800.0 / 6 = 633.3 ㎜
∴ 4000.0 ㎜ = 4.000 m

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 1200.0 / 4 = 300.0 ㎜
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 29.0 = 174.0 ㎜
∴ 174.0 ㎜ = 0.174 m

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]
심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의
0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 ㎜ 작아서는 안된다.
- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 2000.0 ㎜
∴ 2000.0 ㎜ = 2.000 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 1200.0 / 4 = 300.0 ㎜
- 100.0 ㎜
∴ 300.0 ㎜ = 0.300 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	5477.603	97.718	749.130	6177.603	24710.412	846.849	축력최대
SV007	5474.349	97.718	1202.187	6174.349	24697.396	1299.905	모멘트최대
SV021	5474.349	97.718	1202.187	6174.349	24697.396	1299.905	편심최대
SV022	3403.037	894.224	5147.488	4103.037	16412.148	6041.712	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P+W, W = 8.000 x 3.500 x 1.000 x 25.000 = 700.000 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 8.000 m

My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 1.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mo = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

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

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서

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

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m^3)

= 180619.082 x 14 / (8.000 x 3.500) = 90309.541 kN/m^3

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 180619.082 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 8.000 m)

B : 확대기초의 폭 (= 3.500 m)

n*m : ,말뚝의 개수 (= 14 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 28693400.000 kN/m^2)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

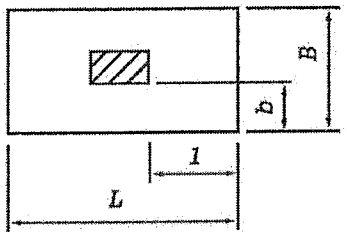
β = $\sqrt[4]{\{(3 \times 90309.541) / (28693400.000 \times 1.000^3)\}}$ = 0.312 (m^{-1})

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(1.150,1.750) = 1.750

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 4.000

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 1.750



$\beta\lambda$ = 0.312 x 1.750 = 0.546 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	8884.265	0.000	316.608	9794.265	39177.060	316.608	축력최대
UE007	6095.743	127.034	1568.336	6795.743	27182.972	1695.370	모멘트최대
UE026	3062.733	164.614	870.622	3692.733	14770.932	1035.236	편심최대
UL022	3403.037	894.224	5147.488	4103.037	16412.148	6041.712	지진시
SV005	5477.603	97.718	749.130	6177.603	24710.412	846.849	축력최대
SV007	5474.349	97.718	1202.187	6174.349	24697.396	1299.905	모멘트최대
SV021	5474.349	97.718	1202.187	6174.349	24697.396	1299.905	편심최대
SV022	3403.037	894.224	5147.488	4103.037	16412.148	6041.712	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P+W, W = 8.000 x 3.500 x 1.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.000 m

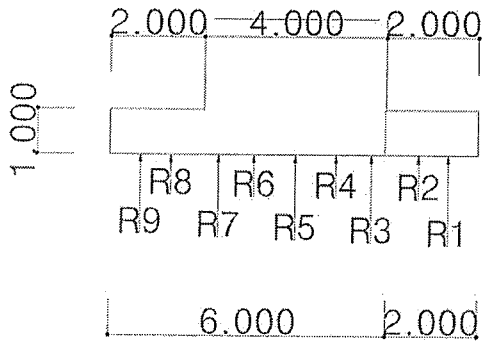
My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 1.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mo = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 2본
R2 = Ru2 x 1본
R3 = Ru3 x 2본
R4 = Ru4 x 1본
R5 = Ru5 x 2본
R6 = Ru6 x 1본
R7 = Ru7 x 2본
R8 = Ru8 x 1본
R9 = Ru9 x 2본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SV005	974.992	478.524	928.753	453.680	882.515	428.835

SV007	1015.675	494.874	948.863	458.975	882.05	423.075
SV021	1015.675	494.874	948.863	458.975	882.05	423.075
SV022	1249.750	560.496	917.949	382.215	586.148	203.933
UL001	1427.936	711.178	1413.559	703.453	1399.181	695.728
UE007	1145.033	555.615	1057.927	508.812	970.82	462.009
UE026	647.775	312.222	587.654	279.918	527.533	247.615
UL022	1249.750	560.496	917.949	382.215	586.148	203.933

구 분	R7	R8	R9
SV005	836.276	403.990	790.038
SV007	815.237	387.176	748.424
SV021	815.237	387.176	748.424
SV022	254.347	25.652	-77.454
UL001	1384.803	688.002	1370.425
UE007	883.714	415.205	796.608
UE026	467.413	215.311	407.292
UL022	254.347	25.652	-77.454

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.000 x 1.000 x 3.500 x 25.000 = 175.000 kN

Ma = 2.000 x 1.000 x 3.500 x 25.000 x 2.000/2 = 175.000 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1 x 1.000 + R2 x 1.000

Ma = R1 x -1.372 + R2 x -0.722

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV005	1453.516	1683.183	1278.516	1508.183	
SV007	1510.549	1750.805	1335.549	1575.805	
SV021	1510.549	1750.805	1335.549	1575.805	
SV022	1810.246	2119.335	1635.246	1944.335	

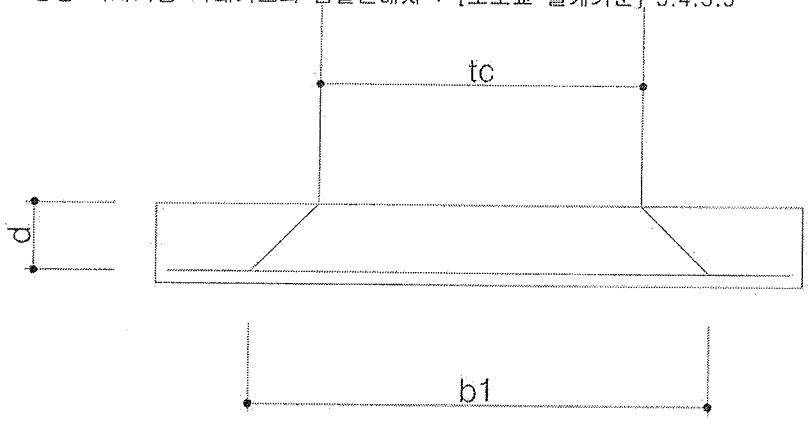
※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	2139.114	2472.599	1911.614	2245.099	
UE007	1700.648	1972.139	1525.648	1797.139	
UE026	959.997	1114.172	802.497	956.672	
UL022	1810.246	2119.335	1635.246	1944.335	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

③ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5



b = tc + 2·d ≤ B
= 5700.00 mm

b : 유효폭
B : 확대기초 전폭
tc : 교각구체폭
d : 확대기초 유효높이

㉮ 긴 변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치하여야한다.

㉯ 짧은 변 방향의 휨철근은 아래식으로 결정되는 철근량을 확대기초의 짧은 변의 폭만큼의 중심구간 폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 하며, 중심구간폭은 중심선은 기둥 또는 교각의 중심선으로 한다.

$$A_{s,m} = \frac{2}{1+\beta} A_{s,s}$$

초 중심구간 폭의 외측부분에 균등하게 배치하여야 한다.

As,s : 기초 짧은 변 방향에 대하여 필요한 총 철근량 (= 5130.093 ㎟ , 기초단면 검토 참조)

β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 8.000/3.500 = 2.286)

As,m = 2 / (1 + 2.286) x 5130.093 = 3122.666 ㎟

→ 유효폭내에 배치된 철근량은 9197.663 ㎟ 이므로 위 조건에 만족한다.

: 사용철근 = H16 - 65EA ∴ O.K

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 500 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.8

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3500.0	1000.0	850.0	150.0	2245.1	1911.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 14694.300 x 500.00 = 7347150.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3500.000 = 80325.000 x a

T = C 이므로, a = 91.468 mm, c = 91.468 / β1 = 91.468 / 0.85 = 107.609 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (850.00 - 107.609) / 107.609 = 0.02070

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6363.060 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 14694.3 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 2.309]

1단 : H25 - 29.0 EA (= 14694.3 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00280

0.25 √fck / fy = 0.00260 , ρmin = 0.00280 적용

ρmax = 0.69 x Pb = 0.69 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.01464

ρuse = As / bd = 0.00494

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 14694.300 x 500 x (850 - a/2) = 5022.704 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 91.468 mm

≥ Mu (= 2245.099 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.237]

* 전단에 대한 검토 (d = 850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 850.00 = 2061.140 kN

≥ Vu (= 1911.614 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - 65 EA

H16 - 35 EA =19860.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1000.0 x 8000.0 = 12000.000 ㎟ < 19860.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - 65 EA

H16 - 35 EA =19860.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 8000.0 = 16000.000 ㎟ < 19860.000 ㎟

(19860.000 / 8.000) = 2482.500 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H16 - 35 EA = 6951.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 6951.000 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - x/3)] = 1575.805 x 1000000 / [14694.300 x (850.000 - 196.054/3)]

= 136.672 Mpa

x = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x14694.300/3500.0 + 7x14694.300/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x850.0/(7x14694.300)]

= 196.054 ㎜

사용철근량 = 14694.3 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)

1단 : H25 - 29.0 EA (= 14694.3 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 25.00/2 = 137.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 136.67) - 2.5 x 137.50 = 232.45 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 136.67 = 460.96 ㎜

Sa는 작은 값인 232.45 ㎜ 를 적용

S = 3500.00 / 29.00 Ea = 120.69 ≤ Sa (= 232.45 ㎜) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB05	5477.603	45.179	-579.636	6177.603	10810.805	534.458	축력최대
SVB04	3403.037	90.357	-645.270	4103.037	7180.315	554.912	모멘트최대
SVB26	3403.037	90.357	-645.270	4103.037	7180.315	554.912	편심최대
SVB22	3403.037	904.735	4023.879	4103.037	7180.315	4928.614	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P+W, W = 3.500 x 8.000 x 1.000 x 25.000 = 700.000 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 3.500 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 1.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	8884.265	0.000	-627.724	9794.265	17139.964	627.724	축력최대
ULB04	4423.948	117.464	-838.851	5333.948	9334.409	721.386	모멘트최대
UEB26	3062.733	108.429	-674.096	3692.733	6462.283	565.668	편심최대
ULB22	3403.037	904.735	4023.879	4103.037	7180.315	4928.614	지진시
SVB05	5477.603	45.179	-579.636	6177.603	10810.805	534.458	축력최대
SVB04	3403.037	90.357	-645.270	4103.037	7180.315	554.912	모멘트최대
SVB26	3403.037	90.357	-645.270	4103.037	7180.315	554.912	편심최대
SVB22	3403.037	904.735	4023.879	4103.037	7180.315	4928.614	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P+W, W = 3.500 x 8.000 x 1.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 3.500 m

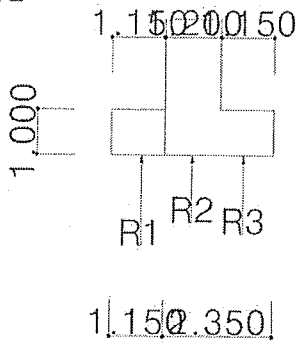
Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 1.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 5본

R2 = Ru2 x 4본

R3 = Ru3 x 5본

구 분	R1	R2	R3
SVB05	2455.261	1765.029	1957.312
SVB04	1754.784	1172.296	1175.957
SVB26	1754.784	1172.296	1175.957
SVB22	3940.531	1172.296	-1009.79
ULB01	3752.623	2798.361	3243.28
ULB04	2281.219	1523.985	1528.743
UEB26	1625.468	1055.067	1012.199
ULB22	3940.531	1172.296	-1009.79

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.150 x 1.000 x 8.000 x 25.000 = 230.000 kN

Ma = 1.150 x 1.000 x 8.000 x 25.000 x 1.150/2 = 132.250 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1 x 1.000

Ma = R1 x -0.500

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB05	2455.261	1227.631	2225.261	1095.381	
SVB04	1754.784	877.392	1524.784	745.142	
SVB26	1754.784	877.392	1524.784	745.142	
SVB22	3940.531	1970.266	3710.531	1838.016	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	3752.623	1876.312	3453.623	1704.387	
ULB04	2281.219	1140.610	1982.219	968.685	
UEB26	1625.468	812.734	1418.468	693.709	
ULB22	3940.531	1970.266	3710.531	1838.016	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 500 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.8

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8000.0	1000.0	850.0	150.0	1838.0	3710.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12909.000 x 500.00 = 6454500.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8000.000 = 183600.000 x a

T = C 이므로, a = 35.155 mm, c = 35.155 / β1 = 35.155 / 0.85 = 41.359 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (850.00 - 41.359) / 41.359 = 0.05866

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5130.093 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12909.0 mm² (철근도심 : 150 mm) [사용률 = 2.516]

1단 : H16 - 65.0 EA (= 12909.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00280

0.25 √fck / fy = 0.00260 , ρmin = 0.00280 적용

ρmax = 0.69 x Pb = 0.69 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.01464

ρuse = As / bd = 0.00190

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 12909.000 x 500 x (850 - a/2) = 4566.940 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.155 mm

≥ Mu (= 1838.016 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.485]

* 전단에 대한 검토 (d = 850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 8000.00 x 850.00 = 4711.178 kN

≥ Vu (= 3710.531 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

    사용철근량 : H25 - 29 EA

    H25 - 15 EA =22294.800 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 1000.0 x 3500.0 = 5250.000 ㎟ < 22294.800 ㎟ ∴ O.K

  * 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

    단면적대비 0.0020 이상

    사용철근량 : H25 - 29 EA

    H25 - 15 EA =22294.800 ㎟

    필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 3500.0 = 7000.000 ㎟ < 22294.800 ㎟

    (22294.800 / 3.500) = 6369.943 ㎟ > (1800㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

  * 노출면 300㎜ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

    사용철근량 : H25 - 15 EA = 7600.500 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 7600.500 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1095.381 x 1000000 / [12909.000 x (850.000 - 127.736/3)]

  = 105.093 Mpa

  χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

  = -7x12909.000/8000.0 + 7x12909.000/8000.0 x √[(1 + 2x8000.0x850.0/(7x12909.000)]

  = 127.736 ㎜

  사용철근량 = 12909.0 ㎟ (철근도심 : 150 ㎜)

  1단 : H16 - 65.0 EA (= 12909.0 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 150.00 - 16.00/2 = 142.00 ㎜

  여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

  Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 105.09) - 2.5 x 142.00 = 394.34 ㎜

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 105.09 = 599.47 ㎜

  Sa는 작은 값인 394.34 ㎜ 를 적용

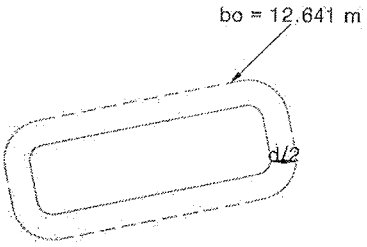
  S = 8000.00 / 65.00 Ea = 123.08 ≤ Sa (= 394.34 ㎜) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -8884.265 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 12.641 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

※ $\beta c = 3.333$, $\alpha s = 40$

① $Vc1 = 1/6 \times (1 + 2/\beta c) \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$
$= 1/6 \times (1 + 2/3.33) \times \sqrt{(27)} \times 12.641 \times 0.850$
$= 14888.68$ kN

② $Vc2 = 1/6 \times (1 + (\alpha s \cdot d)/(2 \cdot bo)) \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$
$= 1/6 \times (1 + (40 \cdot 0.850)/(2 \cdot 12.641)) \times \sqrt{(27)} \times 12.641 \times 0.850$
$= 21819.492$ kN

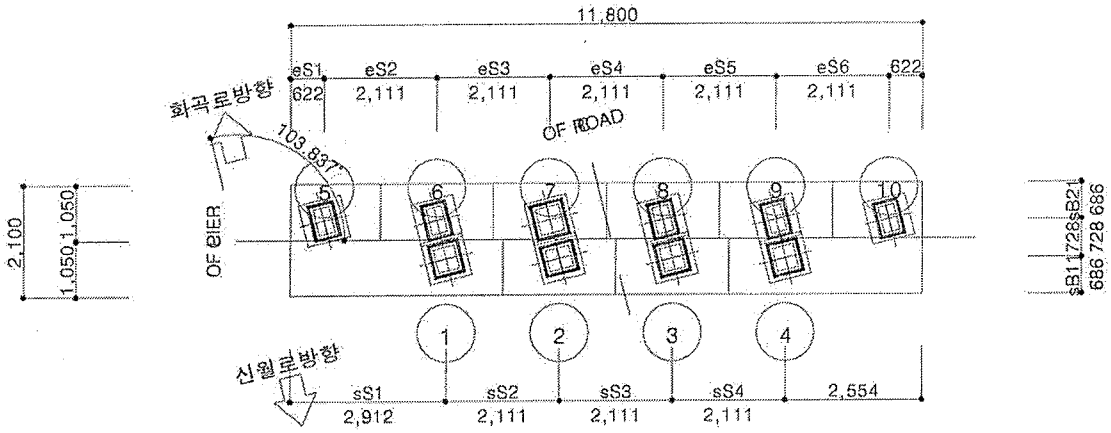
③ $Vc3 = 1/3 \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$
$= 1/3 \times \sqrt{(27)} \times 12.641 \times 0.850$
$= 18610.85$ kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = $0.80 \times 14888.680 = 11910.944$ kN

※ $\Phi Vc > Vu$ ---------- O.K

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

㉠ 전열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 13.000 = 265.000 mm

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 27.000 = 335.000 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	265.000	450.000	400.000	419.580	O.K
2	265.000	400.000	450.000	437.875	O.K
3	265.000	450.000	400.000	419.580	O.K
4	265.000	450.000	400.000	419.580	O.K
5	335.000	500.000	300.000	407.263	O.K
6	335.000	500.000	300.000	407.263	O.K
7	335.000	500.000	450.000	389.326	O.K
8	335.000	500.000	300.000	407.263	O.K
9	335.000	500.000	300.000	407.263	O.K
10	335.000	500.000	300.000	407.263	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 76.2° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 13.84°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 54.000 + 6.66 \times 5.470) \times (1 + 0.000125 \times 13.84^2)$

$= 334.428$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1081 - 25 - 50 = 1006$ mm ≥ 334 mm $\therefore$ O.K

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	550.000	359.300	O.K	103.500	36.795	O.K
SHOE 2	550.000	409.260	O.K	103.500	36.817	O.K
SHOE 3	550.000	406.130	O.K	103.500	36.799	O.K
SHOE 4	550.000	369.200	O.K	103.500	36.739	O.K
SHOE 5	750.000	359.669	O.K	138.000	129.380	O.K
SHOE 6	750.000	469.734	O.K	138.000	129.228	O.K
SHOE 7	750.000	515.871	O.K	138.000	129.185	O.K
SHOE 8	750.000	513.854	O.K	138.000	129.105	O.K
SHOE 9	750.000	473.699	O.K	138.000	128.944	O.K
SHOE 10	750.000	351.007	O.K	138.000	128.878	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	359.300	27.440	27.665	1085.882	2367.116	
2	409.260	27.326	46.607	1135.883	1413.700	
3	406.130	27.296	27.669	1085.883	1438.700	
4	369.200	27.370	27.623	1085.883	2187.746	
5	359.669	97.278	93.646	985.882	1121.828	
6	469.734	97.164	93.875	985.882	1463.700	
7	515.871	97.131	94.039	1135.882	1463.700	
8	513.854	97.071	93.933	985.882	1463.700	
9	473.699	96.950	93.716	985.882	1463.700	
10	351.007	96.901	93.484	985.882	1121.828	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	487.769	886.900	O.K	552.917	886.900	O.K
2	554.478	886.900	O.K	706.191	886.900	O.K
3	530.677	886.900	O.K	604.971	886.900	O.K
4	496.619	886.900	O.K	563.686	886.900	O.K
5	857.893	1773.800	O.K	899.297	1773.800	O.K
6	954.407	1773.800	O.K	1043.454	1773.800	O.K
7	994.951	1773.800	O.K	1086.211	1773.800	O.K
8	992.836	1773.800	O.K	1092.801	1773.800	O.K
9	956.723	1773.800	O.K	1046.975	1773.800	O.K
10	848.154	1773.800	O.K	889.268	1773.800	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	152.444	3547.600	O.K	153.695	3547.600	O.K
2	151.809	3547.600	O.K	258.928	3547.600	O.K
3	151.647	3547.600	O.K	153.715	3547.600	O.K
4	152.055	3547.600	O.K	153.463	3547.600	O.K
5	540.433	3547.600	O.K	520.258	3547.600	O.K
6	539.798	3547.600	O.K	521.528	3547.600	O.K
7	539.618	3547.600	O.K	522.437	3547.600	O.K
8	539.284	3547.600	O.K	521.852	3547.600	O.K
9	538.614	3547.600	O.K	520.643	3547.600	O.K
10	538.338	3547.600	O.K	519.358	3547.600	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 5

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 359.669 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

Hx2 = 129.380 / 1.33 = 97.278 kN

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 97.278 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 124.550 / 1.33 = 93.646 kN

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 93.646 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 500.000 mm b1y = 300.000 mm

b2x = 685.882 mm b2y = 621.828 mm

bcx = 2 x b2x = 1371.765 mm < 5 x b1x = 2500.000 mm

bcy = 2 x b2y = 1243.655 mm < 5 x b1y = 1500.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 500.000/1371.765) x 359.669 x 10^3 /180.000

= 317.461 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 300.000/1243.655) x 359.669 x 10^3 /180.000

= 379.039 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 97.278 x 10^3 / 180.000

= 540.433 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 93.646 x 10^3 / 180.000

= 520.258 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 500.000 + 621.828 = 1121.828 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 300.000 + 685.882 = 985.882 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 379.039 + 520.258 = 899.297 mm^2

Bxo = 1121.828 mm 범위내에서 H13 - 14 EA

As = 126.700 x 14 = 1773.800 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 317.461 + 540.433 = 857.893 mm^2

Byo = 985.882 mm 범위내에서 H13 - 14 EA

As = 126.700 x 14 = 1773.800 mm^2 ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 5

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 93.646 x 10^3 / 180.000 = 520.258 mm^2

사용철근 : H13 - 14 EA + H13 - 14 EA

As = 126.700 x 14 + 126.700 x 14 = 3547.600 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

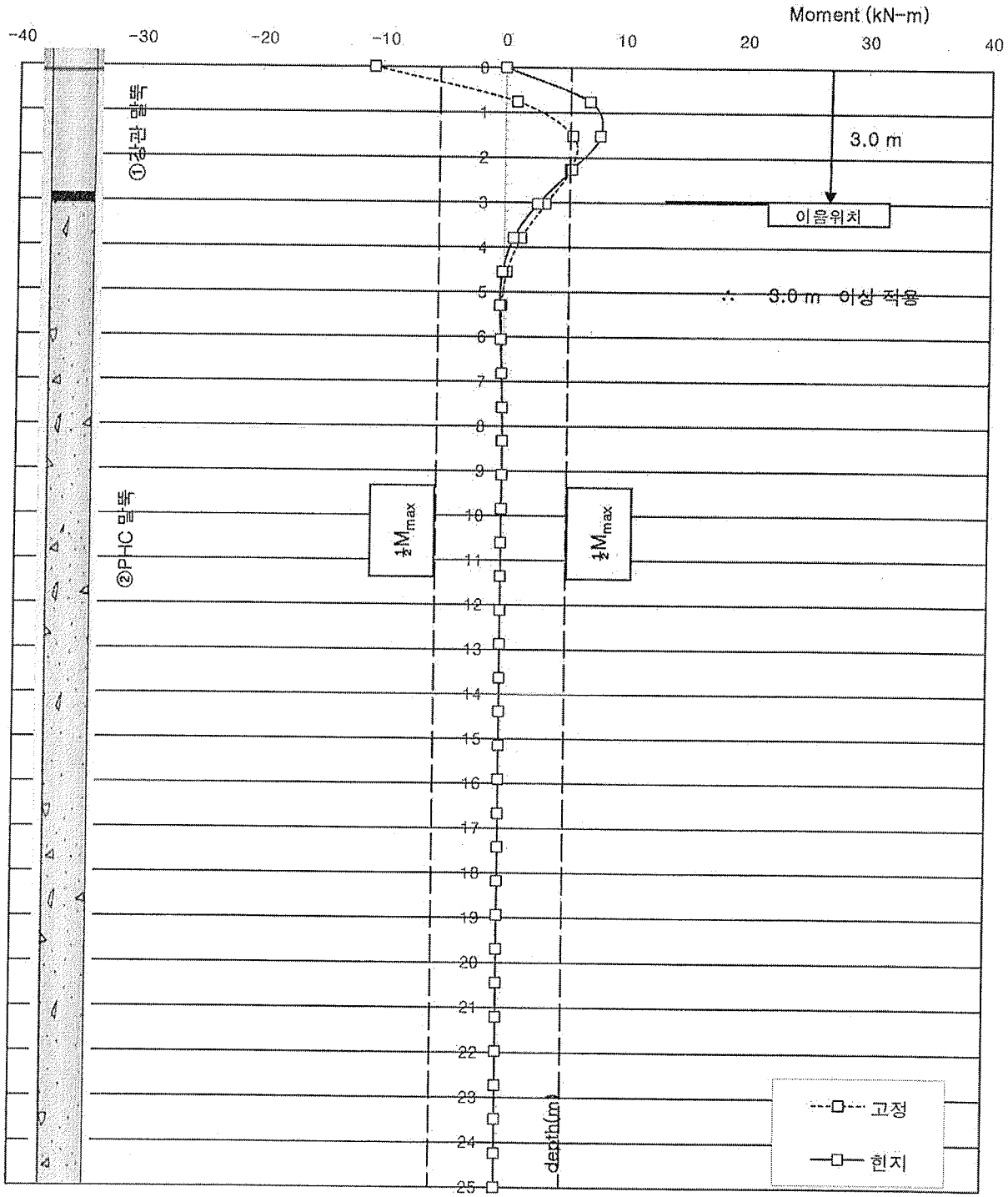
As1 = Hx/fsa = 97.278 x 10^3 / 180.000 = 540.433 mm^2

사용철근 : H13 - 14 EA + H13 - 14 EA

As = 126.700 x 14 + 126.700 x 14 = 3547.600 mm^2 ∴ O.K

13.HCP 말뚝검토

13.1 HCP 이음위치 검토



13.2 교축직각방향

1) 설계조건

① 지반조건 및 기본가정

구 분		적 용	비 고
말뚝의 시공방법		프리보링 HCP말뚝	
말뚝 머리의 평균 N치	NH	8	
말뚝 선단의 평균 N치	Ne	50	
변 형 계 수	E0	4·N	
말뚝 선단의 근입깊이		1.0 m	
두부의 돌출길이		0.0 m	
말뚝의 총길이	L	24.9 m	

② 말뚝의 제원

a. 강관말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Ds	500 mm	
말 뚝 두 께	ts	9 mm	
부 식 두 께	t1s	2 mm	
유 효 지 름	Des	496 mm	
말 뚝 길 이	Ls	3.0 m	
단면2차모멘트	Is	321494456 mm^4	
탄 성 계 수	Es	205000 MPa	
강재의 종류		SKK400	

b. PHC말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Dp	500 mm	A 종
말 뚝 두 께	tp	80 mm	
말뚝압축강도	fc	80 MPa	
말뚝유효프리스트레스	fce	4 MPa	
부 식 두 께	t1p	0 mm	
유 효 지 름	Dep	500 mm	
말 뚝 길 이	Lp	21.9 m	
단면2차모멘트	Ip	2411989176 mm^4	
탄 성 계 수	Ep	40000 MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

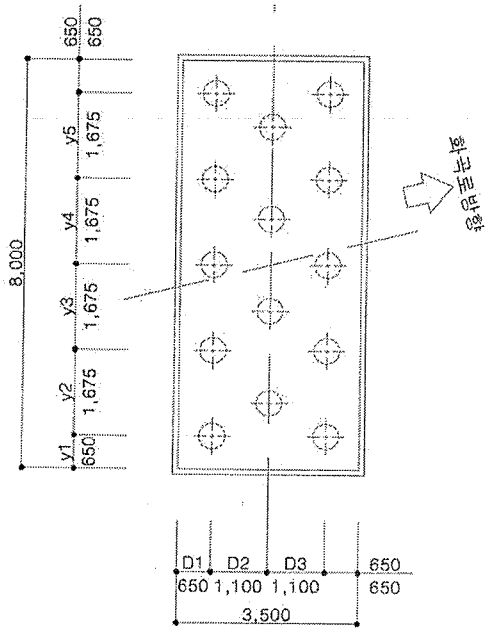
a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ500으로 동일함

b. 강관말뚝과 PHC의 연결은 하중분산용 구조체인 결합구를 강관말뚝 내측에 삽입후 강결시켜야 하며, 결합구가 부착된 강관말뚝과 PHC를 용접으로 연결 함.

2) 파일도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	6177.603	97.718	846.849	SV005
	COMBO 2	6174.349	97.718	1299.905	SV007
	COMBO 3	6174.349	97.718	1299.905	SV021
	COMBO 4	4103.037	894.224	6041.712	SV022
계수하중	COMBO 1	9794.265	0.000	316.608	UL001
	COMBO 2	6795.743	127.034	1695.370	UE007
	COMBO 3	3692.733	164.614	1035.236	UE026
	COMBO 4	4103.037	894.224	6041.712	UL022

3) 말뚝의 배치



※ 말뚝의 간격 검토

구 분	적 용		비교	허 용			비 고
말뚝의 최소중심간격	1.675	m	>	2.5 · D =	1.25	m	∴ O.K
말뚝의 연단거리	0.65	m	>	1.25 · D =	0.625	m	∴ O.K

4) 말뚝의 스프링 정수 산정

① 축방향 스프링정수

구 분	계 산 식	적 용 값
a	0.013 ·(L/D)+ 0.53	1.183
Kv	a·A·E / L	180619 kN/m

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

구 분		계 산 식	적 용 값		
			상시	지진시	
E_0		4·N	3200		kN/m²
α		-	1	2	
B_H		$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	1.319	1.199	
K_{H0}		$\frac{1}{30}\alpha E_o$	10667	21333	kN/m³
K_H		$k_{H0}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	3513	7549	kN/m³
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.285	0.345	m⁻¹
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝)	7.100 ≥ 3	8.596 ≥ 3	
		1<βL<3 (유한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	
고정	K1	4·E·I·β³	6111	10846	kN/m
	K2	2·E·I·β²	10717	15709	kN/rad
	K3	2·E·I·β²	10717	15709	kN.m/m
	K4	2·E·I·β	37584	45504	kN.m/rad
힌지	K1	2·E·I·β³	3056	5423	kN/m
	K2,K3,K4	-	0	0	

h : 설계 지반면보다 위에 있는 부분의 말뚝 축방향 길이 (m)

5) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	85559	151843
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-150033	-219924
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	2528667	2528667
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	13587199	13698075
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0012761	0.0024430	0.0000764	0.0000417	0.0038733	0.0000238
COMBO 2	0.0013357	0.0024417	0.0001104	0.0017372	0.0026875	0.0001440
COMBO 3	0.0013357	0.0024417	0.0001104	0.0020982	0.0014603	0.0000994
COMBO 4	0.0066834	0.0016226	0.0005484	0.0066834	0.0016226	0.0005484

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 6.683 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0012761	0.0026990	0.0000764	487.496	6.980	-10.803
	2	0.0012761	0.0026494	0.0000764	478.524	6.980	-10.803
	3	0.0012761	0.0025710	0.0000764	464.377	6.980	-10.803
	4	0.0012761	0.0025118	0.0000764	453.680	6.980	-10.803
	5	0.0012761	0.0024430	0.0000764	441.257	6.980	-10.803
	6	0.0012761	0.0023743	0.0000764	428.835	6.980	-10.803
	7	0.0012761	0.0023150	0.0000764	418.138	6.980	-10.803
	8	0.0012761	0.0022367	0.0000764	403.990	6.980	-10.803
	9	0.0012761	0.0021870	0.0000764	395.019	6.980	-10.803
COMBO 2	1	0.0013357	0.0028117	0.0001104	507.838	6.980	-10.165
	2	0.0013357	0.0027399	0.0001104	494.874	6.980	-10.165
	3	0.0013357	0.0026267	0.0001104	474.431	6.980	-10.165
	4	0.0013357	0.0025411	0.0001104	458.975	6.980	-10.165
	5	0.0013357	0.0024417	0.0001104	441.025	6.980	-10.165
	6	0.0013357	0.0023424	0.0001104	423.075	6.980	-10.165
	7	0.0013357	0.0022568	0.0001104	407.619	6.980	-10.165
	8	0.0013357	0.0021436	0.0001104	387.176	6.980	-10.165
	9	0.0013357	0.0020718	0.0001104	374.212	6.980	-10.165
COMBO 3	1	0.0013357	0.0028117	0.0001104	507.838	6.980	-10.165
	2	0.0013357	0.0027399	0.0001104	494.874	6.980	-10.165
	3	0.0013357	0.0026267	0.0001104	474.431	6.980	-10.165
	4	0.0013357	0.0025411	0.0001104	458.975	6.980	-10.165
	5	0.0013357	0.0024417	0.0001104	441.025	6.980	-10.165
	6	0.0013357	0.0023424	0.0001104	423.075	6.980	-10.165
	7	0.0013357	0.0022568	0.0001104	407.619	6.980	-10.165
	8	0.0013357	0.0021436	0.0001104	387.176	6.980	-10.165
	9	0.0013357	0.0020718	0.0001104	374.212	6.980	-10.165
COMBO 4	1	0.0066834	0.0034596	0.0005484	624.875	63.873	-80.035
	2	0.0066834	0.0031032	0.0005484	560.496	63.873	-80.035
	3	0.0066834	0.0025411	0.0005484	458.975	63.873	-80.035
	4	0.0066834	0.0021161	0.0005484	382.215	63.873	-80.035
	5	0.0066834	0.0016226	0.0005484	293.074	63.873	-80.035
	6	0.0066834	0.0011291	0.0005484	203.933	63.873	-80.035
	7	0.0066834	0.0007041	0.0005484	127.173	63.873	-80.035
	8	0.0066834	0.0001420	0.0005484	25.652	63.873	-80.035
	9	0.0066834	-0.0002144	0.0005484	-38.727	63.873	-80.035

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000417	0.0039529	0.0000238	713.968	0.000	0.447
	2	0.0000417	0.0039374	0.0000238	711.178	0.000	0.447
	3	0.0000417	0.0039131	0.0000238	706.779	0.000	0.447
	4	0.0000417	0.0038947	0.0000238	703.453	0.000	0.447
	5	0.0000417	0.0038733	0.0000238	699.590	0.000	0.447
	6	0.0000417	0.0038519	0.0000238	695.728	0.000	0.447
	7	0.0000417	0.0038335	0.0000238	692.401	0.000	0.447
	8	0.0000417	0.0038091	0.0000238	688.002	0.000	0.447
	9	0.0000417	0.0037937	0.0000238	685.213	0.000	0.447
COMBO 2	1	0.0017372	0.0031697	0.0001440	572.516	9.074	-13.206
	2	0.0017372	0.0030762	0.0001440	555.615	9.074	-13.206
	3	0.0017372	0.0029286	0.0001440	528.963	9.074	-13.206
	4	0.0017372	0.0028170	0.0001440	508.812	9.074	-13.206
	5	0.0017372	0.0026875	0.0001440	485.410	9.074	-13.206
	6	0.0017372	0.0025579	0.0001440	462.009	9.074	-13.206
	7	0.0017372	0.0024463	0.0001440	441.857	9.074	-13.206
	8	0.0017372	0.0022988	0.0001440	415.205	9.074	-13.206
	9	0.0017372	0.0022052	0.0001440	398.304	9.074	-13.206
COMBO 3	1	0.0020982	0.0017932	0.0000994	323.887	11.758	-18.751
	2	0.0020982	0.0017286	0.0000994	312.222	11.758	-18.751
	3	0.0020982	0.0016268	0.0000994	293.827	11.758	-18.751
	4	0.0020982	0.0015498	0.0000994	279.918	11.758	-18.751
	5	0.0020982	0.0014603	0.0000994	263.767	11.758	-18.751
	6	0.0020982	0.0013709	0.0000994	247.615	11.758	-18.751
	7	0.0020982	0.0012939	0.0000994	233.706	11.758	-18.751
	8	0.0020982	0.0011921	0.0000994	215.311	11.758	-18.751
	9	0.0020982	0.0011275	0.0000994	203.646	11.758	-18.751
COMBO 4	1	0.0066834	0.0034596	0.0005484	624.875	63.873	-80.035
	2	0.0066834	0.0031032	0.0005484	560.496	63.873	-80.035
	3	0.0066834	0.0025411	0.0005484	458.975	63.873	-80.035
	4	0.0066834	0.0021161	0.0005484	382.215	63.873	-80.035
	5	0.0066834	0.0016226	0.0005484	293.074	63.873	-80.035
	6	0.0066834	0.0011291	0.0005484	203.933	63.873	-80.035
	7	0.0066834	0.0007041	0.0005484	127.173	63.873	-80.035
	8	0.0066834	0.0001420	0.0005484	25.652	63.873	-80.035
	9	0.0066834	-0.0002144	0.0005484	-38.727	63.873	-80.035

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.350	0	487.496	6.980	-10.803	2
	2	2.700	0	478.524	6.980	-10.803	1
	3	1.675	0	464.377	6.980	-10.803	2
	4	0.900	0	453.680	6.980	-10.803	1
	5	0.000	0	441.257	6.980	-10.803	2
	6	-0.900	0	428.835	6.980	-10.803	1
	7	-1.675	0	418.138	6.980	-10.803	2
	8	-2.700	0	403.990	6.980	-10.803	1
	9	-3.350	0	395.019	6.980	-10.803	2
	계			6177.603	97.718	846.849	14
COMBO 2	1	3.350	0	507.838	6.980	-10.165	2
	2	2.700	0	494.874	6.980	-10.165	1
	3	1.675	0	474.431	6.980	-10.165	2
	4	0.900	0	458.975	6.980	-10.165	1
	5	0.000	0	441.025	6.980	-10.165	2
	6	-0.900	0	423.075	6.980	-10.165	1
	7	-1.675	0	407.619	6.980	-10.165	2
	8	-2.700	0	387.176	6.980	-10.165	1
	9	-3.350	0	374.212	6.980	-10.165	2
	계			6174.349	97.718	1299.905	14
COMBO 3	1	3.350	0	507.838	6.980	-10.165	2
	2	2.700	0	494.874	6.980	-10.165	1
	3	1.675	0	474.431	6.980	-10.165	2
	4	0.900	0	458.975	6.980	-10.165	1
	5	0.000	0	441.025	6.980	-10.165	2
	6	-0.900	0	423.075	6.980	-10.165	1
	7	-1.675	0	407.619	6.980	-10.165	2
	8	-2.700	0	387.176	6.980	-10.165	1
	9	-3.350	0	374.212	6.980	-10.165	2
	계			6174.349	97.718	1299.905	14
COMBO 4	1	3.350	0	624.875	63.873	-80.035	2
	2	2.700	0	560.496	63.873	-80.035	1
	3	1.675	0	458.975	63.873	-80.035	2
	4	0.900	0	382.215	63.873	-80.035	1
	5	0.000	0	293.074	63.873	-80.035	2
	6	-0.900	0	203.933	63.873	-80.035	1
	7	-1.675	0	127.173	63.873	-80.035	2
	8	-2.700	0	25.652	63.873	-80.035	1
	9	-3.350	0	-38.727	63.873	-80.035	2
	계			4103.037	894.224	6041.712	14

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.350	0	713.968	0.000	0.447	2
	2	2.700	0	711.178	0.000	0.447	1
	3	1.675	0	706.779	0.000	0.447	2
	4	0.900	0	703.453	0.000	0.447	1
	5	0.000	0	699.590	0.000	0.447	2
	6	-0.900	0	695.728	0.000	0.447	1
	7	-1.675	0	692.401	0.000	0.447	2
	8	-2.700	0	688.002	0.000	0.447	1
	9	-3.350	0	685.213	0.000	0.447	2
	계			9794.265	0.000	316.608	14
COMBO 2	1	3.350	0	572.516	9.074	-13.206	2
	2	2.700	0	555.615	9.074	-13.206	1
	3	1.675	0	528.963	9.074	-13.206	2
	4	0.900	0	508.812	9.074	-13.206	1
	5	0.000	0	485.410	9.074	-13.206	2
	6	-0.900	0	462.009	9.074	-13.206	1
	7	-1.675	0	441.857	9.074	-13.206	2
	8	-2.700	0	415.205	9.074	-13.206	1
	9	-3.350	0	398.304	9.074	-13.206	2
	계			6795.743	127.034	1695.370	14
COMBO 3	1	3.350	0	323.887	11.758	-18.751	2
	2	2.700	0	312.222	11.758	-18.751	1
	3	1.675	0	293.827	11.758	-18.751	2
	4	0.900	0	279.918	11.758	-18.751	1
	5	0.000	0	263.767	11.758	-18.751	2
	6	-0.900	0	247.615	11.758	-18.751	1
	7	-1.675	0	233.706	11.758	-18.751	2
	8	-2.700	0	215.311	11.758	-18.751	1
	9	-3.350	0	203.646	11.758	-18.751	2
	계			3692.733	164.614	1035.236	14
COMBO 4	1	3.350	0	624.875	63.873	-80.035	2
	2	2.700	0	560.496	63.873	-80.035	1
	3	1.675	0	458.975	63.873	-80.035	2
	4	0.900	0	382.215	63.873	-80.035	1
	5	0.000	0	293.074	63.873	-80.035	2
	6	-0.900	0	203.933	63.873	-80.035	1
	7	-1.675	0	127.173	63.873	-80.035	2
	8	-2.700	0	25.652	63.873	-80.035	1
	9	-3.350	0	-38.727	63.873	-80.035	2
	계			4103.037	894.224	6041.712	14

② 말뚝머리 힌지일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	평상시	지진시
Axx		42780	75922
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0	0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	2528667	2528667
Aya,Aay	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i + K_2 \sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i \sin\theta_i + K_4\right\}$	13061017	13061017
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x \\ \delta_y \\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o \\ V_o \\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0022842	0.0024430	0.0000648	0.0000000	0.0038733	0.0000242
COMBO 2	0.0022842	0.0024417	0.0000995	0.0029695	0.0026875	0.0001298
COMBO 3	0.0022842	0.0024417	0.0000995	0.0038480	0.0014603	0.0000793
COMBO 4	0.0117783	0.0016226	0.0004626	0.0117783	0.0016226	0.0004626

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 11.778 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

⑥ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0022842	0.0026602	0.0000648	480.489	6.980	0.000
	2	0.0022842	0.0026181	0.0000648	472.877	6.980	0.000
	3	0.0022842	0.0025516	0.0000648	460.873	6.980	0.000
	4	0.0022842	0.0025014	0.0000648	451.797	6.980	0.000
	5	0.0022842	0.0024430	0.0000648	441.257	6.980	0.000
	6	0.0022842	0.0023847	0.0000648	430.717	6.980	0.000
	7	0.0022842	0.0023344	0.0000648	421.641	6.980	0.000
	8	0.0022842	0.0022680	0.0000648	409.638	6.980	0.000
	9	0.0022842	0.0022258	0.0000648	402.026	6.980	0.000
COMBO 2	1	0.0022842	0.0027752	0.0000995	501.245	6.980	0.000
	2	0.0022842	0.0027105	0.0000995	489.561	6.980	0.000
	3	0.0022842	0.0026084	0.0000995	471.135	6.980	0.000
	4	0.0022842	0.0025313	0.0000995	457.204	6.980	0.000
	5	0.0022842	0.0024417	0.0000995	441.025	6.980	0.000
	6	0.0022842	0.0023522	0.0000995	424.846	6.980	0.000
	7	0.0022842	0.0022750	0.0000995	410.915	6.980	0.000
	8	0.0022842	0.0021730	0.0000995	392.489	6.980	0.000
	9	0.0022842	0.0021083	0.0000995	380.805	6.980	0.000
COMBO 3	1	0.0022842	0.0027752	0.0000995	501.245	6.980	0.000
	2	0.0022842	0.0027105	0.0000995	489.561	6.980	0.000
	3	0.0022842	0.0026084	0.0000995	471.135	6.980	0.000
	4	0.0022842	0.0025313	0.0000995	457.204	6.980	0.000
	5	0.0022842	0.0024417	0.0000995	441.025	6.980	0.000
	6	0.0022842	0.0023522	0.0000995	424.846	6.980	0.000
	7	0.0022842	0.0022750	0.0000995	410.915	6.980	0.000
	8	0.0022842	0.0021730	0.0000995	392.489	6.980	0.000
	9	0.0022842	0.0021083	0.0000995	380.805	6.980	0.000
COMBO 4	1	0.0117783	0.0031722	0.0004626	572.967	63.873	0.000
	2	0.0117783	0.0028716	0.0004626	518.659	63.873	0.000
	3	0.0117783	0.0023974	0.0004626	433.020	63.873	0.000
	4	0.0117783	0.0020389	0.0004626	368.269	63.873	0.000
	5	0.0117783	0.0016226	0.0004626	293.074	63.873	0.000
	6	0.0117783	0.0012063	0.0004626	217.879	63.873	0.000
	7	0.0117783	0.0008478	0.0004626	153.128	63.873	0.000
	8	0.0117783	0.0003737	0.0004626	67.489	63.873	0.000
	9	0.0117783	0.0000730	0.0004626	13.181	63.873	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0039545	0.0000000	714.258	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0039387	0.0000000	711.412	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0039139	0.0000000	706.924	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0038951	0.0000000	703.531	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0038733	0.0000000	699.590	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0038515	0.0000000	695.650	0.000	0.000
	7	0.0000000	0.0038327	0.0000000	692.257	0.000	0.000
	8	0.0000000	0.0038078	0.0000000	687.769	0.000	0.000
	9	0.0000000	0.0037921	0.0000000	684.923	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0029695	0.0031223	0.0001298	563.951	9.074	0.000
	2	0.0029695	0.0030380	0.0001298	548.712	9.074	0.000
	3	0.0029695	0.0029049	0.0001298	524.681	9.074	0.000
	4	0.0029695	0.0028043	0.0001298	506.511	9.074	0.000
	5	0.0029695	0.0026875	0.0001298	485.410	9.074	0.000
	6	0.0029695	0.0025707	0.0001298	464.310	9.074	0.000
	7	0.0029695	0.0024701	0.0001298	446.140	9.074	0.000
	8	0.0029695	0.0023370	0.0001298	422.109	9.074	0.000
	9	0.0029695	0.0022526	0.0001298	406.869	9.074	0.000
COMBO 3	1	0.0038480	0.0017259	0.0000793	311.726	11.758	0.000
	2	0.0038480	0.0016744	0.0000793	302.420	11.758	0.000
	3	0.0038480	0.0015931	0.0000793	287.746	11.758	0.000
	4	0.0038480	0.0015317	0.0000793	276.651	11.758	0.000
	5	0.0038480	0.0014603	0.0000793	263.767	11.758	0.000
	6	0.0038480	0.0013890	0.0000793	250.882	11.758	0.000
	7	0.0038480	0.0013276	0.0000793	239.787	11.758	0.000
	8	0.0038480	0.0012463	0.0000793	225.113	11.758	0.000
	9	0.0038480	0.0011948	0.0000793	215.808	11.758	0.000
COMBO 4	1	0.0117783	0.0031722	0.0004626	572.967	63.873	0.000
	2	0.0117783	0.0028716	0.0004626	518.659	63.873	0.000
	3	0.0117783	0.0023974	0.0004626	433.020	63.873	0.000
	4	0.0117783	0.0020389	0.0004626	368.269	63.873	0.000
	5	0.0117783	0.0016226	0.0004626	293.074	63.873	0.000
	6	0.0117783	0.0012063	0.0004626	217.879	63.873	0.000
	7	0.0117783	0.0008478	0.0004626	153.128	63.873	0.000
	8	0.0117783	0.0003737	0.0004626	67.489	63.873	0.000
	9	0.0117783	0.0000730	0.0004626	13.181	63.873	0.000

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.350	0	480.489	6.980	0.000	2
	2	2.700	0	472.877	6.980	0.000	1
	3	1.675	0	460.873	6.980	0.000	2
	4	0.900	0	451.797	6.980	0.000	1
	5	0.000	0	441.257	6.980	0.000	2
	6	-0.900	0	430.717	6.980	0.000	1
	7	-1.675	0	421.641	6.980	0.000	2
	8	-2.700	0	409.638	6.980	0.000	1
	9	-3.350	0	402.026	6.980	0.000	2
	계			6177.603	97.718	846.849	14
COMBO 2	1	3.350	0	501.245	6.980	0.000	2
	2	2.700	0	489.561	6.980	0.000	1
	3	1.675	0	471.135	6.980	0.000	2
	4	0.900	0	457.204	6.980	0.000	1
	5	0.000	0	441.025	6.980	0.000	2
	6	-0.900	0	424.846	6.980	0.000	1
	7	-1.675	0	410.915	6.980	0.000	2
	8	-2.700	0	392.489	6.980	0.000	1
	9	-3.350	0	380.805	6.980	0.000	2
	계			6174.349	97.718	1299.905	14
COMBO 3	1	3.350	0	501.245	6.980	0.000	2
	2	2.700	0	489.561	6.980	0.000	1
	3	1.675	0	471.135	6.980	0.000	2
	4	0.900	0	457.204	6.980	0.000	1
	5	0.000	0	441.025	6.980	0.000	2
	6	-0.900	0	424.846	6.980	0.000	1
	7	-1.675	0	410.915	6.980	0.000	2
	8	-2.700	0	392.489	6.980	0.000	1
	9	-3.350	0	380.805	6.980	0.000	2
	계			6174.349	97.718	1299.905	14
COMBO 4	1	3.350	0	572.967	63.873	0.000	2
	2	2.700	0	518.659	63.873	0.000	1
	3	1.675	0	433.020	63.873	0.000	2
	4	0.900	0	368.269	63.873	0.000	1
	5	0.000	0	293.074	63.873	0.000	2
	6	-0.900	0	217.879	63.873	0.000	1
	7	-1.675	0	153.128	63.873	0.000	2
	8	-2.700	0	67.489	63.873	0.000	1
	9	-3.350	0	13.181	63.873	0.000	2
	계			4103.037	894.224	6041.712	14

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.350	0	714.258	0.000	0.000	2
	2	2.700	0	711.412	0.000	0.000	1
	3	1.675	0	706.924	0.000	0.000	2
	4	0.900	0	703.531	0.000	0.000	1
	5	0.000	0	699.590	0.000	0.000	2
	6	-0.900	0	695.650	0.000	0.000	1
	7	-1.675	0	692.257	0.000	0.000	2
	8	-2.700	0	687.769	0.000	0.000	1
	9	-3.350	0	684.923	0.000	0.000	2
	계			9794.265	0.000	316.608	14
COMBO 2	1	3.350	0	563.951	9.074	0.000	2
	2	2.700	0	548.712	9.074	0.000	1
	3	1.675	0	524.681	9.074	0.000	2
	4	0.900	0	506.511	9.074	0.000	1
	5	0.000	0	485.410	9.074	0.000	2
	6	-0.900	0	464.310	9.074	0.000	1
	7	-1.675	0	446.140	9.074	0.000	2
	8	-2.700	0	422.109	9.074	0.000	1
	9	-3.350	0	406.869	9.074	0.000	2
	계			6795.743	127.034	1695.370	14
COMBO 3	1	3.350	0	311.726	11.758	0.000	2
	2	2.700	0	302.420	11.758	0.000	1
	3	1.675	0	287.746	11.758	0.000	2
	4	0.900	0	276.651	11.758	0.000	1
	5	0.000	0	263.767	11.758	0.000	2
	6	-0.900	0	250.882	11.758	0.000	1
	7	-1.675	0	239.787	11.758	0.000	2
	8	-2.700	0	225.113	11.758	0.000	1
	9	-3.350	0	215.808	11.758	0.000	2
	계			3692.733	164.614	1035.236	14
COMBO 4	1	3.350	0	572.967	63.873	0.000	2
	2	2.700	0	518.659	63.873	0.000	1
	3	1.675	0	433.020	63.873	0.000	2
	4	0.900	0	368.269	63.873	0.000	1
	5	0.000	0	293.074	63.873	0.000	2
	6	-0.900	0	217.879	63.873	0.000	1
	7	-1.675	0	153.128	63.873	0.000	2
	8	-2.700	0	67.489	63.873	0.000	1
	9	-3.350	0	13.181	63.873	0.000	2
	계			4103.037	894.224	6041.712	14

6) 말뚝머리 작용력 집계표

① 말뚝머리 고정일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	487.496	6.980	-10.803	713.968	0.000	0.447
	2	478.524	6.980	-10.803	711.178	0.000	0.447
	3	464.377	6.980	-10.803	706.779	0.000	0.447
	4	453.680	6.980	-10.803	703.453	0.000	0.447
	5	441.257	6.980	-10.803	699.590	0.000	0.447
	6	428.835	6.980	-10.803	695.728	0.000	0.447
	7	418.138	6.980	-10.803	692.401	0.000	0.447
	8	403.990	6.980	-10.803	688.002	0.000	0.447
	9	395.019	6.980	-10.803	685.213	0.000	0.447
COMBO 2	1	507.838	6.980	-10.165	572.516	9.074	-13.206
	2	494.874	6.980	-10.165	555.615	9.074	-13.206
	3	474.431	6.980	-10.165	528.963	9.074	-13.206
	4	458.975	6.980	-10.165	508.812	9.074	-13.206
	5	441.025	6.980	-10.165	485.410	9.074	-13.206
	6	423.075	6.980	-10.165	462.009	9.074	-13.206
	7	407.619	6.980	-10.165	441.857	9.074	-13.206
	8	387.176	6.980	-10.165	415.205	9.074	-13.206
	9	374.212	6.980	-10.165	398.304	9.074	-13.206
COMBO 3	1	507.838	6.980	-10.165	323.887	11.758	-18.751
	2	494.874	6.980	-10.165	312.222	11.758	-18.751
	3	474.431	6.980	-10.165	293.827	11.758	-18.751
	4	458.975	6.980	-10.165	279.918	11.758	-18.751
	5	441.025	6.980	-10.165	263.767	11.758	-18.751
	6	423.075	6.980	-10.165	247.615	11.758	-18.751
	7	407.619	6.980	-10.165	233.706	11.758	-18.751
	8	387.176	6.980	-10.165	215.311	11.758	-18.751
	9	374.212	6.980	-10.165	203.646	11.758	-18.751
COMBO 4	1	624.875	63.873	-80.035	624.875	63.873	-80.035
	2	560.496	63.873	-80.035	560.496	63.873	-80.035
	3	458.975	63.873	-80.035	458.975	63.873	-80.035
	4	382.215	63.873	-80.035	382.215	63.873	-80.035
	5	293.074	63.873	-80.035	293.074	63.873	-80.035
	6	203.933	63.873	-80.035	203.933	63.873	-80.035
	7	127.173	63.873	-80.035	127.173	63.873	-80.035
	8	25.652	63.873	-80.035	25.652	63.873	-80.035
	9	-38.727	63.873	-80.035	-38.727	63.873	-80.035

② 말뚝머리 힌지일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	480.489	6.980	0.000	714.258	0.000	0.000
	2	472.877	6.980	0.000	711.412	0.000	0.000
	3	460.873	6.980	0.000	706.924	0.000	0.000
	4	451.797	6.980	0.000	703.531	0.000	0.000
	5	441.257	6.980	0.000	699.590	0.000	0.000
	6	430.717	6.980	0.000	695.650	0.000	0.000
	7	421.641	6.980	0.000	692.257	0.000	0.000
	8	409.638	6.980	0.000	687.769	0.000	0.000
	9	402.026	6.980	0.000	684.923	0.000	0.000
COMBO 2	1	501.245	6.980	0.000	563.951	9.074	0.000
	2	489.561	6.980	0.000	548.712	9.074	0.000
	3	471.135	6.980	0.000	524.681	9.074	0.000
	4	457.204	6.980	0.000	506.511	9.074	0.000
	5	441.025	6.980	0.000	485.410	9.074	0.000
	6	424.846	6.980	0.000	464.310	9.074	0.000
	7	410.915	6.980	0.000	446.140	9.074	0.000
	8	392.489	6.980	0.000	422.109	9.074	0.000
	9	380.805	6.980	0.000	406.869	9.074	0.000
COMBO 3	1	501.245	6.980	0.000	311.726	11.758	0.000
	2	489.561	6.980	0.000	302.420	11.758	0.000
	3	471.135	6.980	0.000	287.746	11.758	0.000
	4	457.204	6.980	0.000	276.651	11.758	0.000
	5	441.025	6.980	0.000	263.767	11.758	0.000
	6	424.846	6.980	0.000	250.882	11.758	0.000
	7	410.915	6.980	0.000	239.787	11.758	0.000
	8	392.489	6.980	0.000	225.113	11.758	0.000
	9	380.805	6.980	0.000	215.808	11.758	0.000
COMBO 4	1	572.967	63.873	0.000	572.967	63.873	0.000
	2	518.659	63.873	0.000	518.659	63.873	0.000
	3	433.020	63.873	0.000	433.020	63.873	0.000
	4	368.269	63.873	0.000	368.269	63.873	0.000
	5	293.074	63.873	0.000	293.074	63.873	0.000
	6	217.879	63.873	0.000	217.879	63.873	0.000
	7	153.128	63.873	0.000	153.128	63.873	0.000
	8	67.489	63.873	0.000	67.489	63.873	0.000
	9	13.181	63.873	0.000	13.181	63.873	0.000

7) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra1 = 1071.970 kN(평상시)

Ra2 = 1607.955 kN(지진시)

나) 말뚝의 허용변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 2.284 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 11.778 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 417.467 kN(평상시)

Pa2 = 626.200 kN(지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	487.496	395.019	1071.970	417.467	O.K
	HINGE	480.489	402.026	1071.970	417.467	O.K
COMBO 2	FIX	507.838	374.212	1071.970	417.467	O.K
	HINGE	501.245	380.805	1071.970	417.467	O.K
COMBO 3	FIX	507.838	374.212	1071.970	417.467	O.K
	HINGE	501.245	380.805	1071.970	417.467	O.K
COMBO 4	FIX	624.875	-38.727	1607.955	626.200	O.K
	HINGE	572.967	13.181	1607.955	626.200	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

장경비 (L/D) = 24.90/0.500 = 49.800 < 85 이므로 장경비에 따른 허용응력의 감소 없음.

나) 강관말뚝의 합성응력 검토

fsa = 140.000 MPa (평상시)

= 210.000 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M × y/Io

= V ÷ 10754 ± M × (500 ÷ 2) ÷ 321494456

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	487.496	10.803	53.734	140	O.K
	HINGE	480.489	7.892	50.818	140	O.K
COMBO 2	FIX	507.838	10.165	55.129	140	O.K
	HINGE	501.245	7.892	52.749	140	O.K
COMBO 3	FIX	507.838	10.165	55.129	140	O.K
	HINGE	501.245	7.892	52.749	140	O.K
COMBO 4	FIX	624.875	80.035	120.345	210	O.K
	HINGE	572.967	59.651	99.667	210	O.K

다) 강관말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (496.000^2 + 496.000 \times 482.000 + 482.000^2) \div (3 \times (496.000^2 + 482.000^2))$

= 2.000 ; 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	6.980	1.298	80	O.K
	HINGE	6.980	1.298	80	O.K
COMBO 2	FIX	6.980	1.298	80	O.K
	HINGE	6.980	1.298	80	O.K
COMBO 3	FIX	6.980	1.298	80	O.K
	HINGE	6.980	1.298	80	O.K
COMBO 4	FIX	63.873	11.878	120	O.K
	HINGE	63.873	11.878	120	O.K

라) PHC 말뚝의 합성응력 검토

fca' (압축측) = 20.000 MPa (평상시)

= 26.600 MPa (지진시)

fca (인장측) = 0 MPa (평상시)

= -3.000 MPa (지진시)

f = V/Ap + fpe ± M × y/Ic

= V ÷ 105558 + 4.00 ± M × (500.0 ÷ 2) ÷ 2411989176

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fmin	fca'	fca	비 고
평상시 최대	FIX	507.838	3.454	9.169	8.453	20	0	O.K
	HINGE	501.245	2.823	9.041	8.456	20	0	O.K
평상시 최소	FIX	374.212	3.454	7.903	7.187	20	0	O.K
	HINGE	380.805	2.823	7.900	7.315	20	0	O.K
지진시 최대	FIX	624.875	22.254	12.226	7.613	26.60	-3	O.K
	HINGE	572.967	21.338	11.640	7.216	26.60	-3	O.K
지진시 최소	FIX	-38.727	22.254	5.940	1.327	26.60	-3	O.K
	HINGE	13.181	21.338	6.336	1.913	26.60	-3	O.K

마) PHC 말뚝의 전단응력 검토

τpa = 0.85 Mpa × C_N [축방향압축력에 대한 보정계수]

여기서, C_N = 1 + M_o / M

= 5.297 (1 ≤ CN ≤ 2)

※ CN = 2.000 적용

M : 부재단면에 작용하는 휨모멘트 (N.mm)

M_o : 축방향 압축력에 의해 콘크리트 응력이 부재 인장연에서 영으로 되는 휨모멘트 (N.mm)

$$M_o = \frac{N \times Ic}{Ac \times y}$$

N : 부재단면에 작용하는 축방향압축력 (N)

Ic : 부재단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

Ac : 부재단면적 (mm^2)

y : 부재단면의 도심에서 부재인장선까지의 거리 (mm)

τpa = 0.85 × C_N ≤ 1.20 MPa (평상시)

∴ τpa = 0.85 × C_N = 4.50 MPa (평상시)

※ τpa = 1.200 MPa (평상시) 적용

= 1.596 MPa (지진시)

τp = α × Ho / Ap

α = 4 × (500.000^2 + 500.000 × 340.000 + 340.000^2) ÷ (3 × (500.000^2 + 340.000^2)) = 1.953 ; 전단형상계수

= 1.953 × Ho / 105558

구 분		H(kN)	τp	τpa	비 고
평상시최대	FIX	1.196	0.022	1.200	O.K
	HINGE	2.426	0.045	1.200	O.K
지진시최대	FIX	9.728	0.180	1.596	O.K
	HINGE	21.961	0.406	1.596	O.K

13.3 교축방향

1) 설계조건

① 지반조건 및 기본가정

구 분		적 용		비 고
말뚝의 시공방법		프리보링 HCP말뚝		
말뚝 머리의 평균 N치	NH	8		
말뚝 선단의 평균 N치	Ne	50		
변 형 계 수	E0	4·N		
말뚝 선단의 근입깊이		1.0	m	
두부의 돌출길이		0.0	m	
말뚝의 총길이	L	24.9	m	

② 말뚝의 제원

a. 강관말뚝의 제원

구 분		적 용		비 고
말 뚝 지 름	Ds	500	mm	
말 뚝 두 께	ts	9	mm	
부 식 두 께	t1s	2	mm	
유 효 지 름	Des	496	mm	
말 뚝 길 이	Ls	3.0	m	
단면2차모멘트	Is	321494456	mm^4	
탄 성 계 수	Es	205000	MPa	
강재의 종류		SKK400		

b. PHC말뚝의 제원

구 분		적 용		비 고
말 뚝 지 름	Dp	500	mm	A 종
말 뚝 두 께	tp	80	mm	
말뚝압축강도	fc	80	MPa	
말뚝유효프리스트레스	fce	4	MPa	
부 식 두 께	t1p	0	mm	
유 효 지 름	Dep	500	mm	
말 뚝 길 이	Lp	21.9	m	
단면2차모멘트	Ip	2411989176	mm^4	
탄 성 계 수	Ep	40000	MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

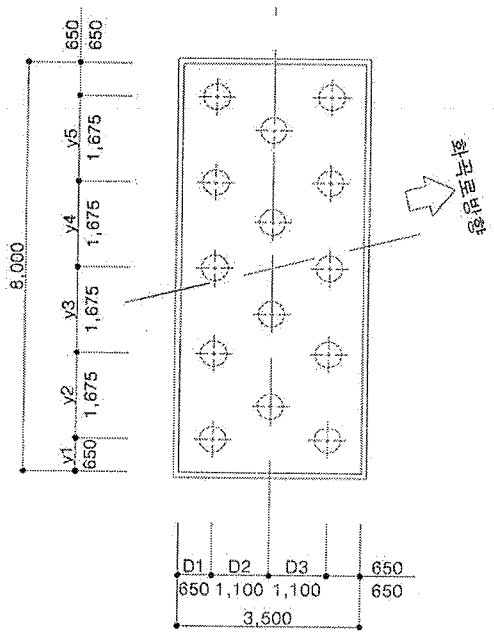
a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ500으로 동일함

b. 강관말뚝과 PHC의 연결은 하중분산용 구조체인 결합구를 강관말뚝 내측에 삽입후 강결시켜야 하며, 결합구가 부착된 강관말뚝과 PHC를 용접으로 연결 함.

2) 파일도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	6177.603	45.179	534.458	SVB05
	COMBO 2	4103.037	90.357	554.912	SVB04
	COMBO 3	4103.037	90.357	554.912	SVB26
	COMBO 4	4103.037	904.735	4928.614	SVB22
계수하중	COMBO 1	9794.265	0.000	627.724	ULB01
	COMBO 2	5333.948	117.464	721.386	ULB04
	COMBO 3	3692.733	108.429	565.668	UEB26
	COMBO 4	4103.037	904.735	4928.614	ULB22

3) 말뚝의 배치.



※ 말뚝의 간격 검토

구 분	적 용		비교	허 용			비 고
말뚝의 최소중심간격	2.2	m	>	2.5 · D =	1.25	m	∴ O.K
말뚝의 연단거리	0.65	m	>	1.25 · D =	0.625	m	∴ O.K

4) 말뚝의 스프링 정수 산정

① 축방향 스프링정수

구 분	계 산 식	적 용 값
a	0.013 · (L/D) + 0.53	1.183
Kv	a · A · E / L	180619 kN/m

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

구 분		계 산 식	적 용 값		
			상시	지진시	
E_0		4 · N	3200		kN/m^2
α		-	1	2	
B_H		$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	1.319	1.199	
K_{H0}		$\frac{1}{30}\alpha E_0$	10667	21333	kN/m^3
K_H		$k_{H0}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	3513	7549	kN/m^3
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.285	0.345	m^{-1}
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝)	7.100 ≥ 3	8.596 ≥ 3	
		1<βL<3 (유한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	
고정	K1	4 · E · I · β^3	6111	10846	kN/m
	K2	2 · E · I · β^2	10717	15709	kN/rad
	K3	2 · E · I · β^2	10717	15709	kN.m/m
	K4	2 · E · I · β	37584	45504	kN.m/rad
힌지	K1	2 · E · I · β^3	3056	5423	kN/m
	K2,K3,K4	-	0	0	

h : 설계 지반면보다 위에 있는 부분의 말뚝 축방향 길이 (m)

5) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	85559	151843
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-150033	-219924
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	2528667	2528667
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	2711673	2822549
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0009675	0.0024430	0.0002506	0.0004495	0.0038733	0.0002564
COMBO 2	0.0015669	0.0016226	0.0002913	0.0020370	0.0021094	0.0003787
COMBO 3	0.0015669	0.0016226	0.0002913	0.0018086	0.0014603	0.0003087
COMBO 4	0.0095671	0.0016226	0.0024916	0.0095671	0.0016226	0.0024916

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 9.567 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0009675	0.0027187	0.0002506	491.052	3.227	-0.949
	2	0.0009675	0.0024430	0.0002506	441.257	3.227	-0.949
	3	0.0009675	0.0021673	0.0002506	391.462	3.227	-0.949
COMBO 2	1	0.0015669	0.0019431	0.0002913	350.957	6.454	-5.843
	2	0.0015669	0.0016226	0.0002913	293.074	6.454	-5.843
	3	0.0015669	0.0013021	0.0002913	235.191	6.454	-5.843
COMBO 3	1	0.0015669	0.0019431	0.0002913	350.957	6.454	-5.843
	2	0.0015669	0.0016226	0.0002913	293.074	6.454	-5.843
	3	0.0015669	0.0013021	0.0002913	235.191	6.454	-5.843
COMBO 4	1	0.0095671	0.0043634	0.0024916	788.106	64.624	-36.910
	2	0.0095671	0.0016226	0.0024916	293.074	64.624	-36.910
	3	0.0095671	-0.0011181	0.0024916	-201.958	64.624	-36.910

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0004495	0.0041553	0.0002564	750.525	0.000	4.818
	2	0.0004495	0.0038733	0.0002564	699.590	0.000	4.818
	3	0.0004495	0.0035913	0.0002564	648.656	0.000	4.818
COMBO 2	1	0.0020370	0.0025260	0.0003787	456.244	8.390	-7.596
	2	0.0020370	0.0021094	0.0003787	380.996	8.390	-7.596
	3	0.0020370	0.0016928	0.0003787	305.749	8.390	-7.596
COMBO 3	1	0.0018086	0.0017999	0.0003087	325.094	7.745	-7.781
	2	0.0018086	0.0014603	0.0003087	263.767	7.745	-7.781
	3	0.0018086	0.0011208	0.0003087	202.440	7.745	-7.781
COMBO 4	1	0.0095671	0.0043634	0.0024916	788.106	64.624	-36.910
	2	0.0095671	0.0016226	0.0024916	293.074	64.624	-36.910
	3	0.0095671	-0.0011181	0.0024916	-201.958	64.624	-36.910

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.100	0	491.052	3.227	-0.949	5
	2	0.000	0	441.257	3.227	-0.949	4
	3	-1.100	0	391.462	3.227	-0.949	5
	계			6177.603	45.179	534.458	14
COMBO 2	1	1.100	0	350.957	6.454	-5.843	5
	2	0.000	0	293.074	6.454	-5.843	4
	3	-1.100	0	235.191	6.454	-5.843	5
	계			4103.037	90.357	554.912	14
COMBO 3	1	1.100	0	350.957	6.454	-5.843	5
	2	0.000	0	293.074	6.454	-5.843	4
	3	-1.100	0	235.191	6.454	-5.843	5
	계			4103.037	90.357	554.912	14
COMBO 4	1	1.100	0	788.106	64.624	-36.910	5
	2	0.000	0	293.074	64.624	-36.910	4
	3	-1.100	0	-201.958	64.624	-36.910	5
	계			4103.037	904.735	4928.614	14

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.100	0	750.525	0.000	4.818	5
	2	0.000	0	699.590	0.000	4.818	4
	3	-1.100	0	648.656	0.000	4.818	5
	계			9794.265	0.000	627.724	14
COMBO 2	1	1.100	0	456.244	8.390	-7.596	5
	2	0.000	0	380.996	8.390	-7.596	4
	3	-1.100	0	305.749	8.390	-7.596	5
	계			5333.948	117.464	721.386	14
COMBO 3	1	1.100	0	325.094	7.745	-7.781	5
	2	0.000	0	263.767	7.745	-7.781	4
	3	-1.100	0	202.440	7.745	-7.781	5
	계			3692.733	108.429	565.668	14
COMBO 4	1	1.100	0	788.106	64.624	-36.910	5
	2	0.000	0	293.074	64.624	-36.910	4
	3	-1.100	0	-201.958	64.624	-36.910	5
	계			4103.037	904.735	4928.614	14

② 말뚝머리 힌지일 경우

ⓐ 기초의 변위

	말뚝원점에서의 변위	계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	42780	75922
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0	0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	2528667	2528667
Aya,Aay	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i + K_2 \sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i \sin\theta_i + K_4\right\}$	2185491	2185491
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x \\ \delta_y \\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o \\ V_o \\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0010561	0.0024430	0.0002445	0.0000000	0.0038733	0.0002872
COMBO 2	0.0021121	0.0016226	0.0002539	0.0027458	0.0021094	0.0003301
COMBO 3	0.0021121	0.0016226	0.0002539	0.0025346	0.0014603	0.0002588
COMBO 4	0.0119167	0.0016226	0.0022552	0.0119167	0.0016226	0.0022552

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 11.917 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0010561	0.0027120	0.0002445	489.844	3.227	0.000
	2	0.0010561	0.0024430	0.0002445	441.257	3.227	0.000
	3	0.0010561	0.0021740	0.0002445	392.670	3.227	0.000
COMBO 2	1	0.0021121	0.0019019	0.0002539	343.521	6.454	0.000
	2	0.0021121	0.0016226	0.0002539	293.074	6.454	0.000
	3	0.0021121	0.0013433	0.0002539	242.628	6.454	0.000
COMBO 3	1	0.0021121	0.0019019	0.0002539	343.521	6.454	0.000
	2	0.0021121	0.0016226	0.0002539	293.074	6.454	0.000
	3	0.0021121	0.0013433	0.0002539	242.628	6.454	0.000
COMBO 4	1	0.0119167	0.0041033	0.0022552	741.130	64.624	0.000
	2	0.0119167	0.0016226	0.0022552	293.074	64.624	0.000
	3	0.0119167	-0.0008581	0.0022552	-154.982	64.624	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0041892	0.0000000	756.656	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0038733	0.0000000	699.590	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0035573	0.0000000	642.525	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0027458	0.0024725	0.0003301	446.577	8.390	0.000
	2	0.0027458	0.0021094	0.0003301	380.996	8.390	0.000
	3	0.0027458	0.0017463	0.0003301	315.416	8.390	0.000
COMBO 3	1	0.0025346	0.0017451	0.0002588	315.191	7.745	0.000
	2	0.0025346	0.0014603	0.0002588	263.767	7.745	0.000
	3	0.0025346	0.0011756	0.0002588	212.342	7.745	0.000
COMBO 4	1	0.0119167	0.0041033	0.0022552	741.130	64.624	0.000
	2	0.0119167	0.0016226	0.0022552	293.074	64.624	0.000
	3	0.0119167	-0.0008581	0.0022552	-154.982	64.624	0.000

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.100	0	489.844	3.227	0.000	5
	2	0.000	0	441.257	3.227	0.000	4
	3	-1.100	0	392.670	3.227	0.000	5
	계			6177.603	45.179	534.458	14
COMBO 2	1	1.100	0	343.521	6.454	0.000	5
	2	0.000	0	293.074	6.454	0.000	4
	3	-1.100	0	242.628	6.454	0.000	5
	계			4103.037	90.357	554.912	14
COMBO 3	1	1.100	0	343.521	6.454	0.000	5
	2	0.000	0	293.074	6.454	0.000	4
	3	-1.100	0	242.628	6.454	0.000	5
	계			4103.037	90.357	554.912	14
COMBO 4	1	1.100	0	741.130	64.624	0.000	5
	2	0.000	0	293.074	64.624	0.000	4
	3	-1.100	0	-154.982	64.624	0.000	5
	계			4103.037	904.735	4928.614	14

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.100	0	756.656	0.000	0.000	5
	2	0.000	0	699.590	0.000	0.000	4
	3	-1.100	0	642.525	0.000	0.000	5
	계			9794.265	0.000	627.724	14
COMBO 2	1	1.100	0	446.577	8.390	0.000	5
	2	0.000	0	380.996	8.390	0.000	4
	3	-1.100	0	315.416	8.390	0.000	5
	계			5333.948	117.464	721.386	14
COMBO 3	1	1.100	0	315.191	7.745	0.000	5
	2	0.000	0	263.767	7.745	0.000	4
	3	-1.100	0	212.342	7.745	0.000	5
	계			3692.733	108.429	565.668	14
COMBO 4	1	1.100	0	741.130	64.624	0.000	5
	2	0.000	0	293.074	64.624	0.000	4
	3	-1.100	0	-154.982	64.624	0.000	5
	계			4103.037	904.735	4928.614	14

6) 말뚝머리 작용력 집계표

① 말뚝머리 고정일 경우

구 분		사용하중			계수하중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	491.052	3.227	-0.949	750.525	0.000	4.818
	2	441.257	3.227	-0.949	699.590	0.000	4.818
	3	391.462	3.227	-0.949	648.656	0.000	4.818
COMBO 2	1	350.957	6.454	-5.843	456.244	8.390	-7.596
	2	293.074	6.454	-5.843	380.996	8.390	-7.596
	3	235.191	6.454	-5.843	305.749	8.390	-7.596
COMBO 3	1	350.957	6.454	-5.843	325.094	7.745	-7.781
	2	293.074	6.454	-5.843	263.767	7.745	-7.781
	3	235.191	6.454	-5.843	202.440	7.745	-7.781
COMBO 4	1	788.106	64.624	-36.910	788.106	64.624	-36.910
	2	293.074	64.624	-36.910	293.074	64.624	-36.910
	3	-201.958	64.624	-36.910	-201.958	64.624	-36.910

② 말뚝머리 힌지일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	489.844	3.227	0.000	756.656	0.000	0.000
	2	441.257	3.227	0.000	699.590	0.000	0.000
	3	392.670	3.227	0.000	642.525	0.000	0.000
COMBO 2	1	343.521	6.454	0.000	446.577	8.390	0.000
	2	293.074	6.454	0.000	380.996	8.390	0.000
	3	242.628	6.454	0.000	315.416	8.390	0.000
COMBO 3	1	343.521	6.454	0.000	315.191	7.745	0.000
	2	293.074	6.454	0.000	263.767	7.745	0.000
	3	242.628	6.454	0.000	212.342	7.745	0.000
COMBO 4	1	741.130	64.624	0.000	741.130	64.624	0.000
	2	293.074	64.624	0.000	293.074	64.624	0.000
	3	-154.982	64.624	0.000	-154.982	64.624	0.000

7) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra1 = 1071.970 kN(평상시)

Ra2 = 1607.955 kN(지진시)

나) 말뚝의 허용변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 2.112 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 11.917 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 417.467 kN(평상시)

Pa2 = 626.200 kN(지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	491.052	391.462	1071.970	417.467	O.K
	HINGE	489.844	392.670	1071.970	417.467	O.K
COMBO 2	FIX	350.957	235.191	1071.970	417.467	O.K
	HINGE	343.521	242.628	1071.970	417.467	O.K
COMBO 3	FIX	350.957	235.191	1071.970	417.467	O.K
	HINGE	343.521	242.628	1071.970	417.467	O.K
COMBO 4	FIX	788.106	-201.958	1607.955	626.200	O.K
	HINGE	741.130	-154.982	1607.955	626.200	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

장경비 (L/D) = 24.90/0.500 = 49.800 < 85 이므로 장경비에 따른 허용응력의 감소 없음.

나) 강관말뚝의 합성응력 검토

fsa = 140.000 MPa (평상시)

= 210.000 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M × y/Io

= V ÷ 10754 ± M × (500 ÷ 2) ÷ 321494456

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	491.052	3.064	48.046	140	O.K
	HINGE	489.844	3.649	48.389	140	O.K
COMBO 2	FIX	350.957	5.843	37.179	140	O.K
	HINGE	343.521	7.298	37.619	140	O.K
COMBO 3	FIX	350.957	5.843	37.179	140	O.K
	HINGE	343.521	7.298	37.619	140	O.K
COMBO 4	FIX	788.106	39.214	103.781	210	O.K
	HINGE	741.130	60.352	115.850	210	O.K

다) 강관말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (496.000^2 + 496.000 \times 482.000 + 482.000^2) \div (3 \times (496.000^2 + 482.000^2))$

= 2.000 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	3.227	0.600	80	O.K
	HINGE	3.227	0.600	80	O.K
COMBO 2	FIX	6.454	1.200	80	O.K
	HINGE	6.454	1.200	80	O.K
COMBO 3	FIX	6.454	1.200	80	O.K
	HINGE	6.454	1.200	80	O.K
COMBO 4	FIX	64.624	12.017	120	O.K
	HINGE	64.624	12.017	120	O.K

라) PHC 말뚝의 합성응력 검토

fca' (압축측) = 20.000 MPa (평상시)

= 26.600 MPa (지진시)

fca (인장측) = 0 MPa (평상시)

= -3.000 MPa (지진시)

f = V/Ap ± fpe ± M × y/Io

= V ÷ 105558 ± 4.00 ± M × (500.0 ÷ 2) ÷ 2411989176

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fmin	fca'	fca	비 고
평상시 최대	FIX	491.052	1.868	8.846	8.458	20	0	O.K
	HINGE	489.844	2.610	8.911	8.370	20	0	O.K
평상시 최소	FIX	235.191	1.868	6.422	6.034	20	0	O.K
	HINGE	242.628	2.610	6.569	6.028	20	0	O.K
지진시 최대	FIX	788.106	10.904	12.596	10.336	26.60	-3	O.K
	HINGE	741.130	21.588	13.259	8.783	26.60	-3	O.K
지진시 최소	FIX	-201.958	10.904	3.217	0.957	26.60	-3	O.K
	HINGE	-154.982	21.588	4.769	0.294	26.60	-3	O.K

마) PHC 말뚝의 전단응력 검토

τpa = 0.85 Mpa × C_N [축방향압축력에 대한 보정계수]

여기서, C_N = 1 + M_o / M

= 7.150 (1 ≤ CN ≤ 2)

※ CN = 2.000 적용

M : 부재단면에 작용하는 휨모멘트 (N.mm)

M_o : 축방향 압축력에 의해 콘크리트 응력이 부재 인장연에서 영으로 되는 휨모멘트 (N.mm)

$$M_o = \frac{N \times Ic}{Ac \times y}$$

N : 부재단면에 작용하는 축방향압축력 (N)

Ic : 부재단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

Ac : 부재단면적 (mm^2)

y : 부재단면의 도심에서 부재인장선까지의 거리 (mm)

τpa = 0.85 × C_N ≤ 1.20 MPa (평상시)

∴ τpa = 0.85 × C_N = 6.08 MPa (평상시)

※ τpa = 1.200 MPa (평상시) 적용

= 1.596 MPa (지진시)

τp = α × Ho / Ap

α = 4 × (500.000^2 + 500.000 × 340.000 + 340.000^2) ÷

(3 × (500.000^2 + 340.000^2)) = 1.953 : 전단형상계수

= 1.953 × Ho / 105558

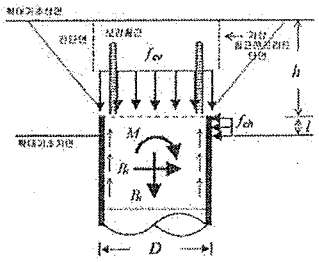
구 분		H(kN)	τp	τpa	비 고
평상시최대	FIX	0.562	0.010	1.200	O.K
	HINGE	2.365	0.044	1.200	O.K
지진시최대	FIX	9.842	0.182	1.596	O.K
	HINGE	22.219	0.411	1.596	O.K

13.4 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

13.4.1 설계조건

1) 말뚝머리 작용 사용하중

구 분	상 시		지진시	
	MAX	MIN	MAX	MIN
V(kN)	507.838	235.191	788.106	25.652
H(kN)	6.980		64.624	
M(kN)	10.803		80.035	



2) 강관말뚝 제원

말뚝직경 (D) 500.0㎜ 말뚝두께 (t') 9.0㎜ , 부식두께 2.0㎜

3) 확대기초 제원

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck}) 27.0 MPa 기초두께 (H) 1000.0㎜

수직 유효두께 (h) 900.0㎜

수평 유효두께 (h') 400.0㎜

말뚝 매입길이 (l) 100.0㎜

4) 보강철근 제원

보강철근 H16(SD40) 8.0EA

5) 고장력볼트 제원

고장력 볼트 M16(L50) 12.0EA

13.4.2 확대기초에 대한 검토

1) 수직지압응력(f_{cv}) 검토

$$\text{상 시: } f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{507837.7}{\pi/4 \times 500.0^2} = 2.59\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.75\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{788106.1}{\pi/4 \times 500.0^2} = 4.01\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 8.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 수직압발전단응력(τ_u) 검토

$$\text{상 시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{507837.7}{\pi \times (500.0 + 900) \times 900} = 0.13\ \text{MPa} \le \tau_{a3} = 0.95\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{788106.1}{\pi \times (500.0 + 900) \times 900} = 0.20\ \text{MPa} \le \tau_{a3}' = 1.26\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 수평지압응력(f_{ch})검토

$$\text{상 시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{6979.9}{500.0 \times 100} = 0.14\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.75\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{64623.9}{500.0 \times 100} = 1.29\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 8.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 수평압발전단응력(τ_h) 검토

상 시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{6979.9}{400\times(2\times100+500.0+2\times400)} = 0.01$ MPa $\leq \tau_{a3} = 0.95$ MPa $\therefore$ O.K

지진시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{64623.9}{400\times(2\times100+500.0+2\times400)} = 0.11$ MPa $\leq \tau_{a3}' = 1.26$ MPa $\therefore$ O.K

13.4.3 덮개판과 속채움 콘크리트의 결합부 수직지압응력(fcs)검토

D' { 강관의 내경 = D500.0 - 2(부식두께) × 9t' }	=	482.0㎜
t' { 강관의 두께 = 9.0t' - 2(부식두께) }	=	7.0㎜
α (속채움 콘크리트의 지압응력 보정계수)	=	6.0EA
n_1 (덮개판의 계수)	=	1.0EA
S'{지압력 = π×(D500.0-7t')×7t'×13.5(fcsa)}	=	146.362 kN (상시)
S'{지압력 = π×(D500.0-7t')×7t'×18.0(fcsa')}	=	194.662 kN (지진시)

상 시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{507837.7 - 146362.1}{6\times1\times\pi\times(482.0-65)\times65} = 0.71$ MPa $\leq f_{csa} = 13.50$ MPa $\therefore$ O.K

지진시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{788106.1 - 194661.6}{6\times1\times\pi\times(482.0-65)\times65} = 1.16$ MPa $\leq f_{csa}' = 17.96$ MPa $\therefore$ O.K

13.4.4 확대기초내의 보강철근의 정착길이(L0)

$$L_0 = \frac{f_{sa1}\times A_{st}}{\tau_{oa}\times U} = \frac{180.0\times198.6}{1.7\times50.0} = 420.6㎜ \geq L0min=35d_1 = 35\times15.9 = 556.5㎜$$

Max(420.6㎜ , 556.5㎜) = 556.5㎜

∴ 보강철근의 정착장은 556.5㎜ 이상으로 한다.

※ 일반적으로, $L_0 \geq L_{0min} = 35d_1(35\times d_1$공칭지름)로 하는 것이 좋다.
만약, L_0값이 L_{0min}값보다 작으면 L_{0min}값을 사용한다.

13.4.5 가상 철근콘크리트 단면의 휨응력 검토

r { 가상단면의 반경 = (D500.0 + 200)/ 2 }	=	350.0㎜
rs {가상단면중심에서 보강철근중심까지거리 = 350.0(r)-(30+100)}	=	220.0㎜
p {가상단면의 철근비 = 1588.8(As) / π × 350(r)² }	=	0.0041
np = 탄성계수(n=15) × 0.0041	=	0.062
rs / r (220.0 / 350.0)	=	0.629

1) 최대 압입력(Pn,max)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최대 압입력(Pn,max)	=	507.838 kN
최대 모멘트(M max)	=	10.803 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	188.547 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	21.274㎜
e/r = 21.274 / 350.0	=	0.061

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.515 , 휨인장응력계수 (S) = 0.000

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{188546688.4}{350^3} \times 0.515 = 2.27\ MPa < f_{ca} = 10.80\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{188546688.4}{350^3} \times 0.000 \times 15 = 0.0\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore O.K$$

(2) 지진시

최대 압입력(Pn,max)	=	788.106 kN
최대 모멘트(M max)	=	80.035 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	355.872 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	101.553㎜
e/r = 101.553 / 350.0	=	0.290

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.515 , 휨인장응력계수 (S) = 0.000

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{355872046.6}{350^3} \times 0.515 = 4.28\ MPa < f_{ca} = 14.36\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{355872046.6}{350^3} \times 0.000 \times 15 = 0.00\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore O.K$$

2) 최소 압입력(Pn.min)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최소 압입력(Pn.min)	=	235.191 kN
최대 모멘트(M max)	=	10.803 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	93.120 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	45.935㎜
e/r = 45.935 / 350.0	=	0.131

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.515 , 휨인장응력계수 (S) = 0.000

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{93120459.1}{350^3} \times 0.515 = 1.12\ MPa < f_{ca} = 10.80\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{93120459.1}{350^3} \times 0.000 \times 15 = 0.0\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore O.K$$

(2) 지진시

최소 압입력(Pn,min)	=	25.652 kN
최대 모멘트(M max)	=	80.035 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	89.013 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	3119.998㎜
e/r = 3119.998 / 350.0	=	8.914

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.951 , 휨인장응력계수 (S) = 0.378

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{89013188.8}{350^3} \times 0.951 = 1.97\ MPa < f_{ca} = 14.36\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{89013188.8}{350^3} \times 0.378 \times 15 = 11.76\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore O.K$$

교각2

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약
   * 말뚝 안정성검토 및 응력검토
   * 기둥의 단면 설계
   * 단면 설계
   * 사용성 검토

3. 설 계 조 건
   3.1 일반사항
   3.2 하중
   3.3 지반조건
   3.4 사용재료 강도
   3.5 설계방법
   3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구 조 해 석
   6.1 해석모델링
   6.2 절점좌표
   6.3 단면제원
   6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계
   7.1 하중별 부재력 집계
   7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
   7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

8. 두 부 보 설 계

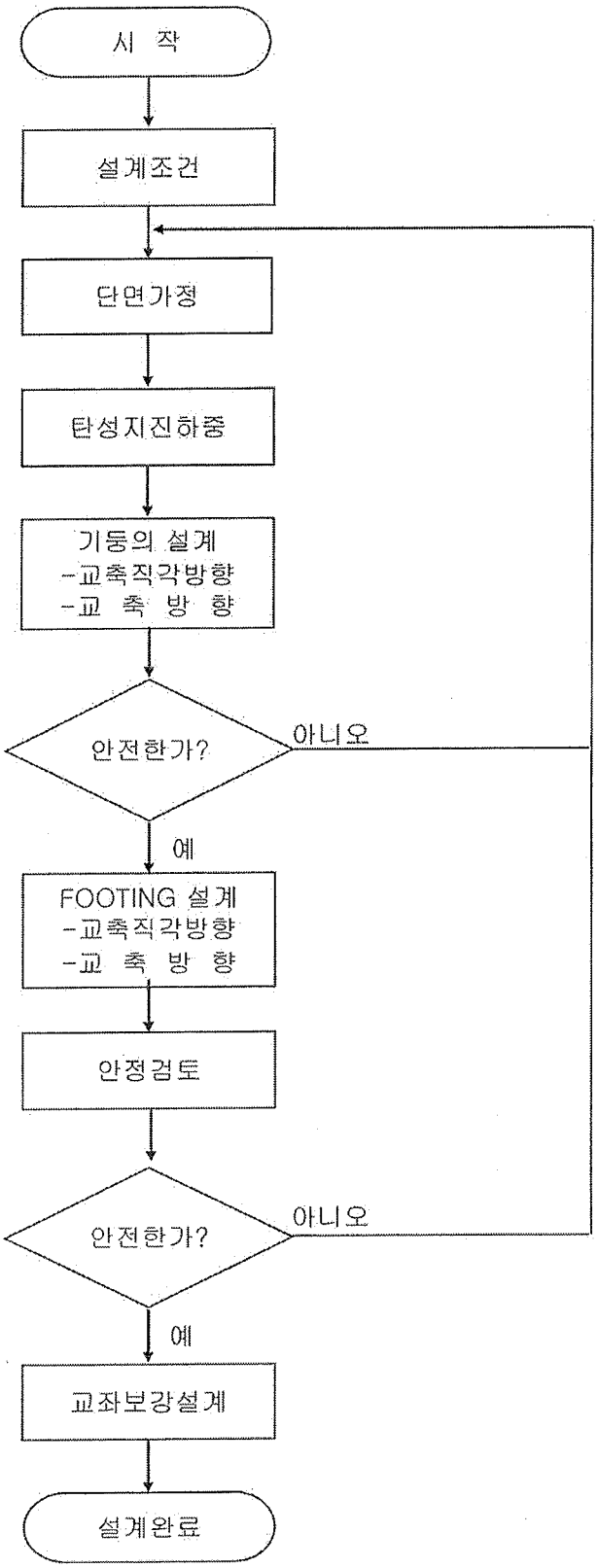
9. 기 둥 설 계
   9.1 교축직각 방향
   9.2 교축 방향
   9.3 합성 부재력
   9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계
10.1 교축직각 방향
10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토
12.1 받침 연단거리 검토
12.2 최소 받침지지 길이 검토
12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
12.4 교량받침 보강 철근 검토
12.5 교량받침 하면 보강
12.6 교량받침 콘크리트 보강
13. 말뚝 검토

1. 설계흐름도


시 작
설계조건
단면가정
탄성지진하중
기둥의 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안전한가?
아니오
예
FOOTING 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안정검토
안전한가?
아니오
예
교좌보강설계
설계완료

2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1040.060	817.365	O.K
		허용인발력(kN/EA)	385.567	-	O.K
		휨 응력(MPa)	140.000	80.937	O.K
		전단응력(MPa)	80.000	2.270	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.855	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1560.090	1206.265	O.K
		허용인발력(kN/EA)	578.350	-	O.K
		휨 응력(MPa)	210.000	151.487	O.K
		전단응력(MPa)	120.000	11.173	O.K
		수평변위(mm)	15.000	7.962	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1040.060	869.432	O.K
		허용인발력(kN/EA)	385.567	-	O.K
		휨 응력(MPa)	140.000	92.707	O.K
		전단응력(MPa)	80.000	2.870	O.K
		수평변위(mm)	15.000	3.611	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1560.090	973.597	O.K
		허용인발력(kN/EA)	578.350	-	O.K
		휨 응력(MPa)	210.000	147.482	O.K
		전단응력(MPa)	120.000	12.291	O.K
		수평변위(mm)	15.000	8.714	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.011	11736.147	138822.751	11.829	O.K
	모멘트최대	0.011	8152.290	138822.751	17.029	O.K
	탄성설계	0.011	6270.993	29650.840	4.728	O.K
	편심최대	0.011	5643.893	132085.127	23.403	O.K
교축직각방향	축력최대	0.011	11736.147	138822.751	11.829	O.K
	모멘트최대	0.011	10312.591	138822.751	13.461	O.K
	탄성설계	0.011	6270.993	161244.376	25.713	O.K
	편심최대	0.011	5643.893	138822.751	24.597	O.K
합성부재력	축력최대	0.011	11736.147	138822.751	11.829	O.K
	모멘트최대	0.011	8152.290	90063.475	11.048	O.K
	편심최대	0.011	5643.893	69657.190	12.342	O.K
	모멘트최대	0.011	10312.591	108739.526	10.544	O.K

▣ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm^2)	Use.As (mm^2)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
기초	교축방향	1000.0	150.0	7738.901	14497.800	2764.870	5129.210	1.860	O.K
	교직-지점부	1000.0	150.0	1991.845	9677.500	713.988	3364.608	4.710	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
기초	교축방향	155.351	180.000	123.288	151.916	O.K
	교직-지점부	69.827	180.000	132.000	780.292	O.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식	: 벽식 교각
2) 상 부 형 식	: STEEL PLATE
3) 교 량 등 급	: 1 등교
4) 기 초 형 식	: 말뚝기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량	:	γc =	25 kN/m³	[도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량	:	$\gamma s2$ =	20 kN/m³	로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수	:	fs =	0.15	

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치	:	N =	12	
2) 기초지반의 내부마찰각	:	$\phi 2$ =	28.416 °	: 15 + √15N
3) 기초지반의 점착력	:	C =	0 kN/m²	
4) 기초지반의 마찰계수	:	μ =	0.343	: TAN(⅔ · Φ2) : 흙과 콘크리트
5) 지반 가속도 계수	:	A =	0.154	; 위험도 계수 x 지진구역계수

- 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.11

3.4 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도	:	fck =	두부보:	40 MPa	
			기둥:	40 MPa	
			기초:	27 MPa	
- 탄성계수	:	Ec =	두부보:	31879 MPa	
			기둥:	31879 MPa	
			기초:	28693 MPa	
					[도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400)	:	fy =	두부보:	400 MPa	
			기둥:	500 MPa	
			기초:	500 MPa	
- 탄성계수	:	Es =	200000 MPa		[도로교 설계기준 2.3.3]

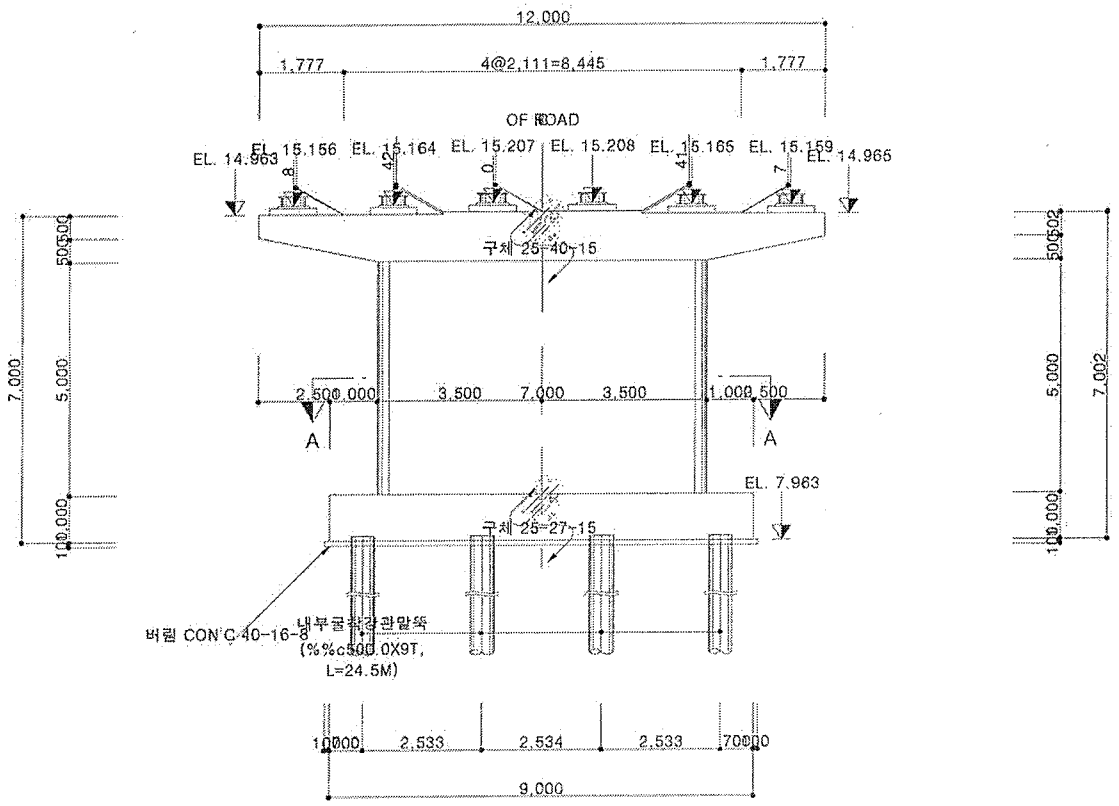
3.5 설 계 방 법

1) 안 정 성 검 토	: 허용응력 설계법
2) 단 면 설 계	: 극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준	: 국토해양부 (2010)
2) 콘크리트구조 설계기준	: 한국콘크리트학회 (2007)
3) 도로설계 편람	: 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령	: 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정


12,000
1,777
4@2,111=8,445
1,777
OF ROAD
EL. 14.963
EL. 15.156
EL. 15.164
EL. 15.207
EL. 15.208
EL. 15.165
EL. 15.159
EL. 14.965
구체 25-40-15
2,500
3,500
7,000
3,500
1,000
500
A
A
EL. 7.963
구체 25-27-15
버림 CONC-40-16-8
내부굴착강관말뚝
(%%c500.0X9T,
L=24.5M)
10000
2,533
2,534
2,533
70000
9,000
7,000
500
5,000
1,000
500
5,000
7,002
1,000

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	1151.964	55.067	64.507	45.421
2	804.577	324.314	368.187	277.927
3	762.979	454.072	443.875	461.849
4	762.979	454.074	461.850	443.877
5	804.577	324.320	277.933	368.192
6	1151.964	55.064	45.419	64.505
계	5439.040	1666.911	1661.771	1661.771

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 12.800 / 1.650 = 7.758 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (12.800 / 1.650)] x 1.650 = 4.0 kN/m < 6.0 이므로

= 6 kN/m

P1 = 6.000 x (27.000 + 27.000) / 2 x sin76.2

= 157.3 kN

작용위치 h = 1.650/2 + 0.400 + 0.250 = 1.475 m

작용모멘트 My = Ph x h = 157.299 x 1.475 = 232.02 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 1.000 x 1.400 = 4.2 kN

W'column = 3.000 x 0.300 + 1.500 x 0.500 = 1.65 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 33.000 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 3.000 x 6.500 + 1.500 x 0.500 = 20.25 kN/m

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의
풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

Ph = 1.500 x (27.000 + 27.000)/2 x sin76.2 = 39.325 kN

작용위치 h = 1.578 + 1.500 + 0.250 = 3.328 m

작용모멘트 My = Ph x h = 39.325 x 3.328 = 130.87 kN.m

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 ΔT = 0℃ 적용

2) 교축방향 (G-LO)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

: 일반적으로 고정단에서도 교량받침의 마찰력보다는 지진시의 상부구조에 의한 수평력이 크기 때문에 지진시의 수평력을 고려한다.

5.5 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	660.923	640.210	0.00369	370.380	705.000	0.00092
	하중경우 2	기둥 1	345.638	335.372	0.00192	727.043	1736.188	0.00053
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	660.923	3933.967	0.00000	370.380	2491.431	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	345.638	2058.162	0.00000	727.043	5278.062	0.00000

5.6 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
SVB01	1.00	1.00									
SVB02	1.00		1.00								
SVB03	1.00			1.00							
SVB04	1.00				1.00						
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00					
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00					
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00					
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00			
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00			
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00			
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00			
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00			
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00			
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00			
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00			
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00			
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00			
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00			
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00			
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00			
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00			
SVB22	1.00								1.00		
SVB23	1.00	1.00								1.00	
SVB24	1.00		1.00							1.00	
SVB25	1.00			1.00						1.00	
SVB26	1.00				1.00					1.00	

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하,크리프,건조수축(GS),제작 또는 시공시 치수착오,습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력,수압,파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SVO 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SVO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.7 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
ULB01	1.30	2.15									
ULB02	1.30		2.15								
ULB03	1.30			2.15							
ULB04	1.30				1.30						
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30					
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30					
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30					
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30			
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30			
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30			
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30			
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30			
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30			
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.25			
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.25			
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.25			
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.25			
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.25			
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.25			
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.25			
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.25			
ULB22	1.00								1.00		
ULB23	1.30	1.30								1.30	
ULB24	1.30		1.30							1.30	
ULB25	1.30			1.30						1.30	
ULB26	1.20				1.20					1.20	

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.8 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
UEB01	1.00	2.15									
UEB02	1.00		2.15								
UEB03	1.00			2.15							
UEB04	1.00				1.30						
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30					
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30					
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30					
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30			
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30			
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30			
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30			
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30			
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30			
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.25			
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.25			
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.25			
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.25			
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.25			
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.25			
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.25			
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.25			
UEB22	1.00								1.00		
UEB23	1.00	1.30								1.30	
UEB24	1.00		1.30							1.30	
UEB25	1.00			1.30						1.30	
UEB26	0.90				1.20					1.20	

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링

6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	6.000	6.000	3	6.000	0.000
2	6.000	5.000			

6.3 단면 제원

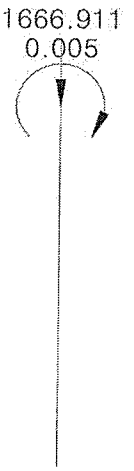
구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	7.000	0.800	5.546	0.292196	22.230133	기둥상단
②	7.000	0.800	5.546	0.292196	22.230133	기둥하단

6.4 하중재하도

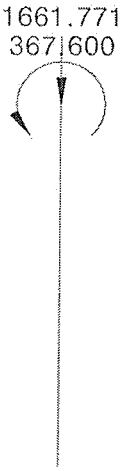
1) 연직하중

① 고정하중 (0)

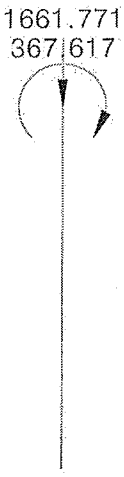
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



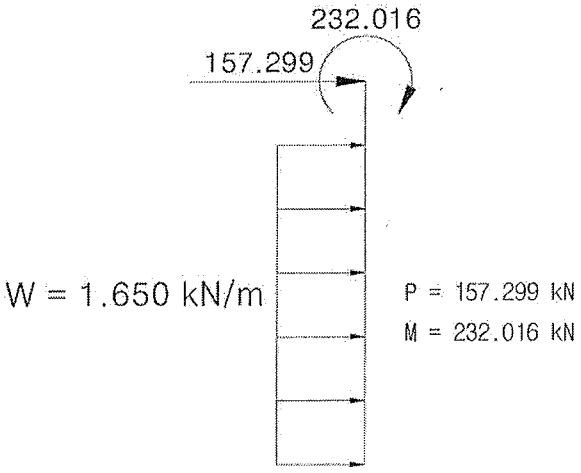
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



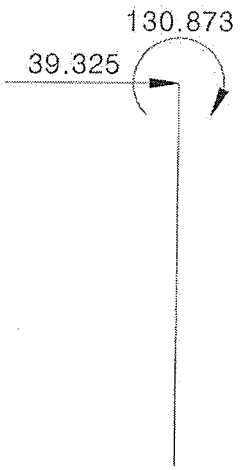
2) 수평하중

① 교축직각 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



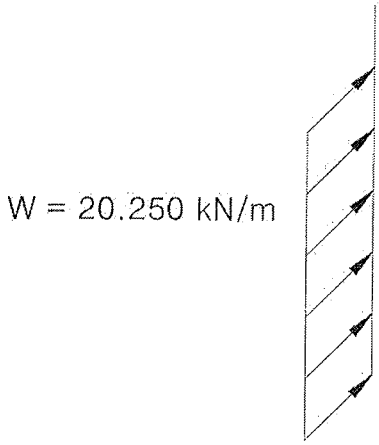
㉯ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



P = 39.325 kN
M = 130.873 kN

② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 2

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5577.699	0.000	0.000	-6270.993	0.000	0.000	
L1	-1666.910	0.005	0.000	-1666.910	0.005	0.000	
L2	-1661.770	-367.600	0.000	-1661.770	-367.600	0.000	
L3	-1661.770	367.617	0.000	-1661.770	367.617	0.000	
W-TR	0.000	393.515	-161.499	0.000	1221.635	-169.749	
WL	0.000	170.198	-39.325	0.000	366.821	-39.325	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	1736.188	727.043	0.000	5278.062	727.043	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5577.699	0.000	0.000	-6270.993	0.000	0.000	
L1	-1666.910	0.000	0.000	-1666.910	0.000	0.000	
L2	-1661.770	0.000	0.000	-1661.770	0.000	0.000	
L3	-1661.770	0.000	0.000	-1661.770	0.000	0.000	
W-LO	0.000	-33.000	33.000	0.000	-451.126	134.250	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	640.210	660.923	0.000	3933.967	660.923	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점0)		S2(절점0)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	0.000	0.000	0.000	0.000
L1	0.000	0.000	0.000	0.000
L2	0.000	0.000	0.000	0.000
L3	0.000	0.000	0.000	0.000
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
WL	0.000	0.000	0.000	0.000
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 2 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-7244.609	0.005	0.000	-7937.903	0.005	0.000	
SV002	-7239.469	-367.600	0.000	-7932.763	-367.600	0.000	
SV003	-7239.469	367.617	0.000	-7932.763	367.617	0.000	
SV004	-5577.699	393.515	-161.499	-6270.993	1221.635	-169.749	
SV005	-7244.609	366.960	-120.074	-7937.903	977.644	-124.199	
SV006	-7239.469	-0.645	-120.074	-7932.763	610.039	-124.199	
SV007	-7239.469	734.572	-120.074	-7932.763	1345.256	-124.199	
SV008	-7244.609	0.005	0.000	-7937.903	0.005	0.000	
SV009	-7244.609	0.005	0.000	-7937.903	0.005	0.000	
SV010	-7239.469	-367.600	0.000	-7932.763	-367.600	0.000	
SV011	-7239.469	-367.600	0.000	-7932.763	-367.600	0.000	
SV012	-7239.469	367.617	0.000	-7932.763	367.617	0.000	
SV013	-7239.469	367.617	0.000	-7932.763	367.617	0.000	
SV014	-5577.699	393.515	-161.499	-6270.993	1221.635	-169.749	
SV015	-5577.699	393.515	-161.499	-6270.993	1221.635	-169.749	
SV016	-7244.609	366.960	-120.074	-7937.903	977.644	-124.199	
SV017	-7244.609	366.960	-120.074	-7937.903	977.644	-124.199	
SV018	-7239.469	-0.645	-120.074	-7932.763	610.039	-124.199	
SV019	-7239.469	-0.645	-120.074	-7932.763	610.039	-124.199	
SV020	-7239.469	734.572	-120.074	-7932.763	1345.256	-124.199	
SV021	-7239.469	734.572	-120.074	-7932.763	1345.256	-124.199	
SV022	-5577.699	1736.188	727.043	-6270.993	5278.062	727.043	
SV023	-7244.609	0.005	0.000	-7937.903	0.005	0.000	
SV024	-7239.469	-367.600	0.000	-7932.763	-367.600	0.000	
SV025	-7239.469	367.617	0.000	-7932.763	367.617	0.000	
SV026	-5577.699	393.515	-161.499	-6270.993	1221.635	-169.749	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-7244.609	0.000	0.000	-7937.903	0.000	0.000	
SVB02	-7239.469	0.000	0.000	-7932.763	0.000	0.000	
SVB03	-7239.469	0.000	0.000	-7932.763	0.000	0.000	
SVB04	-5577.699	-33.000	33.000	-6270.993	-451.126	134.250	
SVB05	-7244.609	-16.500	16.500	-7937.903	-225.563	67.125	
SVB06	-7239.469	-16.500	16.500	-7932.763	-225.563	67.125	
SVB07	-7239.469	-16.500	16.500	-7932.763	-225.563	67.125	
SVB08	-7244.609	0.000	0.000	-7937.903	0.000	0.000	
SVB09	-7244.609	0.000	0.000	-7937.903	0.000	0.000	
SVB10	-7239.469	0.000	0.000	-7932.763	0.000	0.000	
SVB11	-7239.469	0.000	0.000	-7932.763	0.000	0.000	
SVB12	-7239.469	0.000	0.000	-7932.763	0.000	0.000	
SVB13	-7239.469	0.000	0.000	-7932.763	0.000	0.000	
SVB14	-5577.699	-33.000	33.000	-6270.993	-451.126	134.250	
SVB15	-5577.699	-33.000	33.000	-6270.993	-451.126	134.250	
SVB16	-7244.609	-16.500	16.500	-7937.903	-225.563	67.125	
SVB17	-7244.609	-16.500	16.500	-7937.903	-225.563	67.125	
SVB18	-7239.469	-16.500	16.500	-7932.763	-225.563	67.125	
SVB19	-7239.469	-16.500	16.500	-7932.763	-225.563	67.125	
SVB20	-7239.469	-16.500	16.500	-7932.763	-225.563	67.125	
SVB21	-7239.469	-16.500	16.500	-7932.763	-225.563	67.125	
SVB22	-5577.699	640.210	660.923	-6270.993	3933.967	660.923	
SVB23	-7244.609	0.000	0.000	-7937.903	0.000	0.000	
SVB24	-7239.469	0.000	0.000	-7932.763	0.000	0.000	
SVB25	-7239.469	0.000	0.000	-7932.763	0.000	0.000	
SVB26	-5577.699	-33.000	33.000	-6270.993	-451.126	134.250	

3) 두부보

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점0)		S2(절점0)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	0.000	0.000	0.000	0.000
SV002	0.000	0.000	0.000	0.000
SV003	0.000	0.000	0.000	0.000
SV004	0.000	0.000	0.000	0.000
SV005	0.000	0.000	0.000	0.000
SV006	0.000	0.000	0.000	0.000
SV007	0.000	0.000	0.000	0.000
SV008	0.000	0.000	0.000	0.000
SV009	0.000	0.000	0.000	0.000
SV010	0.000	0.000	0.000	0.000
SV011	0.000	0.000	0.000	0.000
SV012	0.000	0.000	0.000	0.000
SV013	0.000	0.000	0.000	0.000
SV014	0.000	0.000	0.000	0.000
SV015	0.000	0.000	0.000	0.000
SV016	0.000	0.000	0.000	0.000
SV017	0.000	0.000	0.000	0.000
SV018	0.000	0.000	0.000	0.000
SV019	0.000	0.000	0.000	0.000
SV020	0.000	0.000	0.000	0.000
SV021	0.000	0.000	0.000	0.000
SV022	0.000	0.000	0.000	0.000
SV023	0.000	0.000	0.000	0.000
SV024	0.000	0.000	0.000	0.000
SV025	0.000	0.000	0.000	0.000
SV026	0.000	0.000	0.000	0.000

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 2 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-10834.87	0.01	0.00	-11736.15	0.01	0.00	
UL002	-10823.81	-790.34	0.00	-11725.10	-790.34	0.00	
UL003	-10823.81	790.38	0.00	-11725.10	790.38	0.00	
UL004	-7251.01	511.57	-209.95	-8152.29	1588.13	-220.67	
UL005	-9417.99	477.05	-156.10	-10319.27	1270.94	-161.46	
UL006	-9411.31	-0.84	-156.10	-10312.59	793.05	-161.46	
UL007	-9411.31	954.94	-156.10	-10312.59	1748.83	-161.46	
UL008	-9417.99	0.01	0.00	-10319.27	0.01	0.00	
UL009	-9417.99	0.01	0.00	-10319.27	0.01	0.00	
UL010	-9411.31	-477.88	0.00	-10312.59	-477.88	0.00	
UL011	-9411.31	-477.88	0.00	-10312.59	-477.88	0.00	
UL012	-9411.31	477.90	0.00	-10312.59	477.90	0.00	
UL013	-9411.31	477.90	0.00	-10312.59	477.90	0.00	
UL014	-6972.12	491.89	-201.87	-7838.74	1527.04	-212.19	
UL015	-6972.12	491.89	-201.87	-7838.74	1527.04	-212.19	
UL016	-9055.76	458.70	-150.09	-9922.38	1222.06	-155.25	
UL017	-9055.76	458.70	-150.09	-9922.38	1222.06	-155.25	
UL018	-9049.34	-0.81	-150.09	-9915.95	762.55	-155.25	
UL019	-9049.34	-0.81	-150.09	-9915.95	762.55	-155.25	
UL020	-9049.34	918.22	-150.09	-9915.95	1681.57	-155.25	
UL021	-9049.34	918.22	-150.09	-9915.95	1681.57	-155.25	
UL022	-5577.70	1736.19	727.04	-6270.99	5278.06	727.04	
UL023	-9417.99	0.01	0.00	-10319.27	0.01	0.00	
UL024	-9411.31	-477.88	0.00	-10312.59	-477.88	0.00	
UL025	-9411.31	477.90	0.00	-10312.59	477.90	0.00	
UL026	-6693.24	472.22	-193.80	-7525.19	1465.96	-203.70	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 2 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-9161.56	0.01	0.00	-9854.85	0.01	0.00	
UE002	-9150.50	-790.34	0.00	-9843.80	-790.34	0.00	
UE003	-9150.50	790.38	0.00	-9843.80	790.38	0.00	
UE004	-5577.70	511.57	-209.95	-6270.99	1588.13	-220.67	
UE005	-7744.68	477.05	-156.10	-8437.98	1270.94	-161.46	
UE006	-7738.00	-0.84	-156.10	-8431.29	793.05	-161.46	
UE007	-7738.00	954.94	-156.10	-8431.29	1748.83	-161.46	
UE008	-7744.68	0.01	0.00	-8437.98	0.01	0.00	
UE009	-7744.68	0.01	0.00	-8437.98	0.01	0.00	
UE010	-7738.00	-477.88	0.00	-8431.29	-477.88	0.00	
UE011	-7738.00	-477.88	0.00	-8431.29	-477.88	0.00	
UE012	-7738.00	477.90	0.00	-8431.29	477.90	0.00	
UE013	-7738.00	477.90	0.00	-8431.29	477.90	0.00	
UE014	-5298.81	491.89	-201.87	-5957.44	1527.04	-212.19	
UE015	-5298.81	491.89	-201.87	-5957.44	1527.04	-212.19	
UE016	-7382.45	458.70	-150.09	-8041.08	1222.06	-155.25	
UE017	-7382.45	458.70	-150.09	-8041.08	1222.06	-155.25	
UE018	-7376.03	-0.81	-150.09	-8034.66	762.55	-155.25	
UE019	-7376.03	-0.81	-150.09	-8034.66	762.55	-155.25	
UE020	-7376.03	918.22	-150.09	-8034.66	1681.57	-155.25	
UE021	-7376.03	918.22	-150.09	-8034.66	1681.57	-155.25	
UE022	-5577.70	578.73	727.04	-6270.99	1759.35	727.04	
UE023	-7744.68	0.01	0.00	-8437.98	0.01	0.00	
UE024	-7738.00	-477.88	0.00	-8431.29	-477.88	0.00	
UE025	-7738.00	477.90	0.00	-8431.29	477.90	0.00	
UE026	-5019.93	472.22	-193.80	-5643.89	1465.96	-203.70	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-10834.87	0.00	0.00	-11736.15	0.00	0.00	
ULB02	-10823.81	0.00	0.00	-11725.10	0.00	0.00	
ULB03	-10823.81	0.00	0.00	-11725.10	0.00	0.00	
ULB04	-7251.01	-42.90	42.90	-8152.29	-586.46	174.53	
ULB05	-9417.99	-21.45	21.45	-10319.27	-293.23	87.26	
ULB06	-9411.31	-21.45	21.45	-10312.59	-293.23	87.26	
ULB07	-9411.31	-21.45	21.45	-10312.59	-293.23	87.26	
ULB08	-9417.99	0.00	0.00	-10319.27	0.00	0.00	
ULB09	-9417.99	0.00	0.00	-10319.27	0.00	0.00	
ULB10	-9411.31	0.00	0.00	-10312.59	0.00	0.00	
ULB11	-9411.31	0.00	0.00	-10312.59	0.00	0.00	
ULB12	-9411.31	0.00	0.00	-10312.59	0.00	0.00	
ULB13	-9411.31	0.00	0.00	-10312.59	0.00	0.00	
ULB14	-6972.12	-41.25	41.25	-7838.74	-563.91	167.81	
ULB15	-6972.12	-41.25	41.25	-7838.74	-563.91	167.81	
ULB16	-9055.76	-20.63	20.63	-9922.38	-281.95	83.91	
ULB17	-9055.76	-20.63	20.63	-9922.38	-281.95	83.91	
ULB18	-9049.34	-20.63	20.63	-9915.95	-281.95	83.91	
ULB19	-9049.34	-20.63	20.63	-9915.95	-281.95	83.91	
ULB20	-9049.34	-20.63	20.63	-9915.95	-281.95	83.91	
ULB21	-9049.34	-20.63	20.63	-9915.95	-281.95	83.91	
ULB22	-5577.70	640.21	660.92	-6270.99	3933.97	660.92	
ULB23	-9417.99	0.00	0.00	-10319.27	0.00	0.00	
ULB24	-9411.31	0.00	0.00	-10312.59	0.00	0.00	
ULB25	-9411.31	0.00	0.00	-10312.59	0.00	0.00	
ULB26	-6693.24	-39.60	39.60	-7525.19	-541.35	161.10	

4) 교축방향(편심최대)

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-9161.56	0.00	0.00	-9854.85	0.00	0.00	
UEB02	-9150.50	0.00	0.00	-9843.80	0.00	0.00	
UEB03	-9150.50	0.00	0.00	-9843.80	0.00	0.00	
UEB04	-5577.70	-42.90	42.90	-6270.99	-586.46	174.53	
UEB05	-7744.68	-21.45	21.45	-8437.98	-293.23	87.26	
UEB06	-7738.00	-21.45	21.45	-8431.29	-293.23	87.26	
UEB07	-7738.00	-21.45	21.45	-8431.29	-293.23	87.26	
UEB08	-7744.68	0.00	0.00	-8437.98	0.00	0.00	
UEB09	-7744.68	0.00	0.00	-8437.98	0.00	0.00	
UEB10	-7738.00	0.00	0.00	-8431.29	0.00	0.00	
UEB11	-7738.00	0.00	0.00	-8431.29	0.00	0.00	
UEB12	-7738.00	0.00	0.00	-8431.29	0.00	0.00	
UEB13	-7738.00	0.00	0.00	-8431.29	0.00	0.00	
UEB14	-5298.81	-41.25	41.25	-5957.44	-563.91	167.81	
UEB15	-5298.81	-41.25	41.25	-5957.44	-563.91	167.81	
UEB16	-7382.45	-20.63	20.63	-8041.08	-281.95	83.91	
UEB17	-7382.45	-20.63	20.63	-8041.08	-281.95	83.91	
UEB18	-7376.03	-20.63	20.63	-8034.66	-281.95	83.91	
UEB19	-7376.03	-20.63	20.63	-8034.66	-281.95	83.91	
UEB20	-7376.03	-20.63	20.63	-8034.66	-281.95	83.91	
UEB21	-7376.03	-20.63	20.63	-8034.66	-281.95	83.91	
UEB22	-5577.70	213.40	660.92	-6270.99	1311.32	660.92	
UEB23	-7744.68	0.00	0.00	-8437.98	0.00	0.00	
UEB24	-7738.00	0.00	0.00	-8431.29	0.00	0.00	
UEB25	-7738.00	0.00	0.00	-8431.29	0.00	0.00	
UEB26	-5019.93	-39.60	39.60	-5643.89	-541.35	161.10	

5) 두부보

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점0)		S2(절점0)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	0.00	0.00	0.00	0.00
UL002	0.00	0.00	0.00	0.00
UL003	0.00	0.00	0.00	0.00
UL004	0.00	0.00	0.00	0.00
UL005	0.00	0.00	0.00	0.00
UL006	0.00	0.00	0.00	0.00
UL007	0.00	0.00	0.00	0.00
UL008	0.00	0.00	0.00	0.00
UL009	0.00	0.00	0.00	0.00
UL010	0.00	0.00	0.00	0.00
UL011	0.00	0.00	0.00	0.00
UL012	0.00	0.00	0.00	0.00
UL013	0.00	0.00	0.00	0.00
UL014	0.00	0.00	0.00	0.00
UL015	0.00	0.00	0.00	0.00
UL016	0.00	0.00	0.00	0.00
UL017	0.00	0.00	0.00	0.00
UL018	0.00	0.00	0.00	0.00
UL019	0.00	0.00	0.00	0.00
UL020	0.00	0.00	0.00	0.00
UL021	0.00	0.00	0.00	0.00
UL022	0.00	0.00	0.00	0.00
UL023	0.00	0.00	0.00	0.00
UL024	0.00	0.00	0.00	0.00
UL025	0.00	0.00	0.00	0.00
UL026	0.00	0.00	0.00	0.00

8. 두부보 설계

벽식교각이므로 두부보 설계는 생략한다.

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-8152.291	-11736.15	0.011	0.011	0.000	0.00000	축력최대
UL007	-8152.291	-10312.59	954.944	1748.832	-161.459	0.00003	모멘트최대
UL022	-6270.993	-6270.99	1736.188	5278.062	727.043	0.00053	탄성설계
UL022	-6270.993	-6270.99	578.729	1759.354	727.043	0.00053	소성설계
UE026	-5643.894	-5643.89	472.218	1465.962	-203.699	0.00002	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.000)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.011	0.060	O.K	138822.75	11736.147	0.011	11.829	O.K
모멘트최대	0.010	0.011	0.060	O.K	138822.75	10312.591	1748.832	13.461	O.K
탄성설계	0.010	0.011	0.060	O.K	161244.38	6270.993	5278.062	25.713	O.K
편심최대	0.010	0.011	0.060	O.K	138822.75	5643.893	1465.962	24.597	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 2, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
6500.000	300.000	250	100.000	6900.000	11736.147	0.011	0.001

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 11736.147 x 0.00000 / (-0.000 x 5.000)

= 0.000 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.000 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 5.000 / 2.002

= 2.497 ≤ 22.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=0.011 , M2=0.011)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 1.000) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 5.000 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 5546349.54 mm² , Ast = 60804.00 mm² , Puse = 0.01096

- 1단 : H25 - 120EA (As=60804.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0110) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 3763.636 mm, ab = k1 x cb = 2882.945 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 2279679.399 = 77509.100 kN, ∑Csi = 8951.367 kN, ∑Tsi = 7630.605 kN

Pb = 77509.100 + 8951.367 - 7630.605 = 78829.863 kN

Mb = Cc x -1291.473 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 198209.036 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 2514.390 mm, e = Mu/Pu = 0.001 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 41292.187 mm, a = k1 x c = 31629.816 mm 를 사용,

Cc = 0.85 x 40.0 x 5547462.869 = 188613.738 kN

∑Csi = 28334.135 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 188613.738 + 28334.135 - 0.000 = 216947.872 kN

Mn = Cc x 15814.908 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1.799 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=0.008) | = 0.0073 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈅ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 7000.00 - 100.00 = 6900.000 mm

c = 41292.187 mm, a = k1 x c = 31629.816 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (6900.00-41292.19) / 41292.19 = -0.00250

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㈆ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 173528.439 kN < Pn = 216947.872 kN

ΦPn = 0.80 x 173528.439 = 138822.751 kN ≥ Pu = 11736.147 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.000 = 0.134 kN.m ≥ Mu = 0.011 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 2, UL007)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
6500.000	300.000	250	100.000	6900.000	10312.591	1748.832	169.582

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 10312.591 x 0.00003 / (-161.459 x 5.000)

= 0.000 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.000 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 5.000 / 2.002

= 2.497 ≤ 27.447 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=954.944 , M2=1748.832)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.546) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 5.000 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 5546349.54 mm² , Ast = 60804.00 mm² , Puse = 0.01096

- 1단 : H25 - 120EA (As=60804.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0110) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 3763.636 mm, ab = k1 x cb = 2882.945 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 2279679.399 = 77509.100 kN, ∑Csi = 8951.367 kN, ∑Tsi = 7630.605 kN

Pb = 77509.100 + 8951.367 - 7630.605 = 78829.863 kN

Mb = Cc x -1291.473 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 198209.036 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 2514.390 mm, e = Mu/Pu = 169.582 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 8830.307 mm, a = k1 x c = 6764.015 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 5384915.659 = 183087.132 kN

∑Csi = 19316.615 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 183087.132 + 19316.615 - 0.000 = 202403.747 kN

Mn = Cc x 3483.766 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34322.571 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=169.575) | = 0.0074 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 7000.00 - 100.00 = 6900.000 mm

c = 8830.307 mm, a = k1 x c = 6764.015 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (6900.00-8830.31) / 8830.31 = -0.00066

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 173528.439 kN < Pn = 202403.747 kN

ΦPn = 0.80 x 173528.439 = 138822.751 kN ≥ Pu = 10312.591 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.170 = 23541.869 kN.m ≥ Mu = 1748.832 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 2, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=1.00, θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
6500.000	300.000	250	100.000	6900.000	6270.993	5278.062	841.663

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 6270.993 x 0.00053 / (727.043 x 5.000)

= 0.001 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.000 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 5.000 / 2.002

= 2.497 ≤ 30.053 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=1736.188 , M2=5278.062)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.329) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 5.000 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 5546349.54 mm² , Ast = 60804.00 mm² , Puse = 0.01096

- 1단 : H25 - 120EA (As=60804.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0110) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 3763.636 mm, ab = k1 x cb = 2882.945 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 2279679.399 = 77509.100 kN, ∑Csi = 8951.367 kN, ∑Tsi = 7630.605 kN

Pb = 77509.100 + 8951.367 - 7630.605 = 78829.863 kN

Mb = Cc x -1291.473 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 198209.036 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 2514.390 mm, e = Mu/Pu = 841.663 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 7009.392 mm, a = k1 x c = 5369.194 mm 를 사용,

Cc = 0.85 x 40.0 x 4268904.858 = 145142.765 kN

∑Csi = 16101.611 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 145142.765 + 16101.611 - 0.000 = 161244.376 kN

Mn = Cc x 3483.720 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 135712.041 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=841.654) | = 0.0085 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 173528.439 kN ≥ Pn = 161244.376 kN

ΦPn = 1.00 x 161244.376 = 161244.376 kN ≥ Pu = 6270.993 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.842 = 135713.405 kN.m ≥ Mu = 5278.062 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 2, UE026)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
6500.000	300.000	250	100.000	6900.000	5643.893	1465.962	259.743

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 5643.893 x 0.00002 / (-203.699 x 5.000)

= 0.000 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.000 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 5.000 / 2.002

= 2.497 ≤ 30.135 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=472.218 , M2=1465.962)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.322) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 5.000 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 5546349.54 mm² , Ast = 60804.00 mm² , Puse = 0.01096

- 1단 : H25 - 120EA (As=60804.000 mm²), di = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0110) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 3763.636 mm, ab = k1 x cb = 2882.945 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 2279679.399 = 77509.100 kN, ∑Csi = 8951.367 kN, ∑Tsi = 7630.605 kN

Pb = 77509.100 + 8951.367 - 7630.605 = 78829.863 kN

Mb = Cc x -1291.473 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 198209.036 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 2514.390 mm, e = Mu/Pu = 259.743 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 8580.977 mm, a = k1 x c = 6573.029 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 5232108.032 = 177891.673 kN

∑Csi = 18982.100 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 177891.673 + 18982.100 - 0.000 = 196873.773 kN

Mn = Cc x 3483.760 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 51135.975 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=259.740) | = 0.0032 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉰ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 7000.00 - 100.00 = 6900.000 mm

c = 8580.977 mm, a = k1 x c = 6573.029 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (6900.00-8580.98) / 8580.98 = -0.00059

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

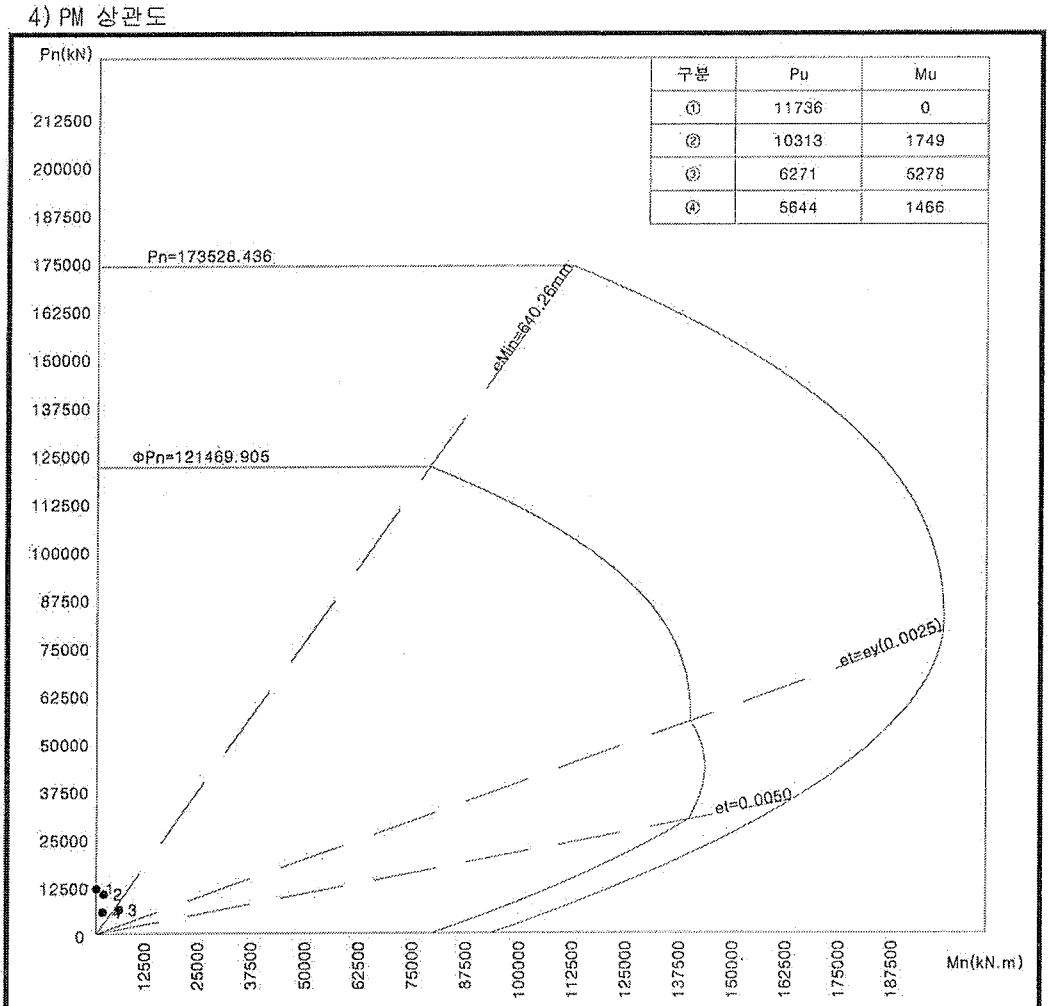
㉱ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 173528.439 kN < Pn = 196873.773 kN

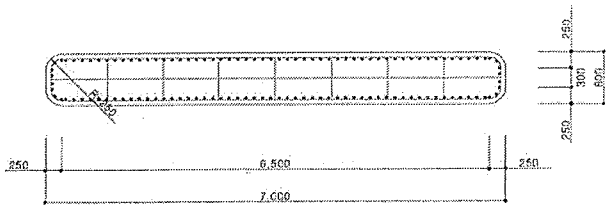
ΦPn = 0.80 x 173528.439 = 138822.751 kN ≥ Pu = 5643.893 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.260 = 36058.245 kN.m ≥ Mu = 1465.962 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	11736	0
②	10313	1749
③	6271	5278
④	5644	1466



▣ 단면제원

B = 6500.000 mm
H = 300.000 mm
R = 250.000 mm
D = 6900.000 mm
Ag = 5546349.541 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 60804.000 mm²
Puse = 0.01096
1단 : H25-120Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-8152.291	-11736.15	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
ULB04	-8152.291	-8152.29	42.900	586.463	174.525	0.00047	모멘트최대
ULB22	-6270.993	-6270.99	640.210	3933.967	660.923	0.00369	탄성설계
ULB22	-6270.993	-6270.99	213.403	1311.322	660.923	0.00369	소성설계
UEB26	-5643.894	-5643.89	39.600	541.351	161.100	0.00043	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.000)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.011	0.060	O.K	138822.75	11736.147	0.000	11.829	O.K
모멘트최대	0.010	0.011	0.060	O.K	138822.75	8152.290	586.463	17.029	O.K
탄성설계	0.010	0.011	0.060	O.K	29650.84	6270.993	3933.967	4.728	O.K
편심최대	0.010	0.011	0.060	O.K	132085.13	5643.893	541.351	23.403	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 2, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
6500.000	300.000	250	100.000	700.000	11736.147	0.000	0.000

㉯ 철근비 검토

Ag = 5546349.54 mm² , Ast = 60804.00 mm² , Puse = 0.01096

- 1단 : H25 - 120EA (As=60804.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0110) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 381.818 mm, ab = k1 x cb = 292.473 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 2020488.675 = 68696.615 kN, ∑Csi = 11757.572 kN, ∑Tsi = 14494.041 kN

Pb = 68696.615 + 11757.572 - 14494.041 = 65960.145 kN

Mb = Cc x 3.764 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25085.145 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 380.308 mm, e = Mu/Pu = 0.000 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 3587.499 mm, a = k1 x c = 2748.024 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 5518393.062 = 187625.364 kN

∑Csi = 27857.655 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 187625.364 + 27857.655 - 0.000 = 215483.019 kN

Mn = Cc x 1373.251 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = -0.130 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=-0.001) | = 0.0006 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 800.00 - 100.00 = 700.000 mm

c = 3587.499 mm, a = k1 x c = 2748.024 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (700.00-3587.50) / 3587.50 = -0.00241

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 173528.439 kN < Pn = 215483.019 kN

ΦPn = 0.80 x 173528.439 = 138822.751 kN ≥ Pu = 11736.147 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.000 = 0.000 kN.m ≥ Mu = 0.000 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 2, ULB04)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
6500.000	300.000	250	100.000	700.000	8152.290	586.463	71.938

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 8152.290 x 0.00047 / (174.525 x 5.000)

= 0.004 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.000 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 5.000 / 0.230

= 21.784 ≤ 33.122 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=42.900 , M2=586.463)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.073) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 5.000 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 5546349.54 mm² , Ast = 60804.00 mm² , Puse = 0.01096

- 1단 : H25 - 120EA (As=60804.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0110) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 381.818 mm, ab = k1 x cb = 292.473 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 2020488.675 = 68696.615 kN, ∑Csi = 11757.572 kN, ∑Tsi = 14494.041 kN

Pb = 68696.615 + 11757.572 - 14494.041 = 65960.145 kN

Mb = Cc x 3.764 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25085.145 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 380.308 mm, e = Mu/Pu = 71.938 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 879.913 mm, a = k1 x c = 674.014 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 4688641.151 = 159413.799 kN

∑Csi = 17888.525 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 159413.799 + 17888.525 - 0.000 = 177302.325 kN

Mn = Cc x 398.566 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12756.154 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=71.946) | = 0.0073 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 800.00 - 100.00 = 700.000 mm

c = 879.913 mm, a = k1 x c = 674.014 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (700.00-879.91) / 879.91 = -0.00061

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 173528.439 kN < Pn = 177302.325 kN

ΦPn = 0.80 x 173528.439 = 138822.751 kN ≥ Pu = 8152.290 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.072 = 9986.696 kN.m ≥ Mu = 586.463 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 2, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=1.00

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
6500.000	300.000	250	100.000	700.000	6270.993	3933.967	627.328

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 6270.993 x 0.00369 / (660.923 x 5.000)

= 0.007 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.000 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 5.000 / 0.230

= 21.784 ≤ 32.047 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=640.210 , M2=3933.967)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.163) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 5.000 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 5546349.54 mm² , Ast = 60804.00 mm² , Puse = 0.01096

- 1단 : H25 - 120EA (As=60804.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0110) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 381.818 mm, ab = k1 x cb = 292.473 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 2020488.675 = 68696.615 kN, ∑Csi = 11757.572 kN, ∑Tsi = 14494.041 kN

Pb = 68696.615 + 11757.572 - 14494.041 = 65960.145 kN

Mb = Cc x 3.764 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25085.145 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 380.308 mm, e = Mu/Pu = 627.328 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 210.619 mm, a = k1 x c = 161.334 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 1103463.442 = 37517.757 kN

∑Csi = 7850.155 kN, ∑Tsi = 15717.072 kN

Pn = 37517.757 + 7850.155 - 15717.072 = 29650.840 kN

Mn = Cc x 399.308 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 18600.999 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=627.335) | = 0.0070 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 173528.439 kN ≥ Pn = 29650.840 kN

ΦPn = 1.00 x 29650.840 = 29650.840 kN ≥ Pu = 6270.993 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.627 = 18600.791 kN.m ≥ Mu = 3933.967 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 2, UEB26)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
6500.000	300.000	250	100.000	700.000	5643.893	541.351	95.918

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 5643.893 x 0.00043 / (161.100 x 5.000)

= 0.003 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.000 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 5.000 / 0.230

= 21.784 ≤ 33.122 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=39.600 , M2=541.351)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.073) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 5.000 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 5546349.54 mm² , Ast = 60804.00 mm² , Puse = 0.01096

- 1단 : H25 - 120EA (As=60804.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0110) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 381.818 mm, ab = k1 x cb = 292.473 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 2020488.675 = 68696.615 kN, ∑Csi = 11757.572 kN, ∑Tsi = 14494.041 kN

Pb = 68696.615 + 11757.572 - 14494.041 = 65960.145 kN

Mb = Cc x 3.764 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25085.145 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 380.308 mm, e = Mu/Pu = 95.918 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 818.497 mm, a = k1 x c = 626.968 mm 를 사용,

Cc = 0.85 x 40.0 x 4361352.552 = 148285.987 kN

∑Csi = 16820.423 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 148285.987 + 16820.423 - 0.000 = 165106.409 kN

Mn = Cc x 398.458 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 15838.321 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=95.928)| = 0.0100 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 800.00 - 100.00 = 700.000 mm

c = 818.497 mm, a = k1 x c = 626.968 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (700.00-818.50) / 818.50 = -0.00043

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

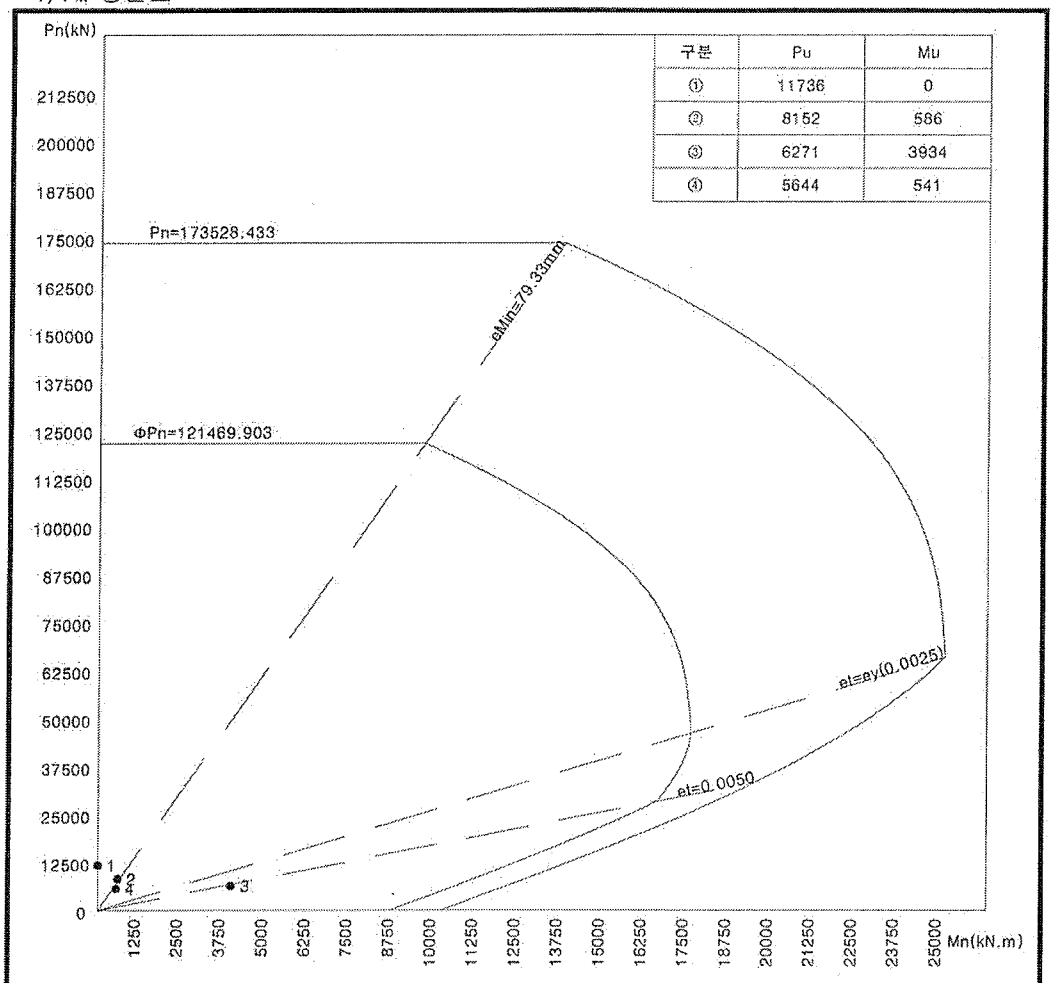
㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 173528.439 kN ≥ Pn = 165106.409 kN

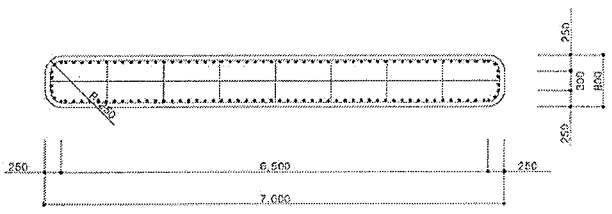
ΦPn = 0.80 x 165106.409 = 132085.127 kN ≥ Pu = 5643.893 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.096 = 12669.336 kN.m ≥ Mu = 541.351 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	11736	0
②	8152	586
③	6271	3934
④	5644	541



▣ 단면제원

B = 6500.000 mm
H = 300.000 mm
R = 250.000 mm
D = 700.000 mm
Ag = 5546349.541 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 60804.000 mm²
Puse = 0.01096
1단 : H25-120Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-11736.147	0.000	0.011	0.011	축력최대
UL04	-8152.290	586.463	1588.125	1692.950	모멘트최대
UE26	-5643.893	541.351	1465.962	1562.724	편심최대
UL07	-10312.591	293.232	1748.832	1773.245	모멘트최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx,My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.011	0.060	O.K	138822.75	11736.147	0.011	11.829	O.K
모멘트최대	0.010	0.011	0.060	O.K	90063.48	8152.290	1692.950	11.048	O.K
편심최대	0.010	0.011	0.060	O.K	69657.19	5643.893	1562.724	12.342	O.K
모멘트최대	0.010	0.011	0.060	O.K	108739.53	10312.591	1773.245	10.544	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 2, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
6500.000	300.000	250	100.000	6900.000	11736.147	0.011	0.001

㉯ 철근비 검토

Ag = 5546349.54 mm² , Ast = 60804.00 mm² , Puse = 0.01096

- 1단 : H25 - 120EA (As=60804.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0110) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 3763.636 mm, ab = k1 x cb = 2882.945 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 2279679.399 = 77509.100 kN, ∑Csi = 8951.367 kN, ∑Tsi = 7630.605 kN

Pb = 77509.100 + 8951.367 - 7630.605 = 78829.863 kN

Mb = Cc x -1291.473 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 198209.036 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 2514.390 mm, e = Mu/Pu = 0.001 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 41292.187 mm, a = k1 x c = 31629.816 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 5547462.869 = 188613.738 kN

∑Csi = 28334.135 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 188613.738 + 28334.135 - 0.000 = 216947.872 kN

Mn = Cc x 15814.908 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1.799 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=0.008) | = 0.0073 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 7000.00 - 100.00 = 6900.000 mm

c = 41292.187 mm, a = k1 x c = 31629.816 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (6900.00-41292.19) / 41292.19 = -0.00250

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 173528.439 kN < Pn = 216947.872 kN

ΦPn = 0.80 x 173528.439 = 138822.751 kN ≥ Pu = 11736.147 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.000 = 0.134 kN.m ≥ Mu = 0.011 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 2, UL004)

【 기둥 : 하부 , 2/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, θ=2.039도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
6500.000	300.000	250	100.000	931.024	8152.290	1692.950	207.666

㉯ 철근비 검토

Ag = 5546349.54 mm² , Ast = 60804.00 mm² , Puse = 0.01096

- 1단 : H25 - 120EA (As=60804.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0110) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 507.831 mm, ab = k1 x cb = 388.999 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1887727.995 = 64182.752 kN, ∑Csi = 9047.800 kN, ∑Tsi = 10598.792 kN

Pb = 64182.752 + 9047.800 - 10598.792 = 62631.759 kN

Mb = Cc x -44.499 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23562.197 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 376.202 mm, e = Mu/Pu = 207.666 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 721.964 mm, a = k1 x c = 553.025 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 3035941.133 = 103221.999 kN

∑Csi = 11607.127 kN, ∑Tsi = 2249.782 kN

Pn = 103221.999 + 11607.127 - 2249.782 = 112579.343 kN

Mn = Cc x 462.153 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23379.581 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=207.672) | = 0.0064 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1031.02 - 100.00 = 931.024 mm

c = 721.964 mm, a = k1 x c = 553.025 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (931.02-721.96) / 721.96 = 0.00087

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 173528.439 kN ≥ Pn = 112579.343 kN

ΦPn = 0.80 x 112579.343 = 90063.475 kN ≥ Pu = 8152.290 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.208 = 18703.085 kN.m ≥ Mu = 1692.950 kN.m ∴ O.K

③ 편심최대 : (부재 2, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, θ=2.039도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
6500.000	300.000	250	100.000	931.024	5643.893	1562.724	276.888

㉯ 철근비 검토

Ag = 5546349.54 mm² , Ast = 60804.00 mm² , Puse = 0.01096

- 1단 : H25 - 120EA (As=60804.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0110) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 507.831 mm, ab = k1 x cb = 388.999 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1887727.954 = 64182.750 kN, ∑Csi = 9047.799 kN, ∑Tsi = 10598.791 kN

Pb = 64182.750 + 9047.799 - 10598.791 = 62631.758 kN

Mb = Cc x -44.499 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23562.197 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 376.202 mm, e = Mu/Pu = 276.888 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 608.456 mm, a = k1 x c = 466.077 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 2426934.337 = 82515.767 kN

∑Csi = 10427.990 kN, ∑Tsi = 5872.270 kN

Pn = 82515.767 + 10427.990 - 5872.270 = 87071.487 kN

Mn = Cc x 463.768 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24109.690 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=276.895) | = 0.0078 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1031.02 - 100.00 = 931.024 mm

c = 608.456 mm, a = k1 x c = 466.077 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (931.02-608.46) / 608.46 = 0.00159

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 173528.439 kN ≥ Pn = 87071.487 kN

ΦPn = 0.80 x 87071.487 = 69657.190 kN ≥ Pu = 5643.893 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.277 = 19287.208 kN.m ≥ Mu = 1562.724 kN.m ∴ O.K

④ 모멘트최대 : (부재 2, UL007)

【 기둥 : 하부 , 6/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, θ=4.482도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
6500.000	300.000	250	100.000	1207.069	10312.591	1773.245	171.950

㉯ 철근비 검토

Ag = 5546349.54 mm² , Ast = 60804.00 mm² , Puse = 0.01096

- 1단 : H25 - 120EA (As=60804.000 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0110) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 658.401 mm, ab = k1 x cb = 504.335 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1742678.351 = 59251.064 kN, ∑Csi = 7511.400 kN, ∑Tsi = 8055.719 kN

Pb = 59251.064 + 7511.400 - 8055.719 = 58706.745 kN

Mb = Cc x -102.168 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24879.975 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 423.801 mm, e = Mu/Pu = 171.950 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1018.814 mm, a = k1 x c = 780.412 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 3651851.238 = 124162.942 kN

∑Csi = 12399.186 kN, ∑Tsi = 637.721 kN

Pn = 124162.942 + 12399.186 - 637.721 = 135924.407 kN

Mn = Cc x 549.297 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23371.947 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=171.948) | = 0.0014 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1307.07 - 100.00 = 1207.069 mm

c = 1018.814 mm, a = k1 x c = 780.412 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1207.07-1018.81) / 1018.81 = 0.00055

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

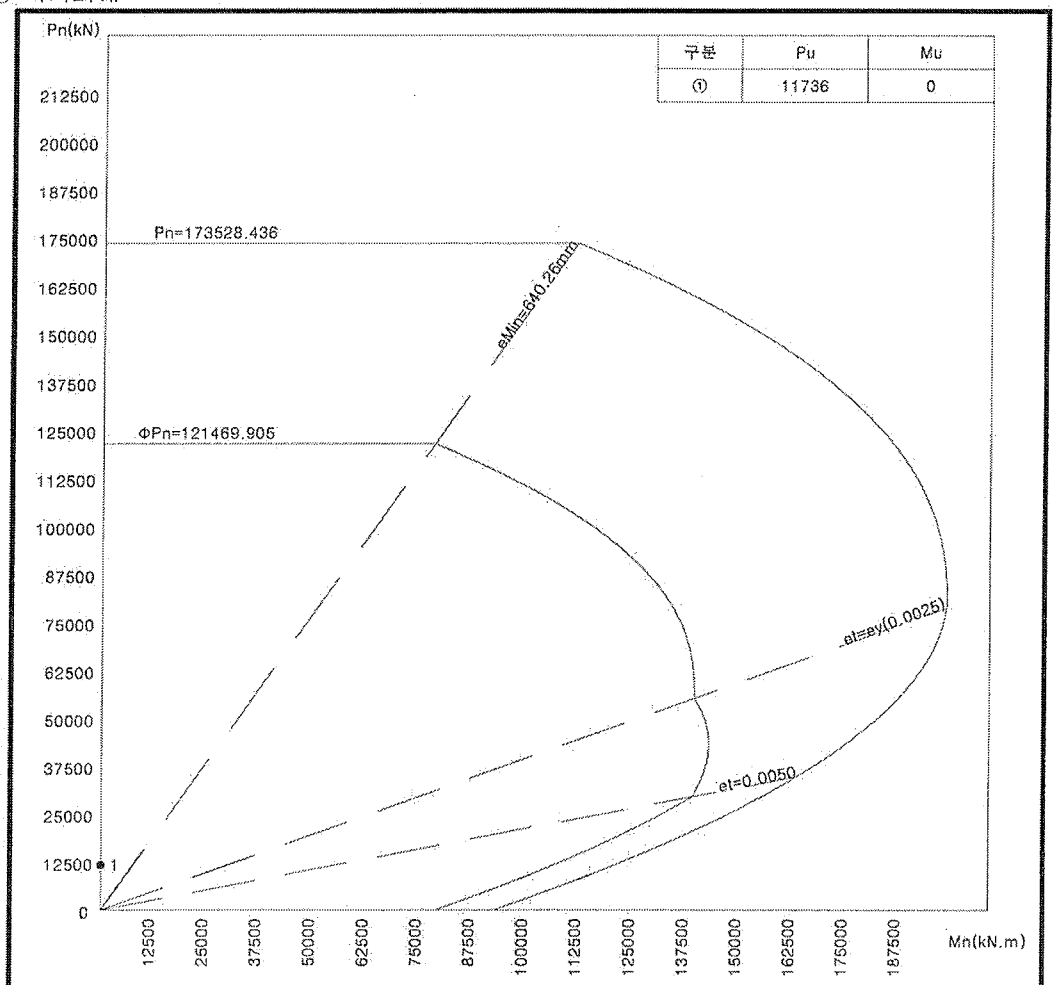
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 173528.439 kN ≥ Pn = 135924.407 kN

ΦPn = 0.80 x 135924.407 = 108739.526 kN ≥ Pu = 10312.591 kN ∴ O.K

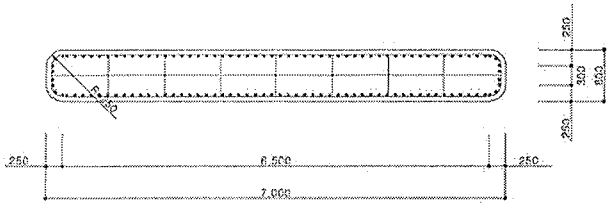
ΦMn = ΦPn x 0.172 = 18697.709 kN.m ≥ Mu = 1773.245 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도

① 축력최대



구분	Pu	Mu
①	11736	0



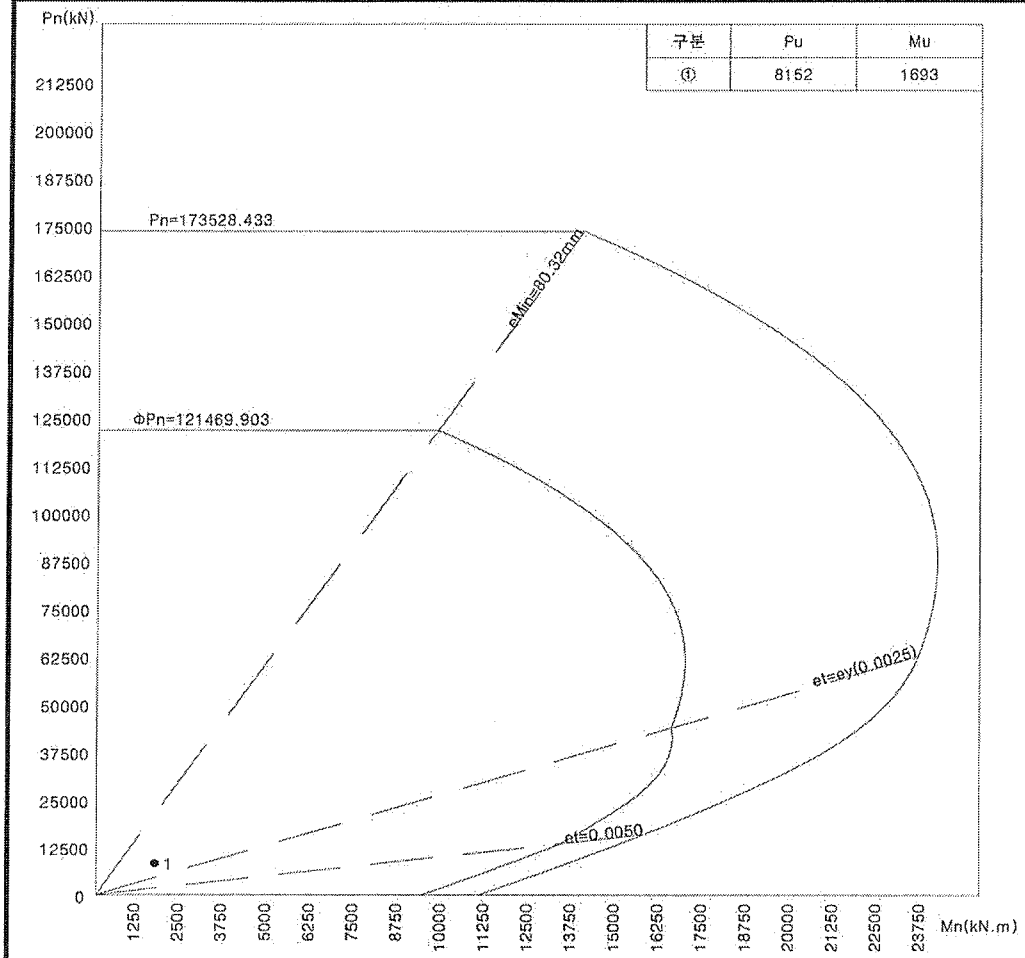
▣ 단면제원

B = 6500.000 mm
H = 300.000 mm
R = 250.000 mm
D = 6900.000 mm
Ag = 5546349.541 mm²

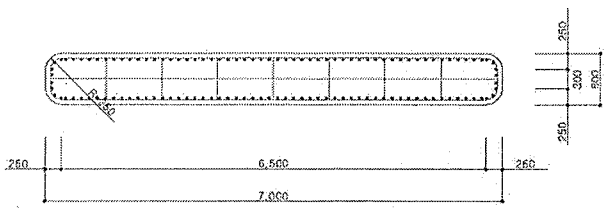
▣ 사용 철근

Ast = 60804.000 mm²
Puse = 0.01096
1단 : H25-120Ea

② 모멘트최대



구분	Pu	Mu
①	8152	1693



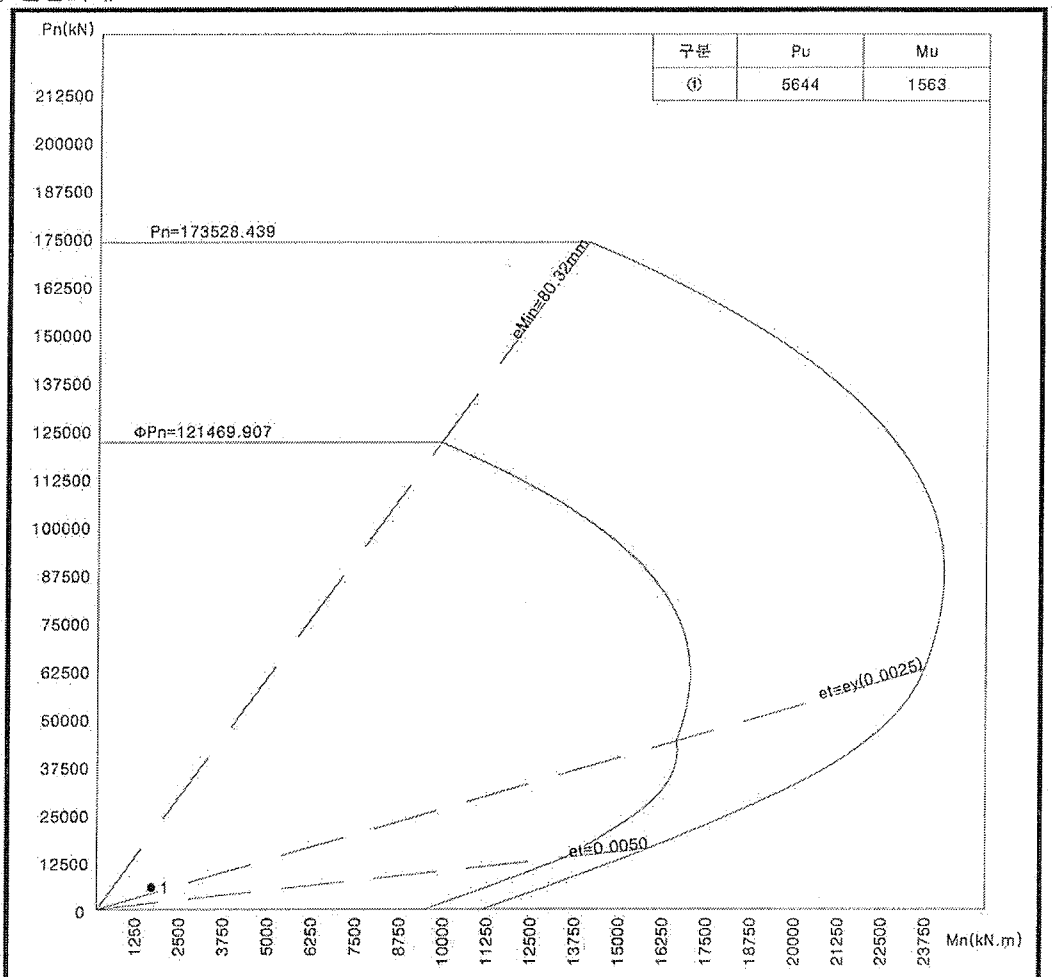
▣ 단면제원

B = 6500.000 mm
H = 300.000 mm
R = 250.000 mm
D = 931.024 mm
Ag = 5546349.541 mm²

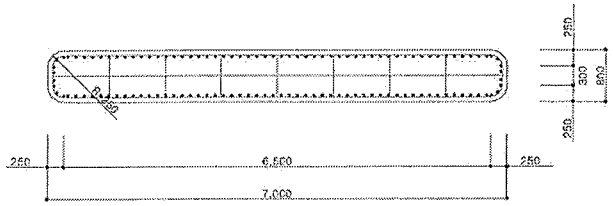
▣ 사용 철근

Ast = 60804.000 mm²
Puse = 0.01096
1단 : H25-120Ea

③ 편심최대



구분	Pu	Mu
①	5644	1563



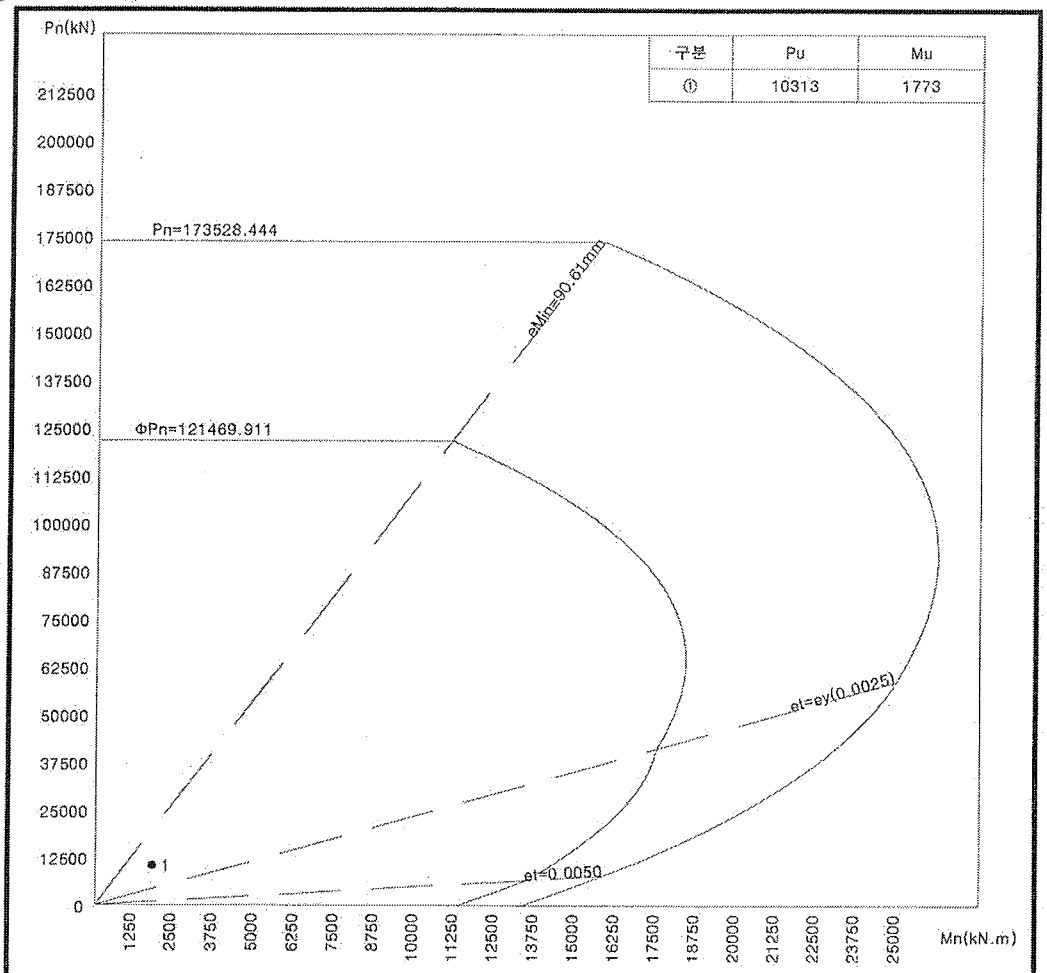
▣ 단면제원

B = 6500.000 mm
H = 300.000 mm
R = 250.000 mm
D = 931.024 mm
Ag = 5546349.541 mm²

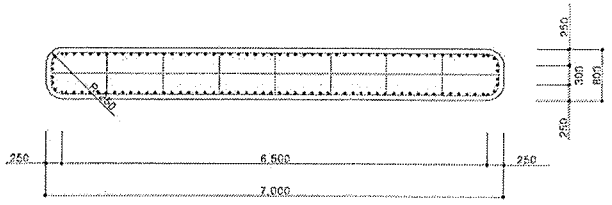
▣ 사용 철근

Ast = 60804.000 mm²
Puse = 0.01096
1단 : H25-120Ea

④ 모멘트최대



구분	Pu	Mu
①	10313	1773



▣ 단면제원

B = 6500.000 mm
H = 300.000 mm
R = 250.000 mm
D = 1207.069 mm
Ag = 5546349.541 mm²

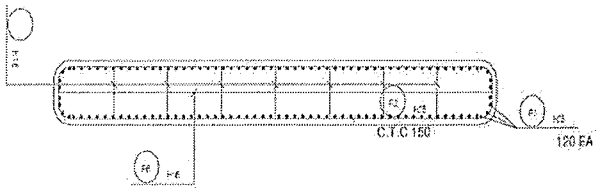
▣ 사용 철근

Ast = 60804.000 mm²
Puse = 0.01096
1단 : H25-120Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL004 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	0.000 kN
교축직각방향	V =	220.674 kN
합성전단력	V =	220.674 kN
축방향력	P =	8152.290 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 220.674 / 0.80 = 275.842 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 800.000 mm d' = 100.000 mm

Zs = Σ(인장철근들의 면적 x 거리) / Σ(면적)

= 285.619 mm

d = h/2 + Zs

= 800.000/2 + 285.619

= 685.619 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 8152.290 x 1000 / (14 x 5546349.541) } x √40.0

x 7000.000 x 685.619

= 5590.074 kN

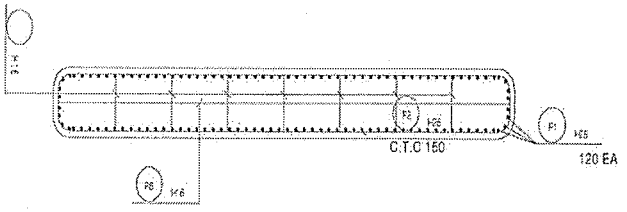
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2795.037 kN ≥ Vn ≤ Vc = 5590.074 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL022 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	345.638 kN
교축직각방향	V =	727.043 kN
합성전단력	V =	805.020 kN
축방향력	P =	6270.993 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 805.020 / 1.00 = 805.020 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 800.000 mm d' = 100.000 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 285.619 mm

d = h/2 + Zs

= 800.000/2 + 285.619

= 685.619 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x { 10 x Pu / (fck x Ag) } x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 10 + 6270.993 x 1000 / (40.0 x 5546349.541) }

x { 1 + 6270.993 / (14 x 5546349.541) } x √40.0 x 7000.000 x 685.619

= 1545.462 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 772.731 kN ≤ Vn ≤ Vc = 1545.462 kN ∴ 최소 전단철근 필요

(4) 필요철근량 계산 Av

Av1 = 0.0625 x √40.0 x B x s / fy = 830.098 mm²

Av2 = 0.35 x B x s / fy = 735.000 mm²

Av = MAX(Av1, Av2) = 830.098 mm²

띠철근의 수직 간격 S = 150.0 mm, d = 685.619 mm, fy = 500.0 MPa

사용철근량 : H25 x 2EA = 1013.400 mm²

→ 1013.400 mm² ≥ 830.098 mm² ∴ O.K

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]
캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.
단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,
450㎜ 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D = 7000.0 ㎜
- 기둥 순높이의 1/6 = 5000.0 / 6 = 833.3 ㎜
∴ 7000.0 ㎜ = 7.000 m

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 800.0 / 4 = 200.0 ㎜
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 25.0 = 150.0 ㎜
∴ 150.0 ㎜ = 0.150 m

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]
심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의
0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 ㎜ 작아서는 안된다.
- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 3500.0 ㎜
∴ 3500.0 ㎜ = 3.500 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 800.0 / 4 = 200.0 ㎜
- 100.0 ㎜
∴ 200.0 ㎜ = 0.200 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	7937.903	124.199	977.644	8680.403	39061.813	1101.843	축력최대
SV007	7932.763	124.199	1345.256	8675.263	39038.683	1469.455	모멘트최대
SV026	6270.993	169.749	1221.635	7013.493	31560.718	1391.384	편심최대
SV022	6270.993	727.043	5278.062	7013.493	31560.718	6005.105	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P+W$, $W = 9.000 \times 3.300 \times 1.000 \times 25.000 = 742.500$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 9.000$ m

$My = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |My + Vx \times h|$, $h = 1.000$ m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

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

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서

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

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m^3)

= 181907.562 x 11 / (9.000 x 3.300) = 67373.171 kN/m^3

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 181907.562 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 9.000 m)

B : 확대기초의 폭 (= 3.300 m)

n*m : ,말뚝의 개수 (= 11 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 28693400.000 kN/m^2)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

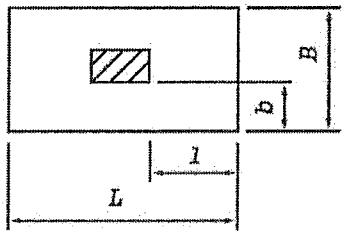
$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 67373.171) / (28693400.000 \times 1.000^3)\}} = 0.290\ (m^{-1})$

★ 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$\lambda = \max(l,b) = \max(1.250,1.000) = 1.250$

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 4.500

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 1.650



$\beta\lambda = 0.290 \times 1.250 = 0.362 \leq 1.0$, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	11736.147	0.000	0.011	12701.397	57156.286	0.011	축력최대
UL007	10312.591	161.459	1748.832	11277.841	50750.284	1910.291	모멘트최대
UE026	5643.893	203.699	1465.962	6312.143	28404.643	1669.661	편심최대
UL022	6270.993	727.043	5278.062	7013.493	31560.718	6005.105	지진시
SV005	7937.903	124.199	977.644	8680.403	39061.813	1101.843	축력최대
SV007	7932.763	124.199	1345.256	8675.263	39038.683	1469.455	모멘트최대
SV026	6270.993	169.749	1221.635	7013.493	31560.718	1391.384	편심최대
SV022	6270.993	727.043	5278.062	7013.493	31560.718	6005.105	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P+W, W = 9.000 x 3.300 x 1.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 9.000 m

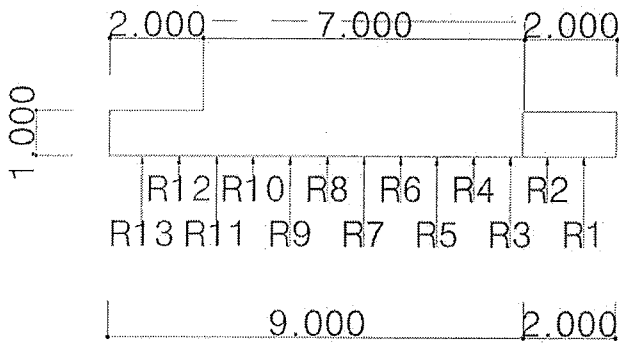
My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 1.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 2본
R2 = Ru2 x 1본
R3 = Ru3 x 2본
R4 = Ru4 x 1본
R5 = Ru5 x 2본
R6 = Ru6 x 1본
R7 = Ru7 x 2본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
SV005	1704.114	831.092	1620.219	789.128	1536.291	747.163	1452.396

SV007	1738.864	842.522	1631.182	788.660	1523.459	734.798	1415.778
SV026	1436.078	691.237	1328.827	637.590	1221.534	583.944	1114.283
SV022	1947.195	861.654	1499.244	637.590	1051.117	413.527	603.166
UL001	2309.346	1154.673	2309.345	1154.672	2309.345	1154.672	2309.344
UL007	2260.522	1095.279	2120.537	1025.258	1980.496	955.238	1840.511
UE026	1340.739	638.207	1212.038	573.831	1083.286	509.455	954.585
UL022	1947.195	861.654	1499.244	637.590	1051.117	413.527	603.166

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.000 x 1.000 x 3.300 x 25.000 = 82.500 kN

Ma = 1.034 x 1.000 x 3.300 x 25.000 x 1.034/2 = 44.103 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1 x 1.000

Ma = R1 x -0.334

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV005	1704.114	569.174	1621.614	525.071	
SV007	1738.864	580.781	1656.364	536.678	
SV026	1436.078	479.650	1353.578	435.547	
SV022	1947.195	650.363	1864.695	606.260	

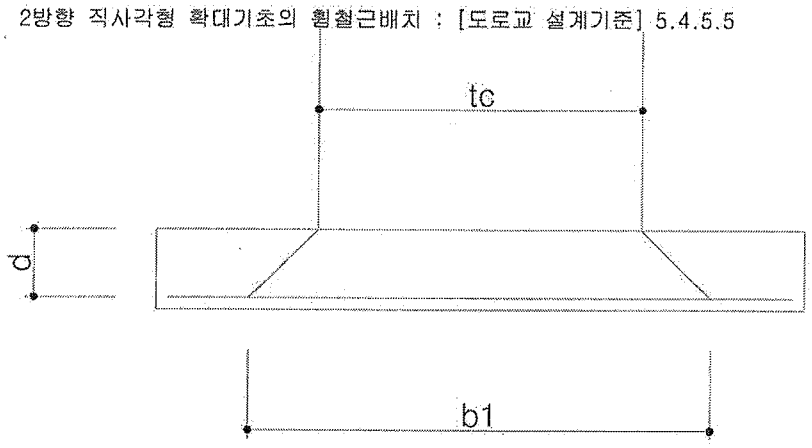
※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	2309.346	771.322	2202.096	713.988	
UL007	2260.522	755.014	2153.272	697.680	
UE026	1340.739	447.807	1266.489	408.114	
UL022	1947.195	650.363	1864.695	606.260	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

③ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5



b = tc + 2·d ≤ B
= 8700.00 mm

b : 유효폭
B : 확대기초 전폭
tc : 교각구체폭
d : 확대기초 유효높이

㉮ 긴 변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치하여야한다.

㉯ 짧은 변 방향의 휨철근은 아래식으로 결정되는 철근량을 확대기초의 짧은 변의 폭만큼의 중심구간 폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 하며, 중심구간폭은 중심선은 기둥 또는 교각의 중심선으로 한다.

초 중심구간 폭의 외측부분에 균등하게 배치하여야 한다.

$$A_{s,m} = \frac{2}{1+\beta} A_{s,s}$$

As,s : 기초 짧은 변 방향에 대하여 필요한 총 철근량 (= 7738.901 ㎟ , 기초단면 검토 참조)

β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 9.000/3.300 = 2.727)

As,m = 2 / (1 + 2.727) x 7738.901 = 4152.581 ㎟

→ 유효폭내에 배치된 철근량은 14014.540 ㎟ 이므로 위 조건에 만족한다.

: 사용철근 = H16 - 73EA ∴ O.K

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 500 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.8

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3300.0	1000.0	850.0	150.0	714.0	2202.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9677.500 x 500.00 = 4838750.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3300.000 = 75735.000 x a

T = C 이므로, a = 63.891 mm, c = 63.891 / β1 = 63.891 / 0.85 = 75.165 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (850.00 - 75.165) / 75.165 = 0.03093

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1991.845\ mm^2$$

* 사용철근량 = 9677.5 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 4.859]

1단 : H22 - 25.0 EA (= 9677.5 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00280

0.25 √fck / fy = 0.00260 , ρmin = 0.00280 적용

ρmax = 0.69 x Pb = 0.69 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.01464

ρuse = As / bd = 0.00345

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 9677.500 x 500 x (850 - a/2) = 3364.608 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 63.891 mm

≥ Mu (= 713.988 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.712]

* 전단에 대한 검토 (d = 850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3300.00 x 850.00 = 1943.361 kN

< Vu (= 2202.096 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2202.096-1943.361) x 250.00 / (500x850.00xΦ) x 1000 = 190.246 mm²

Av_use = 633.500 mm² (H13-5.0 EA, C.T.C 250 mm)

Vs = 633.500 x 500.00 x 850.00 / 250.00 x 1000 = 1076.950 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 3300.00 x 850.00 x 1000 = 9716.805 kN ≥ 1076.950 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 425.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (2429.201 + 1076.950) = 2804.921 kN ≥ 2202.096 kN ∴ O.K

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

    사용철근량 : H16 - 73 EA

    H16 - 37 EA =21846.000 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 1000.0 x 9000.0 = 13500.000 ㎟ < 21846.000 ㎟ ∴ O.K

  * 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

    단면적대비 0.0020 이상

    사용철근량 : H16 - 73 EA

    H16 - 37 EA =21846.000 ㎟

    필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 9000.0 = 18000.000 ㎟ < 21846.000 ㎟

    (21846.000 / 9.000) = 2427.333 ㎟ > (1800㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

    사용철근량 : H16 - 37 EA = 7348.200 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 7348.200 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  fs = M / [As x (d - χ/3)] = 536.678 x 1000000 / [9677.500 x (850.000 - 167.406/3)]

  = 69.827 Mpa

  χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

  = -7x9677.500/3300.0 + 7x9677.500/3300.0 x √[(1 + 2x3300.0x850.0/(7x9677.500)]

  = 167.406 ㎜

  사용철근량 = 9677.5 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)

  1단 : H22 - 25.0 EA (= 9677.5 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 150.00 - 22.00/2 = 139.00 ㎜

  여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

  Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 69.83) - 2.5 x 139.00 = 780.29 ㎜

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 69.83 = 902.23 ㎜

  Sa는 작은 값인 780.29 ㎜ 를 적용

  S = 3300.00 / 25.00 Ea = 132.00 ≤ Sa (= 780.29 ㎜) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB05	7937.903	67.125	-225.563	8680.403	14322.665	158.438	축력최대
SVB04	6270.993	134.250	-451.126	7013.493	11572.263	316.875	모멘트최대
SVB26	6270.993	134.250	-451.126	7013.493	11572.263	316.875	편심최대
SVB22	6270.993	660.923	3933.967	7013.493	11572.263	4594.890	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V$ = P+W, W = 3.300 x 9.000 x 1.000 x 25.000 = 742.500 kN

Mr = $\sum V$ x B/2, B = 3.300 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 1.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = $\sum V$ x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/$\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	11736.147	0.000	0.000	12701.397	20957.305	0.000	축력최대
ULB04	8152.290	174.525	-586.463	9117.540	15043.941	411.938	모멘트최대
UEB26	5643.893	161.100	-541.351	6312.143	10415.036	380.251	편심최대
ULB22	6270.993	660.923	3933.967	7013.493	11572.263	4594.890	지진시
SVB05	7937.903	67.125	-225.563	8680.403	14322.665	158.438	축력최대
SVB04	6270.993	134.250	-451.126	7013.493	11572.263	316.875	모멘트최대
SVB26	6270.993	134.250	-451.126	7013.493	11572.263	316.875	편심최대
SVB22	6270.993	660.923	3933.967	7013.493	11572.263	4594.890	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

ΣV = P+W, W = 3.300 x 9.000 x 1.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ΣV x B/2, B = 3.300 m

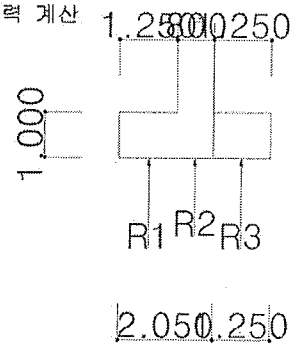
Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 1.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ΣV x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/ΣV

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 4본

R2 = Ru2 x 3본

R3 = Ru3 x 4본

구 분	R1	R2	R3
SVB05	3269.46	2367.383	3043.56
SVB04	2776.26	1912.771	2324.462
SVB26	2776.26	1912.771	2324.462
SVB22	4820.739	1912.771	279.984
ULB01	4618.69	3464.017	4618.69
ULB04	3609.138	2486.602	3021.8
UEB26	2566.404	1721.494	2024.245
ULB22	4820.739	1912.771	279.984

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.250 x 1.000 x 9.000 x 25.000 = 281.250 kN

Ma = 1.250 x 1.000 x 9.000 x 25.000 x 1.250/2 = 175.781 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1 x 1.000

Ma = R1 x -0.610

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB05	3269.460	1994.371	2988.210	1818.590	
SVB04	2776.260	1693.519	2495.010	1517.738	
SVB26	2776.260	1693.519	2495.010	1517.738	
SVB22	4820.739	2940.651	4539.489	2764.870	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	4618.690	2817.401	4253.065	2588.886	
ULB04	3609.138	2201.574	3243.513	1973.059	
UEB26	2566.404	1565.506	2313.279	1407.304	
ULB22	4820.739	2940.651	4539.489	2764.870	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 500 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.8

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
9000.0	1000.0	850.0	150.0	2764.9	4539.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 14497.800 x 500.00 = 7248900.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 9000.000 = 206550.000 x a

T = C 이므로, a = 35.095 mm, c = 35.095 / β1 = 35.095 / 0.85 = 41.288 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (850.00 - 41.288) / 41.288 = 0.05876

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 7738.901 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 14497.8 mm² (철근도심 : 150 mm) [사용률 = 1.873]

1단 : H16 - 73.0 EA (= 14497.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00280

0.25 √fck / fy = 0.00260 , ρmin = 0.00280 적용

ρmax = 0.69 x Pb = 0.69 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.01464

ρuse = As / bd = 0.00190

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 14497.800 x 500 x (850 - a/2) = 5129.210 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.095 mm

≥ Mu (= 2764.870 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.855]

* 전단에 대한 검토 (d = 850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 9000.00 x 850.00 = 5300.075 kN

≥ Vu (= 4539.489 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H22 - 25 EA

H22 - 15 EA =15484.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1000.0 x 3300.0 = 4950.000 ㎟ < 15484.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H22 - 25 EA

H22 - 15 EA =15484.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 3300.0 = 6600.000 ㎟ < 15484.000 ㎟

(15484.000 / 3.300) = 4692.121 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H22 - 15 EA = 5806.500 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 5806.500 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 1818.590 \times 1000000 / [14497.800 \times (850.000 - 127.636/3)]$

$= 155.351$ Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x14497.800/9000.0 + 7x14497.800/9000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x9000.0x850.0/(7x14497.800)]}$

$= 127.636$ mm

사용철근량 = 14497.8 ㎟ (철근도심 : 150 mm)

1단 : H16 - 73.0 EA (= 14497.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 16.00/2 = 142.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 155.35) - 2.5 x 142.00 = 151.92 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 155.35 = 405.53 mm

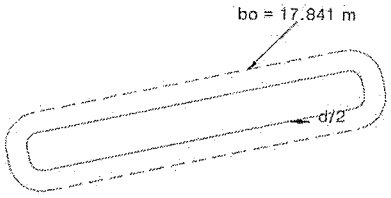
Sa는 작은 값인 151.92 mm 를 적용

S = 9000.00 / 73.00 Ea = 123.29 ≤ Sa (= 151.92 mm) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -11736.15 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위 : 기둥전면 d/2



3) 위험단면 길이(bo) = 17.841 m

4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

※ βc = 8.750, αs = 40

① Vc1 = 1/6 x (1 + 2/βc) x $\sqrt{}$(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + 2/8.75) x $\sqrt{}$(27) x 17.841 x 0.850
= 16135.144 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + ($\alpha s \cdot d$)/(2 · bo)) x $\sqrt{}$(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 0.850)/(2 · 17.841)) x $\sqrt{}$(27) x 17.841 x 0.850
= 25647.324 kN

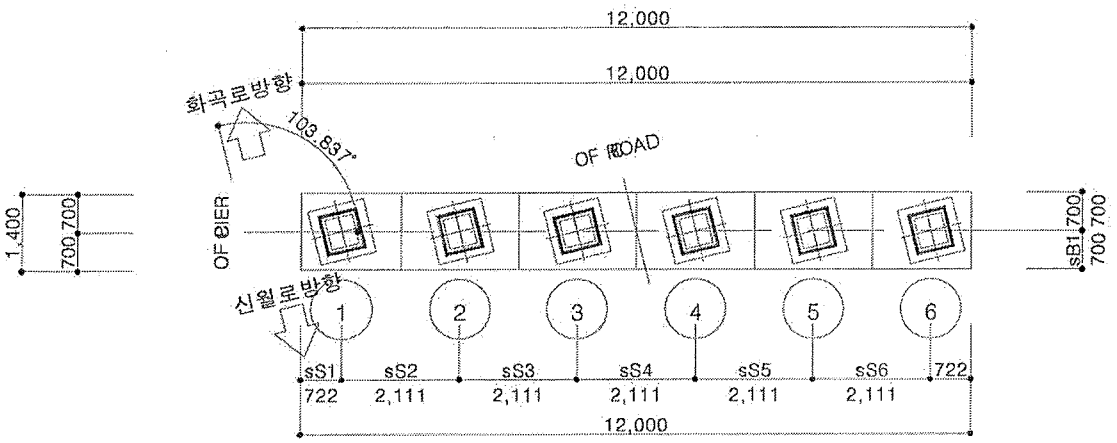
③ Vc3 = 1/3 x $\sqrt{}$(Fck) x bo x d
= 1/3 x $\sqrt{}$(27) x 17.841 x 0.850
= 26266.514 kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = 0.80 x 16135.144 = 12908.115 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.K

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 27.000 = 335.000 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	335.000	550.000	500.000	373.190	O.K
2	335.000	550.000	500.000	373.190	O.K
3	335.000	500.000	550.000	391.486	O.K
4	335.000	550.000	500.000	373.190	O.K
5	335.000	550.000	500.000	373.190	O.K
6	335.000	550.000	500.000	373.190	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

: 연속 지점부 이므로 생략한다.

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1350.000	1216.471	O.K	207.100	112.472	O.K
SHOE 2	1350.000	1172.764	O.K	207.100	112.636	O.K
SHOE 3	1350.000	1224.828	O.K	207.100	112.709	O.K
SHOE 4	1350.000	1224.829	O.K	207.100	112.710	O.K
SHOE 5	1350.000	1172.769	O.K	207.100	112.637	O.K
SHOE 6	1350.000	1216.469	O.K	207.100	112.474	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(㎜)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1216.471	78.489	84.566	1200.000	1271.828	
2	1172.764	78.253	84.689	1200.000	1502.817	
3	1224.828	78.131	125.839	1250.000	1477.817	
4	1224.829	78.134	84.744	1200.000	1502.817	
5	1172.769	78.261	84.690	1200.000	1502.817	
6	1216.469	78.502	84.567	1200.000	1271.828	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1461.844	2027.200	O.K	1574.190	2027.200	O.K
2	1423.678	2027.200	O.K	1713.584	2027.200	O.K
3	1527.660	2027.200	O.K	1957.094	2027.200	O.K
4	1466.920	2027.200	O.K	1769.078	2027.200	O.K
5	1423.725	2027.200	O.K	1713.593	2027.200	O.K
6	1461.912	2027.200	O.K	1574.194	2027.200	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	436.050	4561.200	O.K	469.809	4561.200	O.K
2	434.740	4561.200	O.K	470.494	4561.200	O.K
3	434.064	4561.200	O.K	699.106	4561.200	O.K
4	434.078	4561.200	O.K	470.801	4561.200	O.K
5	434.782	4561.200	O.K	470.498	4561.200	O.K
6	436.120	4561.200	O.K	469.815	4561.200	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 3

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1224.828 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

  Hx2 = 103.915 / 1.33 = 78.131 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 78.131 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 12.800 / 1.650 = 7.758 [1≤ B/D< 8]

  W1 = [4.0 - 0.2 x (12.800 / 1.650)] x 1.650 = 4.0 kN/m < 6.0 이므로

  Hy1 = 6.000 x 52.433 / 2 / 1EA / 1.25 = 125.839 kN

  Hy2 = 112.709 / 1.33 = 84.744 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 125.839 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 500.000 mm b1y = 550.000 mm

b2x = 700.000 mm b2y = 1055.634 mm

bcx = 2 x b2x = 1400.000 mm < 5 x b1x = 2500.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2111.269 mm < 5 x b1y = 2750.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 500.000/1400.000) x 1224.828 x 10^3 /180.000

= 1093.596 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 550.000/2111.269) x 1224.828 x 10^3 /180.000

= 1257.989 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 78.131 x 10^3 / 180.000

= 434.064 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 125.839 x 10^3 / 180.000

= 699.106 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 500.000 + 1055.634 = 1555.634 mm

  여기서, 교좌중심에서의 연단거리 700.000 mm가 Bxo/2 = 777.817 mm보다 작으므로 보정필요

  Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 700.000 + (500.000+1055.634)/2 = 1477.817 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 550.000 + 700.000 = 1250.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1257.989 + 699.106 = 1957.094 ㎟

Bxo = 1477.817 ㎜ 범위내에서 H13 - 16 EA

As = 126.700 x 16 = 2027.200 ㎟ ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1093.596 + 434.064 = 1527.660 ㎟

Byo = 1250.000 ㎜ 범위내에서 H13 - 16 EA

As = 126.700 x 16 = 2027.200 ㎟ ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 3

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 125.839 x 10^3 / 180.000 = 699.106 ㎟

사용철근 : H13 - 18 EA + H13 - 18 EA

As = 126.700 x 18 + 126.700 x 18 = 4561.200 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

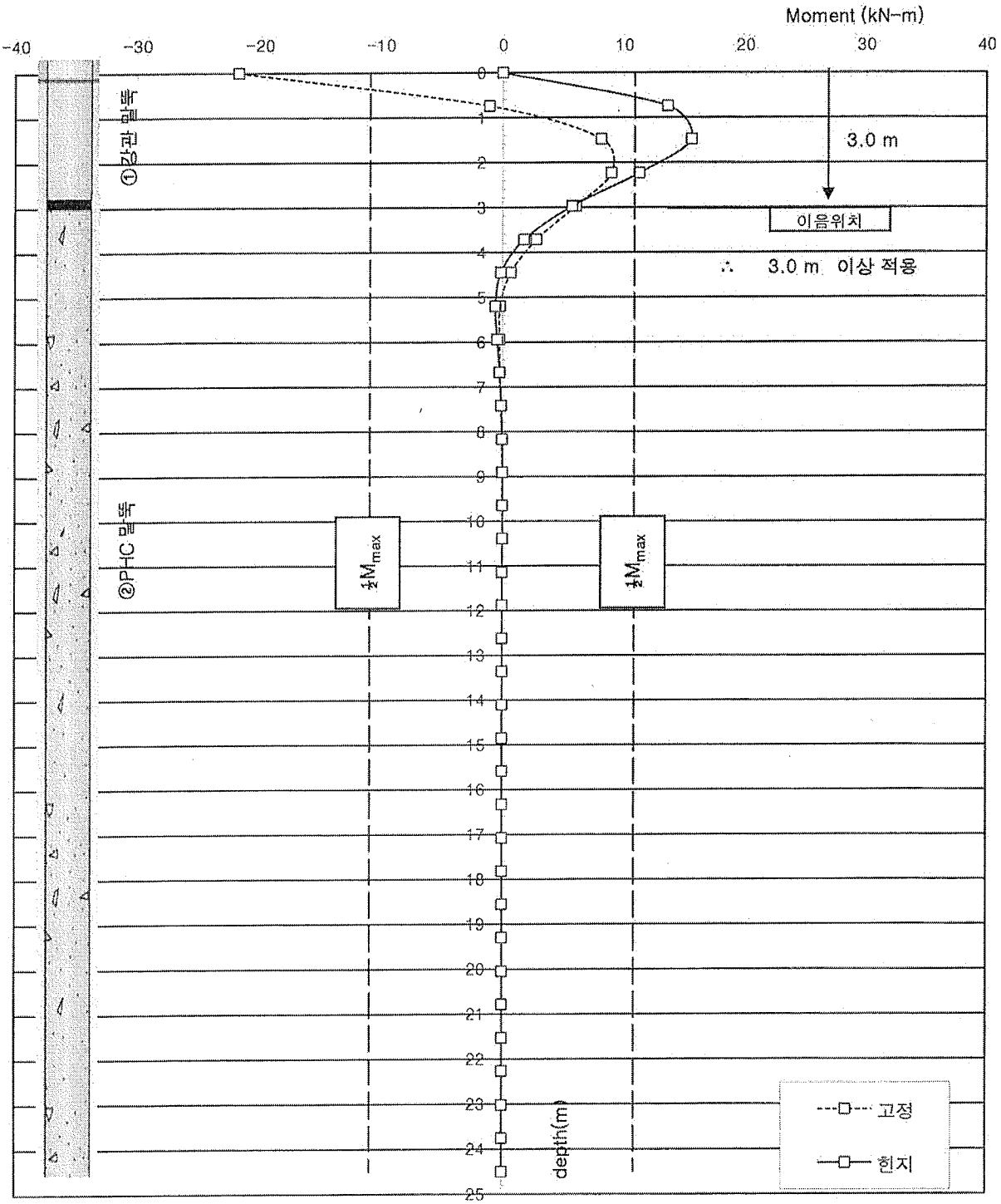
As1 = Hx/fsa = 78.131 x 10^3 / 180.000 = 434.064 ㎟

사용철근 : H13 - 18 EA + H13 - 18 EA

As = 126.700 x 18 + 126.700 x 18 = 4561.200 ㎟ ∴ O.K

13.HCP 말뚝검토

13.1 HCP 이음위치 검토



13.2 교축직각방향

1) 설계조건

① 지반조건 및 기본가정

구 분		적 용	비 고
말뚝의 시공방법		프리보링 HCP말뚝	
말뚝 머리의 평균 N치	NH	12	
말뚝 선단의 평균 N치	Ne	50	
변 형 계 수	E0	4·N	
말뚝 선단의 근입깊이		1.0 m	
두부의 돌출길이		0.0 m	
말뚝의 총길이	L	24.4 m	

② 말뚝의 제원

a. 강관말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Ds	500 mm	
말 뚝 두 께	ts	9 mm	
부 식 두 께	t1s	2 mm	
유 효 지 름	Des	496 mm	
말 뚝 길 이	Ls	3.0 m	
단면2차모멘트	Is	321494456 mm^4	
탄 성 계 수	Es	205000 MPa	
강재의 종류		SKK400	

b. PHC말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Dp	500 mm	A 종
말 뚝 두 께	tp	80 mm	
말뚝압축강도	fc	80 MPa	
말뚝유효프리스트레스	fce	4 MPa	
부 식 두 께	t1p	0 mm	
유 효 지 름	Dep	500 mm	
말 뚝 길 이	Lp	21.4 m	
단면2차모멘트	Ip	2411989176 mm^4	
탄 성 계 수	Ep	40000 MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

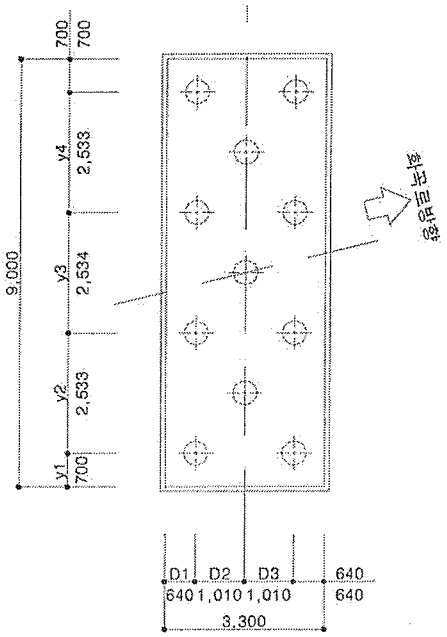
a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ500으로 동일함

b. 강관말뚝과 PHC의 연결은 하중분산용 구조체인 결합구를 강관말뚝 내측에 삽입후 강결시켜야 하며, 결합구가 부착된 강관말뚝과 PHC를 용접으로 연결 함.

2) 파일도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	8680.403	124.199	1101.843	SV005
	COMBO 2	8675.263	124.199	1469.455	SV007
	COMBO 3	7013.493	169.749	1391.384	SV026
	COMBO 4	7013.493	727.043	6005.105	SV022
계수하중	COMBO 1	12701.397	0.000	0.011	ULO01
	COMBO 2	11277.841	161.459	1910.291	UL007
	COMBO 3	6312.143	203.699	1669.661	UE026
	COMBO 4	7013.493	727.043	6005.105	UL022

3) 말뚝의 배치



※ 말뚝의 간격 검토

구 분	적 용		비교	허 용		비 고
말뚝의 최소중심간격	2.533	m	>	2.5 · D = 1.25	m	∴ O.K
말뚝의 연단거리	0.7	m	>	1.25 · D = 0.625	m	∴ O.K

4) 말뚝의 스프링 정수 산정

① 축방향 스프링정수

구 분	계 산 식	적 용 값
a	0.013 · (L/D) + 0.53	1.170
Kv	a · A · E / L	181908 kN/m

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

구 분		계 산 식	적 용 값		
			상시	지진시	
E_0		4 · N	4800		kN/m²
α		-	1	2	
β_H		$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	1.247	1.133	
K_{H0}		$\frac{1}{30}\alpha E_o$	16000	32000	kN/m³
K_H		$k_{H0}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	5496	11808	kN/m³
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.319	0.386	m⁻¹
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝)	7.781 ≥ 3	9.420 ≥ 3	
		1<βL<3 (유한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	
고정	K1	4 · E · I · β³	8548	15170	kN/m
	K2	2 · E · I · β²	13403	19647	kN/rad
	K3	2 · E · I · β²	13403	19647	kN.m/m
	K4	2 · E · I · β	42032	50889	kN.m/rad
힌지	K1	2 · E · I · β³	4274	7585	kN/m
	K2,K3,K4	-	0	0	

h : 설계 지반면보다 위에 있는 부분의 말뚝 축방향 길이 (m)

5) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	94029	166875
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-147436	-216118
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	2000983	2000983
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	14473508	14570935
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0014636	0.0043381	0.0000910	0.0000000	0.0063476	0.0000000
COMBO 2	0.0015041	0.0043355	0.0001168	0.0019553	0.0056361	0.0001519
COMBO 3	0.0019878	0.0035050	0.0001164	0.0023853	0.0031545	0.0001397
COMBO 4	0.0049863	0.0035050	0.0004861	0.0049863	0.0035050	0.0004861

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.986 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

⑥ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0014636	0.0046840	0.0000910	852.057	11.291	-15.791
	2	0.0014636	0.0045688	0.0000910	831.092	11.291	-15.791
	3	0.0014636	0.0044534	0.0000910	810.110	11.291	-15.791
	4	0.0014636	0.0043381	0.0000910	789.128	11.291	-15.791
	5	0.0014636	0.0042227	0.0000910	768.146	11.291	-15.791
	6	0.0014636	0.0041074	0.0000910	747.163	11.291	-15.791
	7	0.0014636	0.0039921	0.0000910	726.198	11.291	-15.791
COMBO 2	1	0.0015041	0.0047795	0.0001168	869.432	11.291	-15.248
	2	0.0015041	0.0046316	0.0001168	842.522	11.291	-15.248
	3	0.0015041	0.0044835	0.0001168	815.591	11.291	-15.248
	4	0.0015041	0.0043355	0.0001168	788.660	11.291	-15.248
	5	0.0015041	0.0041875	0.0001168	761.729	11.291	-15.248
	6	0.0015041	0.0040394	0.0001168	734.798	11.291	-15.248
	7	0.0015041	0.0038915	0.0001168	707.889	11.291	-15.248
COMBO 3	1	0.0019878	0.0039473	0.0001164	718.039	15.432	-21.751
	2	0.0019878	0.0037999	0.0001164	691.237	15.432	-21.751
	3	0.0019878	0.0036525	0.0001164	664.414	15.432	-21.751
	4	0.0019878	0.0035050	0.0001164	637.590	15.432	-21.751
	5	0.0019878	0.0033576	0.0001164	610.767	15.432	-21.751
	6	0.0019878	0.0032101	0.0001164	583.944	15.432	-21.751
	7	0.0019878	0.0030628	0.0001164	557.141	15.432	-21.751
COMBO 4	1	0.0049863	0.0053522	0.0004861	973.597	66.095	-73.230
	2	0.0049863	0.0047368	0.0004861	861.654	66.095	-73.230
	3	0.0049863	0.0041209	0.0004861	749.622	66.095	-73.230
	4	0.0049863	0.0035050	0.0004861	637.590	66.095	-73.230
	5	0.0049863	0.0028892	0.0004861	525.558	66.095	-73.230
	6	0.0049863	0.0022733	0.0004861	413.527	66.095	-73.230
	7	0.0049863	0.0016579	0.0004861	301.583	66.095	-73.230

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0063476	0.0000000	1154.673	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0063476	0.0000000	1154.673	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0063476	0.0000000	1154.673	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0063476	0.0000000	1154.672	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0063476	0.0000000	1154.672	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0063476	0.0000000	1154.672	0.000	0.000
	7	0.0000000	0.0063476	0.0000000	1154.672	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0019553	0.0062134	0.0001519	1130.261	14.678	-19.823
	2	0.0019553	0.0060211	0.0001519	1095.279	14.678	-19.823
	3	0.0019553	0.0058286	0.0001519	1060.268	14.678	-19.823
	4	0.0019553	0.0056361	0.0001519	1025.258	14.678	-19.823
	5	0.0019553	0.0054437	0.0001519	990.248	14.678	-19.823
	6	0.0019553	0.0052512	0.0001519	955.238	14.678	-19.823
	7	0.0019553	0.0050589	0.0001519	920.255	14.678	-19.823
COMBO 3	1	0.0023853	0.0036852	0.0001397	670.370	18.518	-26.101
	2	0.0023853	0.0035084	0.0001397	638.207	18.518	-26.101
	3	0.0023853	0.0033315	0.0001397	606.019	18.518	-26.101
	4	0.0023853	0.0031545	0.0001397	573.831	18.518	-26.101
	5	0.0023853	0.0029776	0.0001397	541.643	18.518	-26.101
	6	0.0023853	0.0028006	0.0001397	509.455	18.518	-26.101
	7	0.0023853	0.0026238	0.0001397	477.293	18.518	-26.101
COMBO 4	1	0.0049863	0.0053522	0.0004861	973.597	66.095	-73.230
	2	0.0049863	0.0047368	0.0004861	861.654	66.095	-73.230
	3	0.0049863	0.0041209	0.0004861	749.622	66.095	-73.230
	4	0.0049863	0.0035050	0.0004861	637.590	66.095	-73.230
	5	0.0049863	0.0028892	0.0004861	525.558	66.095	-73.230
	6	0.0049863	0.0022733	0.0004861	413.527	66.095	-73.230
	7	0.0049863	0.0016579	0.0004861	301.583	66.095	-73.230

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.800	0	852.057	11.291	-15.791	2
	2	2.534	0	831.092	11.291	-15.791	1
	3	1.267	0	810.110	11.291	-15.791	2
	4	0.000	0	789.128	11.291	-15.791	1
	5	-1.267	0	768.146	11.291	-15.791	2
	6	-2.534	0	747.163	11.291	-15.791	1
	7	-3.800	0	726.198	11.291	-15.791	2
	계			8680.403	124.199	1101.843	11
COMBO 2	1	3.800	0	869.432	11.291	-15.248	2
	2	2.534	0	842.522	11.291	-15.248	1
	3	1.267	0	815.591	11.291	-15.248	2
	4	0.000	0	788.660	11.291	-15.248	1
	5	-1.267	0	761.729	11.291	-15.248	2
	6	-2.534	0	734.798	11.291	-15.248	1
	7	-3.800	0	707.889	11.291	-15.248	2
	계			8675.263	124.199	1469.455	11
COMBO 3	1	3.800	0	718.039	15.432	-21.751	2
	2	2.534	0	691.237	15.432	-21.751	1
	3	1.267	0	664.414	15.432	-21.751	2
	4	0.000	0	637.590	15.432	-21.751	1
	5	-1.267	0	610.767	15.432	-21.751	2
	6	-2.534	0	583.944	15.432	-21.751	1
	7	-3.800	0	557.141	15.432	-21.751	2
	계			7013.493	169.749	1391.384	11
COMBO 4	1	3.800	0	973.597	66.095	-73.230	2
	2	2.534	0	861.654	66.095	-73.230	1
	3	1.267	0	749.622	66.095	-73.230	2
	4	0.000	0	637.590	66.095	-73.230	1
	5	-1.267	0	525.558	66.095	-73.230	2
	6	-2.534	0	413.527	66.095	-73.230	1
	7	-3.800	0	301.583	66.095	-73.230	2
	계			7013.493	727.043	6005.105	11

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.800	0	1154.673	0.000	0.000	2
	2	2.534	0	1154.673	0.000	0.000	1
	3	1.267	0	1154.673	0.000	0.000	2
	4	0.000	0	1154.672	0.000	0.000	1
	5	-1.267	0	1154.672	0.000	0.000	2
	6	-2.534	0	1154.672	0.000	0.000	1
	7	-3.800	0	1154.672	0.000	0.000	2
	계			12701.397	0.000	0.011	11
COMBO 2	1	3.800	0	1130.261	14.678	-19.823	2
	2	2.534	0	1095.279	14.678	-19.823	1
	3	1.267	0	1060.268	14.678	-19.823	2
	4	0.000	0	1025.258	14.678	-19.823	1
	5	-1.267	0	990.248	14.678	-19.823	2
	6	-2.534	0	955.238	14.678	-19.823	1
	7	-3.800	0	920.255	14.678	-19.823	2
	계			11277.841	161.459	1910.291	11
COMBO 3	1	3.800	0	670.370	18.518	-26.101	2
	2	2.534	0	638.207	18.518	-26.101	1
	3	1.267	0	606.019	18.518	-26.101	2
	4	0.000	0	573.831	18.518	-26.101	1
	5	-1.267	0	541.643	18.518	-26.101	2
	6	-2.534	0	509.455	18.518	-26.101	1
	7	-3.800	0	477.293	18.518	-26.101	2
	계			6312.143	203.699	1669.661	11
COMBO 4	1	3.800	0	973.597	66.095	-73.230	2
	2	2.534	0	861.654	66.095	-73.230	1
	3	1.267	0	749.622	66.095	-73.230	2
	4	0.000	0	637.590	66.095	-73.230	1
	5	-1.267	0	525.558	66.095	-73.230	2
	6	-2.534	0	413.527	66.095	-73.230	1
	7	-3.800	0	301.583	66.095	-73.230	2
	계			7013.493	727.043	6005.105	11

② 말뚝머리 힌지일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위 $\sum (K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i)$		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_v - K_1)\sin\theta_i \cos\theta_i$	47015	83437
Axy,Ayx	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\}$	0	0
Axa,Aax	$\sum (K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i)$	0	0
Ayy	$\sum \{(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i)x_i + K_2 \sin\theta_i\}$	2000983	2000983
Aya,Aay	$\sum \{(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin\theta_i + K_4\}$	0	0
Aaa		14011151	14011151
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0026417	0.0043381	0.0000786	0.0000000	0.0063476	0.0000000
COMBO 2	0.0026417	0.0043355	0.0001049	0.0034342	0.0056361	0.0001363
COMBO 3	0.0036106	0.0035050	0.0000993	0.0043327	0.0031545	0.0001192
COMBO 4	0.0087136	0.0035050	0.0004286	0.0087136	0.0035050	0.0004286

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 8.714 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0026417	0.0046369	0.0000786	843.488	11.291	0.000
	2	0.0026417	0.0045373	0.0000786	825.377	11.291	0.000
	3	0.0026417	0.0044377	0.0000786	807.252	11.291	0.000
	4	0.0026417	0.0043381	0.0000786	789.128	11.291	0.000
	5	0.0026417	0.0042384	0.0000786	771.003	11.291	0.000
	6	0.0026417	0.0041388	0.0000786	752.878	11.291	0.000
	7	0.0026417	0.0040392	0.0000786	734.767	11.291	0.000
COMBO 2	1	0.0026417	0.0047340	0.0001049	861.157	11.291	0.000
	2	0.0026417	0.0046013	0.0001049	837.004	11.291	0.000
	3	0.0026417	0.0044684	0.0001049	812.832	11.291	0.000
	4	0.0026417	0.0043355	0.0001049	788.660	11.291	0.000
	5	0.0026417	0.0042026	0.0001049	764.488	11.291	0.000
	6	0.0026417	0.0040697	0.0001049	740.317	11.291	0.000
	7	0.0026417	0.0039370	0.0001049	716.164	11.291	0.000
COMBO 3	1	0.0036106	0.0038824	0.0000993	706.235	15.432	0.000
	2	0.0036106	0.0037567	0.0000993	683.366	15.432	0.000
	3	0.0036106	0.0036308	0.0000993	660.478	15.432	0.000
	4	0.0036106	0.0035050	0.0000993	637.590	15.432	0.000
	5	0.0036106	0.0033792	0.0000993	614.703	15.432	0.000
	6	0.0036106	0.0032534	0.0000993	591.815	15.432	0.000
	7	0.0036106	0.0031277	0.0000993	568.945	15.432	0.000
COMBO 4	1	0.0087136	0.0051337	0.0004286	933.856	66.095	0.000
	2	0.0087136	0.0045911	0.0004286	835.153	66.095	0.000
	3	0.0087136	0.0040481	0.0004286	736.371	66.095	0.000
	4	0.0087136	0.0035050	0.0004286	637.590	66.095	0.000
	5	0.0087136	0.0029620	0.0004286	538.809	66.095	0.000
	6	0.0087136	0.0024190	0.0004286	440.028	66.095	0.000
	7	0.0087136	0.0018764	0.0004286	341.325	66.095	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0063476	0.0000000	1154.673	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0063476	0.0000000	1154.673	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0063476	0.0000000	1154.673	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0063476	0.0000000	1154.672	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0063476	0.0000000	1154.672	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0063476	0.0000000	1154.672	0.000	0.000
	7	0.0000000	0.0063476	0.0000000	1154.672	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0034342	0.0061542	0.0001363	1119.504	14.678	0.000
	2	0.0034342	0.0059816	0.0001363	1088.105	14.678	0.000
	3	0.0034342	0.0058089	0.0001363	1056.682	14.678	0.000
	4	0.0034342	0.0056361	0.0001363	1025.258	14.678	0.000
	5	0.0034342	0.0054634	0.0001363	993.835	14.678	0.000
	6	0.0034342	0.0052907	0.0001363	962.411	14.678	0.000
	7	0.0034342	0.0051181	0.0001363	931.013	14.678	0.000
COMBO 3	1	0.0043327	0.0036074	0.0001192	656.205	18.518	0.000
	2	0.0043327	0.0034565	0.0001192	628.761	18.518	0.000
	3	0.0043327	0.0033055	0.0001192	601.296	18.518	0.000
	4	0.0043327	0.0031545	0.0001192	573.831	18.518	0.000
	5	0.0043327	0.0030035	0.0001192	546.366	18.518	0.000
	6	0.0043327	0.0028526	0.0001192	518.901	18.518	0.000
	7	0.0043327	0.0027017	0.0001192	491.457	18.518	0.000
COMBO 4	1	0.0087136	0.0051337	0.0004286	933.856	66.095	0.000
	2	0.0087136	0.0045911	0.0004286	835.153	66.095	0.000
	3	0.0087136	0.0040481	0.0004286	736.371	66.095	0.000
	4	0.0087136	0.0035050	0.0004286	637.590	66.095	0.000
	5	0.0087136	0.0029620	0.0004286	538.809	66.095	0.000
	6	0.0087136	0.0024190	0.0004286	440.028	66.095	0.000
	7	0.0087136	0.0018764	0.0004286	341.325	66.095	0.000

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.800	0	843.488	11.291	0.000	2
	2	2.534	0	825.377	11.291	0.000	1
	3	1.267	0	807.252	11.291	0.000	2
	4	0.000	0	789.128	11.291	0.000	1
	5	-1.267	0	771.003	11.291	0.000	2
	6	-2.534	0	752.878	11.291	0.000	1
	7	-3.800	0	734.767	11.291	0.000	2
	계			8680.403	124.199	1101.843	11
COMBO 2	1	3.800	0	861.157	11.291	0.000	2
	2	2.534	0	837.004	11.291	0.000	1
	3	1.267	0	812.832	11.291	0.000	2
	4	0.000	0	788.660	11.291	0.000	1
	5	-1.267	0	764.488	11.291	0.000	2
	6	-2.534	0	740.317	11.291	0.000	1
	7	-3.800	0	716.164	11.291	0.000	2
	계			8675.263	124.199	1469.455	11
COMBO 3	1	3.800	0	706.235	15.432	0.000	2
	2	2.534	0	683.366	15.432	0.000	1
	3	1.267	0	660.478	15.432	0.000	2
	4	0.000	0	637.590	15.432	0.000	1
	5	-1.267	0	614.703	15.432	0.000	2
	6	-2.534	0	591.815	15.432	0.000	1
	7	-3.800	0	568.945	15.432	0.000	2
	계			7013.493	169.749	1391.384	11
COMBO 4	1	3.800	0	933.856	66.095	0.000	2
	2	2.534	0	835.153	66.095	0.000	1
	3	1.267	0	736.371	66.095	0.000	2
	4	0.000	0	637.590	66.095	0.000	1
	5	-1.267	0	538.809	66.095	0.000	2
	6	-2.534	0	440.028	66.095	0.000	1
	7	-3.800	0	341.325	66.095	0.000	2
	계			7013.493	727.043	6005.105	11

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.800	0	1154.673	0.000	0.000	2
	2	2.534	0	1154.673	0.000	0.000	1
	3	1.267	0	1154.673	0.000	0.000	2
	4	0.000	0	1154.672	0.000	0.000	1
	5	-1.267	0	1154.672	0.000	0.000	2
	6	-2.534	0	1154.672	0.000	0.000	1
	7	-3.800	0	1154.672	0.000	0.000	2
	계			12701.397	0.000	0.011	11
COMBO 2	1	3.800	0	1119.504	14.678	0.000	2
	2	2.534	0	1088.105	14.678	0.000	1
	3	1.267	0	1056.682	14.678	0.000	2
	4	0.000	0	1025.258	14.678	0.000	1
	5	-1.267	0	993.835	14.678	0.000	2
	6	-2.534	0	962.411	14.678	0.000	1
	7	-3.800	0	931.013	14.678	0.000	2
	계			11277.841	161.459	1910.291	11
COMBO 3	1	3.800	0	656.205	18.518	0.000	2
	2	2.534	0	628.761	18.518	0.000	1
	3	1.267	0	601.296	18.518	0.000	2
	4	0.000	0	573.831	18.518	0.000	1
	5	-1.267	0	546.366	18.518	0.000	2
	6	-2.534	0	518.901	18.518	0.000	1
	7	-3.800	0	491.457	18.518	0.000	2
	계			6312.143	203.699	1669.661	11
COMBO 4	1	3.800	0	933.856	66.095	0.000	2
	2	2.534	0	835.153	66.095	0.000	1
	3	1.267	0	736.371	66.095	0.000	2
	4	0.000	0	637.590	66.095	0.000	1
	5	-1.267	0	538.809	66.095	0.000	2
	6	-2.534	0	440.028	66.095	0.000	1
	7	-3.800	0	341.325	66.095	0.000	2
	계			7013.493	727.043	6005.105	11

6) 말뚝머리 작용력 집계표

① 말뚝머리 고정일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	852.057	11.291	-15.791	1154.673	0.000	0.000
	2	831.092	11.291	-15.791	1154.673	0.000	0.000
	3	810.110	11.291	-15.791	1154.673	0.000	0.000
	4	789.128	11.291	-15.791	1154.672	0.000	0.000
	5	768.146	11.291	-15.791	1154.672	0.000	0.000
	6	747.163	11.291	-15.791	1154.672	0.000	0.000
	7	726.198	11.291	-15.791	1154.672	0.000	0.000
COMBO 2	1	869.432	11.291	-15.248	1130.261	14.678	-19.823
	2	842.522	11.291	-15.248	1095.279	14.678	-19.823
	3	815.591	11.291	-15.248	1060.268	14.678	-19.823
	4	788.660	11.291	-15.248	1025.258	14.678	-19.823
	5	761.729	11.291	-15.248	990.248	14.678	-19.823
	6	734.798	11.291	-15.248	955.238	14.678	-19.823
	7	707.889	11.291	-15.248	920.255	14.678	-19.823
COMBO 3	1	718.039	15.432	-21.751	670.370	18.518	-26.101
	2	691.237	15.432	-21.751	638.207	18.518	-26.101
	3	664.414	15.432	-21.751	606.019	18.518	-26.101
	4	637.590	15.432	-21.751	573.831	18.518	-26.101
	5	610.767	15.432	-21.751	541.643	18.518	-26.101
	6	583.944	15.432	-21.751	509.455	18.518	-26.101
	7	557.141	15.432	-21.751	477.293	18.518	-26.101
COMBO 4	1	973.597	66.095	-73.230	973.597	66.095	-73.230
	2	861.654	66.095	-73.230	861.654	66.095	-73.230
	3	749.622	66.095	-73.230	749.622	66.095	-73.230
	4	637.590	66.095	-73.230	637.590	66.095	-73.230
	5	525.558	66.095	-73.230	525.558	66.095	-73.230
	6	413.527	66.095	-73.230	413.527	66.095	-73.230
	7	301.583	66.095	-73.230	301.583	66.095	-73.230

② 말뚝머리 힌지일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	843.488	11.291	0.000	1154.673	0.000	0.000
	2	825.377	11.291	0.000	1154.673	0.000	0.000
	3	807.252	11.291	0.000	1154.673	0.000	0.000
	4	789.128	11.291	0.000	1154.672	0.000	0.000
	5	771.003	11.291	0.000	1154.672	0.000	0.000
	6	752.878	11.291	0.000	1154.672	0.000	0.000
	7	734.767	11.291	0.000	1154.672	0.000	0.000
COMBO 2	1	861.157	11.291	0.000	1119.504	14.678	0.000
	2	837.004	11.291	0.000	1088.105	14.678	0.000
	3	812.832	11.291	0.000	1056.682	14.678	0.000
	4	788.660	11.291	0.000	1025.258	14.678	0.000
	5	764.488	11.291	0.000	993.835	14.678	0.000
	6	740.317	11.291	0.000	962.411	14.678	0.000
	7	716.164	11.291	0.000	931.013	14.678	0.000
COMBO 3	1	706.235	15.432	0.000	656.205	18.518	0.000
	2	683.366	15.432	0.000	628.761	18.518	0.000
	3	660.478	15.432	0.000	601.296	18.518	0.000
	4	637.590	15.432	0.000	573.831	18.518	0.000
	5	614.703	15.432	0.000	546.366	18.518	0.000
	6	591.815	15.432	0.000	518.901	18.518	0.000
	7	568.945	15.432	0.000	491.457	18.518	0.000
COMBO 4	1	933.856	66.095	0.000	933.856	66.095	0.000
	2	835.153	66.095	0.000	835.153	66.095	0.000
	3	736.371	66.095	0.000	736.371	66.095	0.000
	4	637.590	66.095	0.000	637.590	66.095	0.000
	5	538.809	66.095	0.000	538.809	66.095	0.000
	6	440.028	66.095	0.000	440.028	66.095	0.000
	7	341.325	66.095	0.000	341.325	66.095	0.000

7) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra1 = 1040.060 kN(평상시)

Ra2 = 1560.090 kN(지진시)

나) 말뚝의 허용변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 3.611 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 8.714 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 385.567 kN(평상시)

Pa2 = 578.350 kN(지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	852.057	726.198	1040.060	385.567	O.K
	HINGE	843.488	734.767	1040.060	385.567	O.K
COMBO 2	FIX	869.432	707.889	1040.060	385.567	O.K
	HINGE	861.157	716.164	1040.060	385.567	O.K
COMBO 3	FIX	718.039	557.141	1040.060	385.567	O.K
	HINGE	706.235	568.945	1040.060	385.567	O.K
COMBO 4	FIX	973.597	301.583	1560.090	578.350	O.K
	HINGE	933.856	341.325	1560.090	578.350	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

장경비 (L/D) = 24.40/0.500 = 48.800 < 85 이므로 장경비에 따른 허용응력의 감소 없음.

나) 강관말뚝의 합성응력 검토

fsa = 140.000 MPa (평상시)

= 210.000 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M × y/Io

= V ÷ 10754 ± M × (500 ÷ 2) ÷ 321494456

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	852.057	15.791	91.513	140	O.K
	HINGE	843.488	11.415	87.314	140	O.K
COMBO 2	FIX	869.432	15.248	92.707	140	O.K
	HINGE	861.157	11.415	88.957	140	O.K
COMBO 3	FIX	718.039	21.751	83.685	140	O.K
	HINGE	706.235	15.602	77.806	140	O.K
COMBO 4	FIX	973.597	73.230	147.482	210	O.K
	HINGE	933.856	55.194	129.761	210	O.K

다) 강관말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

τ = α × Ho / Ap

α = 4 × (D^2 + D×d + d^2) / (3 × (D^2 + d^2))

= 4 × (496.000^2 + 496.000 × 482.000 + 482.000^2) ÷

(3 × (496.000^2 + 482.000^2))

= 2.000 ; 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	11.291	2.100	80	O.K
	HINGE	11.291	2.100	80	O.K
COMBO 2	FIX	11.291	2.100	80	O.K
	HINGE	11.291	2.100	80	O.K
COMBO 3	FIX	15.432	2.870	80	O.K
	HINGE	15.432	2.870	80	O.K
COMBO 4	FIX	66.095	12.291	120	O.K
	HINGE	66.095	12.291	120	O.K

라) PHC 말뚝의 합성응력 검토

fca' (압축측) = 20.000 MPa (평상시)

= 26.600 MPa (지진시)

fca (인장측) = 0 MPa (평상시)

= -3.000 MPa (지진시)

f = V/Ap + fpe ± M × y/Io

= V ÷ 105558 + 4.00 ± M × (500.0 ÷ 2) ÷ 2411989176

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fmin	fca'	fca	비 고
평상시 최대	FIX	869.432	5.888	12.847	11.626	20	0	O.K
	HINGE	861.157	5.558	12.734	11.582	20	0	O.K
평상시 최소	FIX	557.141	5.888	9.888	8.668	20	0	O.K
	HINGE	568.945	5.558	9.966	8.814	20	0	O.K
지진시 최대	FIX	973.597	20.718	15.371	11.076	26.60	-3	O.K
	HINGE	933.856	19.704	14.889	10.805	26.60	-3	O.K
지진시 최소	FIX	301.583	20.718	9.004	4.710	26.60	-3	O.K
	HINGE	341.325	19.704	9.276	5.191	26.60	-3	O.K

마) PHC 말뚝의 전단응력 검토

τpa = 0.85 Mpa × C_N [축방향압축력에 대한 보정계수]

여기서, C_N = 1 + M_0 / M

= 4.653 (1 ≤ CN ≤ 2)

※ CN = 2.000 적용

M : 부재단면에 작용하는 휨모멘트 (N.mm)

M_0 : 축방향 압축력에 의해 콘크리트 응력이 부재 인장연에서 영으로 되는 휨모멘트 (N.mm)

$$M_0 = \frac{N \times Ic}{Ac \times y}$$

N : 부재단면에 작용하는 축방향압축력 (N)

Ic : 부재단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

Ac : 부재단면적 (mm^2)

y : 부재단면의 도심에서 부재인장선까지의 거리 (mm)

τpa = 0.85 × C_N ≤ 1.20 MPa (평상시)

∴ τpa = 0.85 × C_N = 3.96 MPa (평상시)

※ τpa = 1.200 MPa (평상시) 적용

= 1.596 MPa (지진시)

τp = α × Ho / Ap

α = 4 × (500.000^2 + 500.000 × 340.000 + 340.000^2) ÷ (3 × (500.000^2 + 340.000^2)) = 1.953 ; 전단형상계수

= 1.953 × Ho / 105558

구 분		H(kN)	τp	τpa	비 고
평상시최대	FIX	2.339	0.043	1.200	O.K
	HINGE	5.400	0.100	1.200	O.K
지진시최대	FIX	10.344	0.191	1.596	O.K
	HINGE	22.887	0.424	1.596	O.K

13.3 교축방향

1) 설계조건

① 지반조건 및 기본가정

구 분		적 용	비 고
말뚝의 시공방법		프리보링 HCP말뚝	
말뚝 머리의 평균 N치	NH	12	
말뚝 선단의 평균 N치	Ne	50	
변 형 계 수	E0	4·N	
말뚝 선단의 근입깊이		1.0 m	
두부의 돌출길이		0.0 m	
말뚝의 총길이	L	24.4 m	

② 말뚝의 제원

a. 강관말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Ds	500 mm	
말 뚝 두 께	ts	9 mm	
부 식 두 께	t1s	2 mm	
유 효 지 름	Des	496 mm	
말 뚝 길 이	Ls	3.0 m	
단면2차모멘트	Is	321494456 mm^4	
탄 성 계 수	Es	205000 MPa	
강재의 종류		SKK400	

b. PHC말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Dp	500 mm	A 종
말 뚝 두 께	tp	80 mm	
말뚝압축강도	fc	80 MPa	
말뚝유효프리스트레스	fce	4 MPa	
부 식 두 께	t1p	0 mm	
유 효 지 름	Dep	500 mm	
말 뚝 길 이	Lp	21.4 m	
단면2차모멘트	Ip	2411989176 mm^4	
탄 성 계 수	Ep	40000 MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

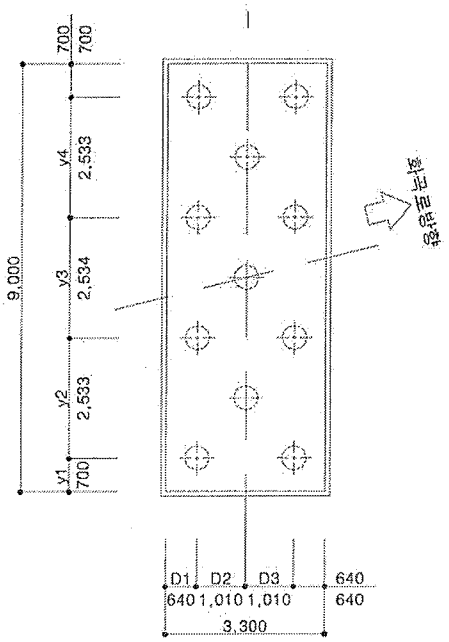
a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ500으로 동일함

b. 강관말뚝과 PHC의 연결은 하중분산용 구조체인 결합구를 강관말뚝 내측에 삽입후 강결시켜야 하며, 결합구가 부착된 강관말뚝과 PHC를 용접으로 연결 함.

2) 파일도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	8680.403	67.125	158.438	SVB05
	COMBO 2	7013.493	134.250	316.875	SVB04
	COMBO 3	7013.493	134.250	316.875	SVB26
	COMBO 4	7013.493	660.923	4594.890	SVB22
계수하중	COMBO 1	12701.397	0.000	0.000	ULB01
	COMBO 2	9117.540	174.525	411.938	ULB04
	COMBO 3	6312.143	161.100	380.251	UEB26
	COMBO 4	7013.493	660.923	4594.890	ULB22

3) 말뚝의 배치



※ 말뚝의 간격 검토

구 분	적 용		비교	허 용		비 고
말뚝의 최소중심간격	2.02	m	>	2.5 · D =	1.25 m	∴ O.K
말뚝의 연단거리	0.7	m	>	1.25 · D =	0.625 m	∴ O.K

4) 말뚝의 스프링 정수 산정

① 축방향 스프링정수

구 분	계 산 식	적 용 값
a	0.013 ·(L/D)+ 0.53	1.170
Kv	a·A·E / L	181908 kN/m

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

구 분		계 산 식	적 용 값		
			상시	지진시	
E_0		4·N	4800		kN/m²
α		-	1	2	
B_H		$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	1.247	1.133	
K_{H0}		$\frac{1}{30}\alpha E_o$	16000	32000	kN/m³
K_H		$k_{H0}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	5496	11808	kN/m³
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.319	0.386	m^{-1}
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝)	7.781 ≥ 3	9.420 ≥ 3	
		1<βL<3 (유한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	
고정	K1	4·E·I·β³	8548	15170	kN/m
	K2	2·E·I·β²	13403	19647	kN/rad
	K3	2·E·I·β²	13403	19647	kN.m/m
	K4	2·E·I·β	42032	50889	kN.m/rad
힌지	K1	2·E·I·β³	4274	7585	kN/m
	K2,K3,K4	-	0	0	

h : 설계 지반면보다 위에 있는 부분의 말뚝 축방향 길이 (m)

5) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	94029	166875
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-147436	-216118
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	2000983	2000983
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	1946868	2044295
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0009549	0.0043381	0.0001537	0.0000000	0.0063476	0.0000000
COMBO 2	0.0019097	0.0035050	0.0003074	0.0024826	0.0045565	0.0003996
COMBO 3	0.0019097	0.0035050	0.0003074	0.0022917	0.0031545	0.0003689
COMBO 4	0.0079616	0.0035050	0.0030893	0.0079616	0.0035050	0.0030893

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.962 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0009549	0.0044933	0.0001537	817.365	6.102	-6.338
	2	0.0009549	0.0043381	0.0001537	789.128	6.102	-6.338
	3	0.0009549	0.0041828	0.0001537	760.890	6.102	-6.338
COMBO 2	1	0.0019097	0.0038155	0.0003074	694.065	12.205	-12.676
	2	0.0019097	0.0035050	0.0003074	637.590	12.205	-12.676
	3	0.0019097	0.0031946	0.0003074	581.115	12.205	-12.676
COMBO 3	1	0.0019097	0.0038155	0.0003074	694.065	12.205	-12.676
	2	0.0019097	0.0035050	0.0003074	637.590	12.205	-12.676
	3	0.0019097	0.0031946	0.0003074	581.115	12.205	-12.676
COMBO 4	1	0.0079616	0.0066253	0.0030893	1205.185	60.084	0.793
	2	0.0079616	0.0035050	0.0030893	637.590	60.084	0.793
	3	0.0079616	0.0003848	0.0030893	69.996	60.084	0.793

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0063476	0.0000000	1154.672	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0063476	0.0000000	1154.672	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0063476	0.0000000	1154.672	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0024826	0.0049601	0.0003996	902.285	15.866	-16.479
	2	0.0024826	0.0045565	0.0003996	828.867	15.866	-16.479
	3	0.0024826	0.0041529	0.0003996	755.450	15.866	-16.479
COMBO 3	1	0.0022917	0.0035271	0.0003689	641.601	14.645	-15.212
	2	0.0022917	0.0031545	0.0003689	573.831	14.645	-15.212
	3	0.0022917	0.0027820	0.0003689	506.061	14.645	-15.212
COMBO 4	1	0.0079616	0.0066253	0.0030893	1205.185	60.084	0.793
	2	0.0079616	0.0035050	0.0030893	637.590	60.084	0.793
	3	0.0079616	0.0003848	0.0030893	69.996	60.084	0.793

◎ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.010	0	817.365	6.102	-6.338	4
	2	0.000	0	789.128	6.102	-6.338	3
	3	-1.010	0	760.890	6.102	-6.338	4
	계			8680.403	67.125	158.438	11
COMBO 2	1	1.010	0	694.065	12.205	-12.676	4
	2	0.000	0	637.590	12.205	-12.676	3
	3	-1.010	0	581.115	12.205	-12.676	4
	계			7013.493	134.250	316.875	11
COMBO 3	1	1.010	0	694.065	12.205	-12.676	4
	2	0.000	0	637.590	12.205	-12.676	3
	3	-1.010	0	581.115	12.205	-12.676	4
	계			7013.493	134.250	316.875	11
COMBO 4	1	1.010	0	1205.185	60.084	0.793	4
	2	0.000	0	637.590	60.084	0.793	3
	3	-1.010	0	69.996	60.084	0.793	4
	4	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	5	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	6	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	계			7013.493	660.923	4594.890	11

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.010	0	1154.672	0.000	0.000	4
	2	0.000	0	1154.672	0.000	0.000	3
	3	-1.010	0	1154.672	0.000	0.000	4
	계			12701.397	0.000	0.000	11
COMBO 2	1	1.010	0	902.285	15.866	-16.479	4
	2	0.000	0	828.867	15.866	-16.479	3
	3	-1.010	0	755.450	15.866	-16.479	4
	계			9117.540	174.525	411.938	11
COMBO 3	1	1.010	0	641.601	14.645	-15.212	4
	2	0.000	0	573.831	14.645	-15.212	3
	3	-1.010	0	506.061	14.645	-15.212	4
	계			6312.143	161.100	380.251	11
COMBO 4	1	1.010	0	1205.185	60.084	0.793	4
	2	0.000	0	637.590	60.084	0.793	3
	3	-1.010	0	69.996	60.084	0.793	4
	계			7013.493	660.923	4594.890	11

② 말뚝머리 힌지일 경우

ⓐ 기초의 변위

	말뚝원점에서의 변위	계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	47015	83437
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0	0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	2000983	2000983
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	1484511	1484511
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0014277	0.0043381	0.0001067	0.0000000	0.0063476	0.0000000
COMBO 2	0.0028555	0.0035050	0.0002135	0.0037121	0.0045565	0.0002775
COMBO 3	0.0028555	0.0035050	0.0002135	0.0034266	0.0031545	0.0002561
COMBO 4	0.0079212	0.0035050	0.0030952	0.0079212	0.0035050	0.0030952

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.921 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0014277	0.0044459	0.0001067	808.736	6.102	0.000
	2	0.0014277	0.0043381	0.0001067	789.128	6.102	0.000
	3	0.0014277	0.0042303	0.0001067	769.519	6.102	0.000
COMBO 2	1	0.0028555	0.0037206	0.0002135	676.807	12.205	0.000
	2	0.0028555	0.0035050	0.0002135	637.590	12.205	0.000
	3	0.0028555	0.0032894	0.0002135	598.373	12.205	0.000
COMBO 3	1	0.0028555	0.0037206	0.0002135	676.807	12.205	0.000
	2	0.0028555	0.0035050	0.0002135	637.590	12.205	0.000
	3	0.0028555	0.0032894	0.0002135	598.373	12.205	0.000
COMBO 4	1	0.0079212	0.0066312	0.0030952	1206.265	60.084	0.000
	2	0.0079212	0.0035050	0.0030952	637.590	60.084	0.000
	3	0.0079212	0.0003789	0.0030952	68.916	60.084	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0063476	0.0000000	1154.672	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0063476	0.0000000	1154.672	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0063476	0.0000000	1154.672	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0037121	0.0048368	0.0002775	879.850	15.866	0.000
	2	0.0037121	0.0045565	0.0002775	828.867	15.866	0.000
	3	0.0037121	0.0042763	0.0002775	777.885	15.866	0.000
COMBO 3	1	0.0034266	0.0034132	0.0002561	620.892	14.645	0.000
	2	0.0034266	0.0031545	0.0002561	573.831	14.645	0.000
	3	0.0034266	0.0028958	0.0002561	526.770	14.645	0.000
COMBO 4	1	0.0079212	0.0066312	0.0030952	1206.265	60.084	0.000
	2	0.0079212	0.0035050	0.0030952	637.590	60.084	0.000
	3	0.0079212	0.0003789	0.0030952	68.916	60.084	0.000

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.010	0	808.736	6.102	0.000	4
	2	0.000	0	789.128	6.102	0.000	3
	3	-1.010	0	769.519	6.102	0.000	4
	계			8680.403	67.125	158.438	11
COMBO 2	1	1.010	0	676.807	12.205	0.000	4
	2	0.000	0	637.590	12.205	0.000	3
	3	-1.010	0	598.373	12.205	0.000	4
	계			7013.493	134.250	316.875	11
COMBO 3	1	1.010	0	676.807	12.205	0.000	4
	2	0.000	0	637.590	12.205	0.000	3
	3	-1.010	0	598.373	12.205	0.000	4
	계			7013.493	134.250	316.875	11
COMBO 4	1	1.010	0	1206.265	60.084	0.000	4
	2	0.000	0	637.590	60.084	0.000	3
	3	-1.010	0	68.916	60.084	0.000	4
	계			7013.493	660.923	4594.890	11

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.010	0	1154.672	0.000	0.000	4
	2	0.000	0	1154.672	0.000	0.000	3
	3	-1.010	0	1154.672	0.000	0.000	4
	계			12701.397	0.000	0.000	11
COMBO 2	1	1.010	0	879.850	15.866	0.000	4
	2	0.000	0	828.867	15.866	0.000	3
	3	-1.010	0	777.885	15.866	0.000	4
	계			9117.540	174.525	411.938	11
COMBO 3	1	1.010	0	620.892	14.645	0.000	4
	2	0.000	0	573.831	14.645	0.000	3
	3	-1.010	0	526.770	14.645	0.000	4
	계			6312.143	161.100	380.251	11
COMBO 4	1	1.010	0	1206.265	60.084	0.000	4
	2	0.000	0	637.590	60.084	0.000	3
	3	-1.010	0	68.916	60.084	0.000	4
	계			7013.493	660.923	4594.890	11

6) 말뚝머리 작용력 집계표

① 말뚝머리 고정일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	817.365	6.102	-6.338	1154.672	0.000	0.000
	2	789.128	6.102	-6.338	1154.672	0.000	0.000
	3	760.890	6.102	-6.338	1154.672	0.000	0.000
	4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 2	1	694.065	12.205	-12.676	902.285	15.866	-16.479
	2	637.590	12.205	-12.676	828.867	15.866	-16.479
	3	581.115	12.205	-12.676	755.450	15.866	-16.479
COMBO 3	1	694.065	12.205	-12.676	641.601	14.645	-15.212
	2	637.590	12.205	-12.676	573.831	14.645	-15.212
	3	581.115	12.205	-12.676	506.061	14.645	-15.212
COMBO 4	1	1205.185	60.084	0.793	1205.185	60.084	0.793
	2	637.590	60.084	0.793	637.590	60.084	0.793
	3	69.996	60.084	0.793	69.996	60.084	0.793

② 말뚝머리 힌지일 경우

구 분		사용하중			계수하중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	808.736	6.102	0.000	1154.672	0.000	0.000
	2	789.128	6.102	0.000	1154.672	0.000	0.000
	3	769.519	6.102	0.000	1154.672	0.000	0.000
COMBO 2	1	676.807	12.205	0.000	879.850	15.866	0.000
	2	637.590	12.205	0.000	828.867	15.866	0.000
	3	598.373	12.205	0.000	777.885	15.866	0.000
COMBO 3	1	676.807	12.205	0.000	620.892	14.645	0.000
	2	637.590	12.205	0.000	573.831	14.645	0.000
	3	598.373	12.205	0.000	526.770	14.645	0.000
COMBO 4	1	1206.265	60.084	0.000	1206.265	60.084	0.000
	2	637.590	60.084	0.000	637.590	60.084	0.000
	3	68.916	60.084	0.000	68.916	60.084	0.000

7) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra1 = 1040.060 kN(평상시)

Ra2 = 1560.090 kN(지진시)

나) 말뚝의 허용변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 2.855 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 7.962 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 385.567 kN(평상시)

Pa2 = 578.350 kN(지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	817.365	760.890	1040.060	385.567	O.K
	HINGE	808.736	769.519	1040.060	385.567	O.K
COMBO 2	FIX	694.065	581.115	1040.060	385.567	O.K
	HINGE	676.807	598.373	1040.060	385.567	O.K
COMBO 3	FIX	694.065	581.115	1040.060	385.567	O.K
	HINGE	676.807	598.373	1040.060	385.567	O.K
COMBO 4	FIX	1205.185	69.996	1560.090	578.350	O.K
	HINGE	1206.265	68.916	1560.090	578.350	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

장경비 (L/D) = 24.40/0.500 = 48.800 < 85 이므로 장경비에 따른 허용응력의 감소 없음.

나) 강관말뚝의 합성응력 검토

fsa = 140.000 MPa (평상시)

= 210.000 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M × y/Io

= V ÷ 10754 ± M × (500 ÷ 2) ÷ 321494456

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	817.365	6.338	80.937	140	O.K
	HINGE	808.736	6.170	80.003	140	O.K
COMBO 2	FIX	694.065	12.676	74.400	140	O.K
	HINGE	676.807	12.339	72.533	140	O.K
COMBO 3	FIX	694.065	12.676	74.400	140	O.K
	HINGE	676.807	12.339	72.533	140	O.K
COMBO 4	FIX	1205.185	50.687	151.487	210	O.K
	HINGE	1206.265	50.174	151.189	210	O.K

다) 강관말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

τ = α × Ho / Ap

α = 4 × (D^2 + D×d + d^2) / (3 × (D^2 + d^2))

= 4 × (496.000^2 + 496.000 × 482.000 + 482.000^2) ÷

(3 × (496.000^2 + 482.000^2))

= 2.000 ; 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	6.102	1.135	80	O.K
	HINGE	6.102	1.135	80	O.K
COMBO 2	FIX	12.205	2.270	80	O.K
	HINGE	12.205	2.270	80	O.K
COMBO 3	FIX	12.205	2.270	80	O.K
	HINGE	12.205	2.270	80	O.K
COMBO 4	FIX	60.084	11.173	120	O.K
	HINGE	60.084	11.173	120	O.K

라) PHC 말뚝의 합성응력 검토

fca' (압축측) = 20.000 MPa (평상시)

= 26.600 MPa (지진시)

fca (인장측) = 0 MPa (평상시)

= -3.000 MPa (지진시)

f = V/Ap + fpe ± M × y/Io

= V ÷ 105558 + 4.00 ± M × (500.0 ÷ 2) ÷ 2411989176

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fmin	fca'	fca	비 고
평상시 최대	FIX	817.365	3.432	12.099	11.388	20	0	O.K
	HINGE	808.736	4.396	12.117	11.206	20	0	O.K
평상시 최소	FIX	581.115	3.432	9.861	9.150	20	0	O.K
	HINGE	598.373	4.396	10.124	9.213	20	0	O.K
지진시 최대	FIX	1205.185	14.340	16.904	13.931	26.60	-3	O.K
	HINGE	1206.265	17.912	17.284	13.571	26.60	-3	O.K
지진시 최소	FIX	69.996	14.340	6.149	3.177	26.60	-3	O.K
	HINGE	68.916	17.912	6.509	2.796	26.60	-3	O.K

마) PHC 말뚝의 전단응력 검토

τpa = 0.85 Mpa × C_N [축방향압축력에 대한 보정계수]

여기서, C_N = 1 + M_0 / M

= 6.894 (1 ≤ CN ≤ 2)

※ CN = 2.000 적용

M : 부재단면에 작용하는 휨모멘트 (N.mm)

M_0 : 축방향 압축력에 의해 콘크리트 응력이 부재 인장연에서 영으로 되는 휨모멘트 (N.mm)

$$M_0 = \frac{N \times Ic}{Ac \times y}$$

N : 부재단면에 작용하는 축방향압축력 (N)

Ic : 부재단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

Ac : 부재단면적 (mm^2)

y : 부재단면의 도심에서 부재인장선까지의 거리 (mm)

τpa = 0.85 × C_N ≤ 1.20 MPa (평상시)

∴ τpa = 0.85 × C_N = 5.86 MPa (평상시)

※ τpa = 1.200 MPa (평상시) 적용

= 1.596 MPa (지진시)

τp = α × Ho / Ap

α = 4 × (500.000^2 + 500.000 × 340.000 + 340.000^2) ÷ (3 × (500.000^2 + 340.000^2)) = 1.953 ; 전단형상계수

= 1.953 × Ho / 105558

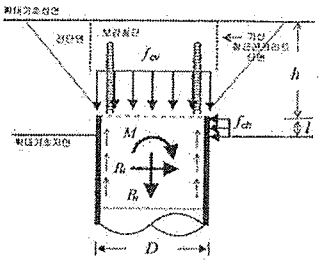
구 분		H(kN)	τp	τpa	비 고
평상시최대	FIX	0.705	0.013	1.200	O.K
	HINGE	4.535	0.084	1.200	O.K
지진시최대	FIX	9.404	0.174	1.596	O.K
	HINGE	20.805	0.385	1.596	O.K

13.4 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

13.4.1 설계조건

1) 말뚝머리 작용 사용하중

구 분	상 시		지진시	
	MAX	MIN	MAX	MIN
V(kN)	869.432	557.141	1205.185	69.996
H(kN)	15.432		66.095	
M(kN)	21.751		73.230	



2) 강관말뚝 제원

말뚝직경 (D) 500.0㎜ 말뚝두께 (t') 9.0㎜ , 부식두께 2.0㎜

3) 확대기초 제원

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck}) 27.0 MPa 기초두께 (H) 1000.0㎜

수직 유효두께 (h) 900.0㎜

수평 유효두께 (h') 450.0㎜

말뚝 매입길이 (l) 100.0㎜

4) 보강철근 제원

보강철근 H16(SD40) 8.0EA

5) 고장력볼트 제원

고장력 볼트 M16(L50) 12.0EA

13.4.2 확대기초에 대한 검토

1) 수직지압응력(f_{cv}) 검토

상 시: $f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{869431.8}{\pi/4 \times 500.0^2} = 4.43\ MPa \le f_{ca} = 6.75\ MPa \quad \therefore O.K$

지진시: $f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{1205184.7}{\pi/4 \times 500.0^2} = 6.14\ MPa \le f_{ca}' = 8.98\ MPa \quad \therefore O.K$

2) 수직압발전단응력(τ_u) 검토

상 시: $\tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{869431.8}{\pi \times (500.0 + 900) \times 900} = 0.22\ MPa \le \tau_{a3} = 0.95\ MPa \quad \therefore O.K$

지진시: $\tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{1205184.7}{\pi \times (500.0 + 900) \times 900} = 0.30\ MPa \le \tau_{a3}' = 1.26\ MPa \quad \therefore O.K$

3) 수평지압응력(f_{ch})검토

상 시: $f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{15431.7}{500.0 \times 100} = 0.31\ MPa \le f_{ca} = 6.75\ MPa \quad \therefore O.K$

지진시: $f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{66094.8}{500.0 \times 100} = 1.32\ MPa \le f_{ca}' = 8.98\ MPa \quad \therefore O.K$

4) 수평압발전단응력(τ_h) 검토

상 시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{15431.7}{450\times(2\times100+500.0+2\times450)} =$ 0.02 MPa $\leq \tau_{a3} =$ 0.95 MPa $\therefore$ O.K

지진시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{66094.8}{450\times(2\times100+500.0+2\times450)} =$ 0.09 MPa $\leq \tau_{a3}' =$ 1.26 MPa $\therefore$ O.K

13.4.3 덮개판과 속채움 콘크리트의 결합부 수직지압응력(fcs)검토

D' { 강관의 내경 = D500.0 - 2(부식두께) × 9t' }	=	482.0mm
t' { 강관의 두께 = 9.0t' - 2(부식두께) }	=	7.0mm
α (속채움 콘크리트의 지압응력 보정계수)	=	6.0EA
n_1 (덮개판의 계수)	=	1.0EA
S'{지압력 = π×(D500.0-7t')×7t'×13.5(fcsa)}	=	146.362 kN (상시)
S'{지압력 = π×(D500.0-7t')×7t'×18.0(fcsa')}	=	194.662 kN (지진시)

상 시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{869431.8 - 146362.1}{6\times1\times\pi\times(482.0-65)\times65} =$ 1.42 MPa $\leq f_{csa} =$ 13.50 MPa $\therefore$ O.K

지진시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{1205184.7 - 194661.6}{6\times1\times\pi\times(482.0-65)\times65} =$ 1.98 MPa $\leq f_{csa}' =$ 17.96 MPa $\therefore$ O.K

13.4.4 확대기초내의 보강철근의 정착길이(L0)

$$L_0 = \frac{f_{sa1}\times A_{st}}{\tau_{oa}\times U} = \frac{180.0\times198.6}{1.7\times50.0} = 420.6mm \geq L0min=35d_1 = 35\times15.9 = 556.5mm$$

Max(420.6mm , 556.5mm) = 556.5mm

$\therefore$ 보강철근의 정착장은 556.5mm 이상으로 한다.

※ 일반적으로, $L_0 \geq L_{0min} = 35d_1$(35×$d_1$공칭지름)로 하는 것이 좋다.
만약, L_0값이 L_{0min}값보다 작으면 L_{0min}값을 사용한다.

13.4.5 가상 철근콘크리트 단면의 휨응력 검토

r { 가상단면의 반경 = (D500.0 + 200)/ 2 }	=	350.0mm
rs {가상단면중심에서 보강철근중심까지거리 = 350.0(r)-(30+100)}	=	220.0mm
p {가상단면의 철근비 = 1588.8(As) / π × 350(r)² }	=	0.0041
np = 탄성계수(n=15) × 0.0041	=	0.062
rs / r (220.0 / 350.0)	=	0.629

1) 최대 압입력(Pn,max)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최대 압입력(Pn,max)	=	869.432 kN
최대 모멘트(M max)	=	21.751 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	326.052 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	25.017mm
e/r = 25.017 / 350.0	=	0.071

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.515 , 휨인장응력계수 (S) = 0.000

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{326051965.0}{350^3} \times 0.515 = 3.92\ MPa < f_{ca} = 10.80\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{326051965.0}{350^3} \times 0.000 \times 15 = 0.0\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore O.K$$

(2) 지진시

최대 압입력(Pn,max)	=	1205.185 kN
최대 모멘트(M max)	=	73.230 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	495.045 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	60.763mm
e/r = 60.763 / 350.0	=	0.174

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.515 , 휨인장응력계수 (S) = 0.000

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{495044988.2}{350^3} \times 0.515 = 5.95\ MPa < f_{ca} = 14.36\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{495044988.2}{350^3} \times 0.000 \times 15 = 0.00\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore O.K$$

2) 최소 압입력(Pn,min)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최소 압입력(Pn,min)	=	557.141 kN
최대 모멘트(M max)	=	21.751 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	216.750 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	39.040㎜
e/r = 39.040 / 350.0	=	0.112

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.515 , 휨인장응력계수 (S) = 0.000

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{216750364.2}{350^3} \times 0.515 = 2.60\ MPa < f_{ca} = 10.80\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{216750364.2}{350^3} \times 0.000 \times 15 = 0.0\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore O.K$$

(2) 지진시

최소 압입력(Pn,min)	=	69.996 kN
최대 모멘트(M max)	=	73.230 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	97.729 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	1046.210㎜
e/r = 1046.210 / 350.0	=	2.989

이므로, 휨압축응력계수(c) = 2.634 , 휨인장응력계수 (S) = 5.521

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{97728911.1}{350^3} \times 2.634 = 6.00\ MPa < f_{ca} = 14.36\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{97728911.1}{350^3} \times 5.521 \times 15 = 188.77\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore O.K$$

교각3

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약
   * 말뚝 안정성검토 및 응력검토
   * 기둥의 단면 설계
   * 단면 설계
   * 사용성 검토

3. 설 계 조 건
   3.1 일반사항
   3.2 하중
   3.3 지반조건
   3.4 사용재료 강도
   3.5 설계방법
   3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구 조 해 석
   6.1 해석모델링
   6.2 절점좌표
   6.3 단면제원
   6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계
   7.1 하중별 부재력 집계
   7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
   7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

8. 두 부 보 설 계
   8.1 내민보의 설계 : 좌측
   8.2 내민보의 설계 : 우측
   8.3 교량받침 위치 검토

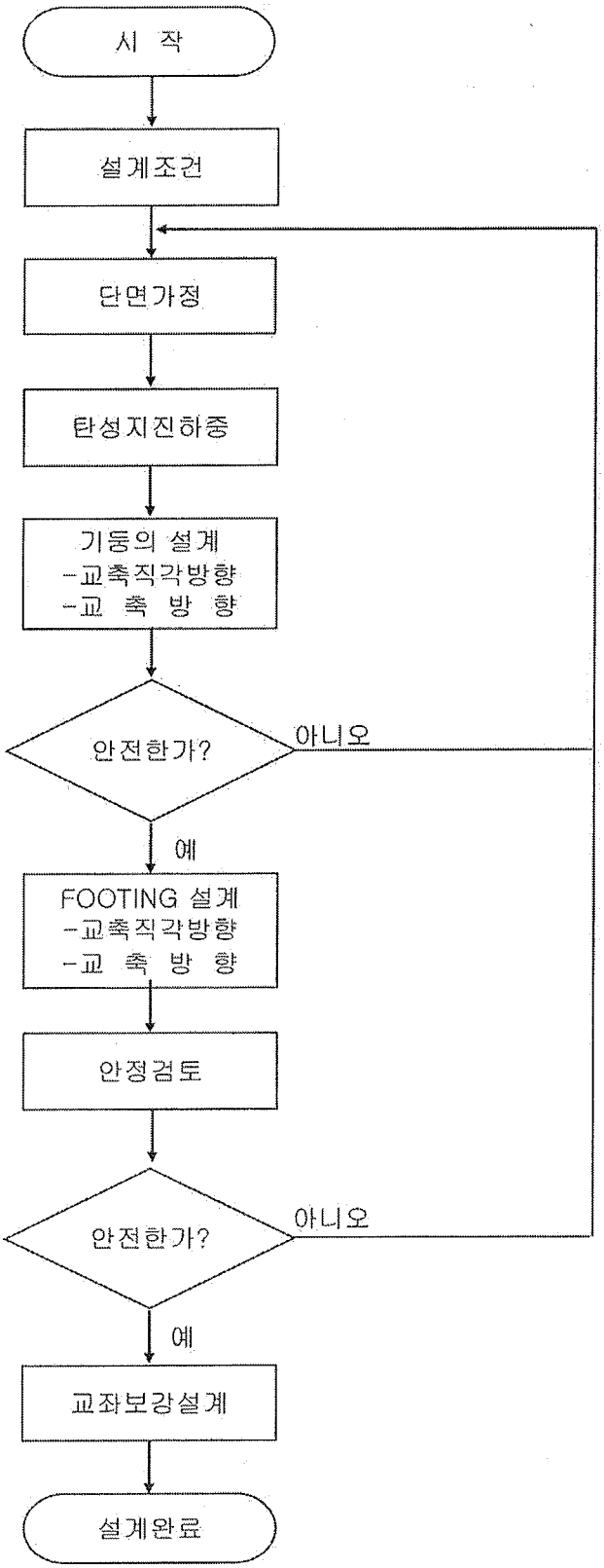
9. 기 둥 설 계
9.1 교축직각 방향
9.2 교축 방향
9.3 합성 부재력
9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계
10.1 교축직각 방향
10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토
12.1 받침 연단거리 검토
12.2 최소 받침지지 길이 검토
12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
12.4 교량받침 보강 철근 검토
12.5 교량받침 하면 보강
12.6 교량받침 콘크리트 보강
13. 말뚝 검토

1. 설계흐름도


시 작
설계조건
단면가정
탄성지진하중
기둥의 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안전한가?
아니오
예
FOOTING 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안정검토
안전한가?
아니오
예
교좌보강설계
설계완료

2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	985.960	472.897	O.K
		허용인발력(kN/EA)	331.467	-	O.K
		휨 응력(MPa)	140.000	46.111	O.K
		전단응력(MPa)	80.000	0.000	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.283	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1478.940	810.914	O.K
		허용인발력(kN/EA)	497.200	-238.589	O.K
		휨 응력(MPa)	210.000	116.547	O.K
		전단응력(MPa)	120.000	11.795	O.K
		수평변위(mm)	15.000	10.610	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	985.960	493.410	O.K
		허용인발력(kN/EA)	331.467	-	O.K
		휨 응력(MPa)	140.000	53.580	O.K
		전단응력(MPa)	80.000	1.796	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.867	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1478.940	612.744	O.K
		허용인발력(kN/EA)	497.200	-40.418	O.K
		휨 응력(MPa)	210.000	116.388	O.K
		전단응력(MPa)	120.000	11.753	O.K
		수평변위(mm)	15.000	10.572	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.011	8758.512	118224.537	13.498	O.K
	모멘트최대	0.011	8758.512	118224.537	13.498	O.K
	탄성설계	0.011	3306.276	14784.904	4.472	O.K
	편심최대	0.011	6003.234	118224.537	19.693	O.K
교축직각방향	축력최대	0.011	8758.512	118224.537	13.498	O.K
	모멘트최대	0.011	6991.379	118224.537	16.910	O.K
	탄성설계	0.011	3306.276	63890.907	19.324	O.K
	편심최대	0.011	2975.648	118224.537	39.731	O.K
합성부재력	축력최대	0.011	8758.512	118224.537	13.498	O.K
	모멘트최대	0.011	8758.512	118224.537	13.498	O.K
	편심최대	0.011	6003.234	118224.537	19.693	O.K
	모멘트최대	0.011	6991.379	111079.694	15.888	O.K
	편심최대	0.011	2975.648	101069.553	33.966	O.K

▣ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm²)	Use.As (mm²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두부보	좌측내민보	1250.0	100.0	10395.282	13501.400	3961.639	5105.440	1.29	O.K
	우측내민보	1250.0	100.0	10241.492	13501.400	3904.530	5105.440	1.31	O.K
	좌측내민보	2100.0	100.0	1200.223	2581.400	813.847	1744.690	2.14	O.K
	우측내민보	2100.0	100.0	1180.403	2581.400	800.445	1744.690	2.18	O.K
	교량받침1	829.7	100.0	41.334	13501.400	10.254	3176.263	309.76	O.K
	교량받침7	1279.8	100.0	2852.671	6353.600	1128.837	2471.829	2.19	O.K
	교량받침2	1152.8	100.0	3839.398	13501.400	1360.304	4659.327	3.43	O.K
	교량받침10	1465.3	100.0	3524.018	6353.600	1612.184	2872.430	1.78	O.K
	교량받침5	1288.6	100.0	3326.379	13501.400	1333.704	5282.520	3.96	O.K
	교량받침6	1056.0	100.0	40.731	13501.400	13.238	4214.922	318.41	O.K
기초	교축방향	1000.0	150.0	5290.611	12909.000	1895.035	4566.940	2.410	O.K
	교직-지점부	1000.0	150.0	6200.544	14694.300	2189.091	5022.704	2.290	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	180.390	180.000	123.529	226.555	O.K
	우측내민보	183.659	180.000	123.529	218.784	O.K
	좌측내민보수평	163.370	180.000	178.571	272.033	O.K
	우측내민보수평	160.680	180.000	178.571	280.104	O.K
	교량받침1	1.285	180.000	123.529	49032.405	O.K
	교량받침7	118.807	180.000	131.250	452.842	O.K
	교량받침2	74.521	180.000	123.529	845.395	O.K
	교량받침10	149.770	180.000	131.250	315.806	O.K
	교량받침5	68.149	180.000	123.529	924.440	O.K
	교량받침6	2.495	180.000	123.529	25245.817	O.K
기초	교축방향	99.749	180.000	123.077	434.480	O.K
	교직-지점부	132.426	180.000	120.690	250.921	O.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식	:	T형 교각
2) 상 부 형 식	:	STEEL PLATE
3) 교 량 등 급	:	1 등교
4) 기 초 형 식	:	말뚝기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량	:	γc =	25 kN/m³	[도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량	:	$\gamma s2$ =	20 kN/m³	로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수	:	fs =	0.15	

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치	:	N =	8	
2) 기초지반의 내부마찰각	:	$\phi 2$ =	25.954 °	: 15 + √15N
3) 기초지반의 점착력	:	C =	0 kN/m²	
4) 기초지반의 마찰계수	:	μ =	0.312	: TAN(⅔ · Φ2) : 흙과 콘크리트
5) 지반 가속도 계수	:	A =	0.154	: 위험도 계수 x 지진구역계수

- 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.11

3.4 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도	:	fck =	두부보:	40 MPa	
			기둥:	40 MPa	
			기초:	27 MPa	
- 탄성계수	:	Ec =	두부보:	31879 MPa	
			기둥:	31879 MPa	
			기초:	28693 MPa	
					[도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400)	:	fy =	두부보:	400 MPa	
			기둥:	500 MPa	
			기초:	500 MPa	
- 탄성계수	:	Es =	200000 MPa		[도로교 설계기준 2.3.3]

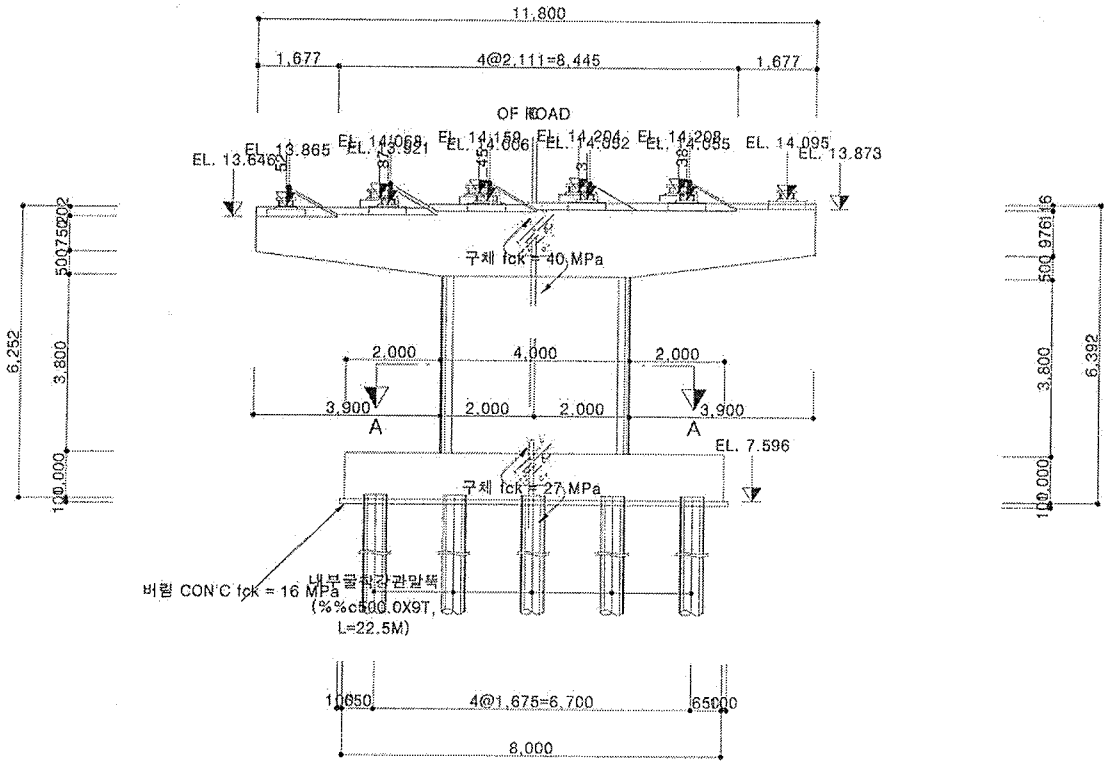
3.5 설 계 방 법

1) 안 정 성 검 토	:	허용응력 설계법
2) 단 면 설 계	:	극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준	:	국토해양부 (2010)
2) 콘크리트구조 설계기준	:	한국콘크리트학회 (2007)
3) 도로설계 편람	:	국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령	:	한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정


11,800
1,677
4@2,111=8,445
1,677
OF ROAD
EL. 13.865
EL. 13.921
EL. 14.006
EL. 14.092
EL. 14.095
EL. 13.873
구체 fck = 40 MPa
2,000
4,000
2,000
3,900
2,000
2,000
3,900
A
A
EL. 7.596
구체 fck = 27 MPa
버림 CONC fck = 16 MPa
내부콜크리트관말뚝
(%%c500.0X9T,
L=22.5M)
10650
4@1,675=6,700
65000
8,000
6,252
500
3,800
1,000
500
3,800
6,392
1,000

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	317.064	29.827	33.890	25.487
2	211.768	233.988	262.074	203.979
3	199.694	313.476	311.434	314.076
4	200.390	314.689	315.398	312.529
5	206.888	235.022	205.126	262.990
6	321.319	33.825	29.047	38.296
7	155.570	163.056	203.728	128.302
8	114.100	291.199	282.754	295.162
9	111.680	289.530	294.458	279.930
10	158.240	169.971	134.679	210.957
계	1996.713	2074.583	2072.588	2071.708

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 12.800 / 1.650 = 7.758 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (12.800 / 1.650)] x 1.650 = 4.0 kN/m < 6.0 이므로

= 6 kN/m

P1 = 6.000 x (27.000 + 13.000) / 2 x sin76.2

= 116.52 kN

작용위치 h = 1.650/2 + 0.400 + 0.375 = 1.6 m

작용모멘트 My = Ph x h = 116.518 x 1.600 = 186.43 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 1.250 x 2.100 = 7.875 kN

W'column = 3.000 x 0.700 + 1.500 x 0.500 = 2.85 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 43.133 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 3.000 x 3.500 + 1.500 x 0.500 = 11.25 kN/m

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의 풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

Ph = 1.500 x (27.000 + 13.000)/2 x sin76.2 = 29.129 kN

작용위치 h = 1.578 + 1.500 + 0.375 = 3.453 m

작용모멘트 My = Ph x h = 29.129 x 3.453 = 100.58 kN.m

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 ΔT = 10℃ 적용

2) 교축방향 (G-LO)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

고정단이므로 교량발침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

: 일반적으로 고정단에서도 교량발침의 마찰력보다는 지진시의 상부구조에 의한 수평력이 크기 때문에 지진시의 수평력을 고려한다.

5.5 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	887.965	768.649	0.0016	459.108	738.867	0.0004
	하중경우 2	기둥 1	452.528	391.686	0.0008	884.826	1782.534	0.0004
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	887.965	4142.082	0.0000	459.108	2417.883	0.0000
	하중경우 2	기둥 1	452.528	2110.803	0.0000	884.826	5016.725	0.0000

5.6 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO
SVB01	1.00	1.00								
SVB02	1.00		1.00							
SVB03	1.00			1.00						
SVB04	1.00				1.00					
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		
SVB22	1.00								1.00	
SVB23	1.00	1.00								1.00
SVB24	1.00		1.00							1.00
SVB25	1.00			1.00						1.00
SVB26	1.00				1.00					1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하,크리프,건조수축(GS),제작 또는 시공시 치수착오,습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력,수압,파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SVO 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SVO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.7 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO
ULB01	1.30	2.15								
ULB02	1.30		2.15							
ULB03	1.30			2.15						
ULB04	1.30				1.30					
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.25		
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.25		
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.25		
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.25		
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.25		
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.25		
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.25		
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.25		
ULB22	1.00								1.00	
ULB23	1.30	1.30								1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

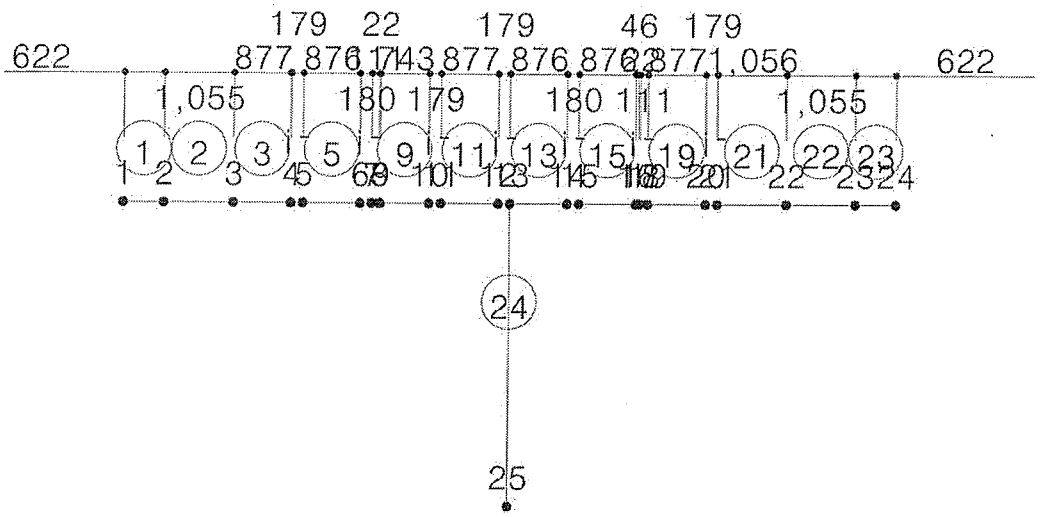
5.8 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO
UEB01	1.00	2.15								
UEB02	1.00		2.15							
UEB03	1.00			2.15						
UEB04	1.00				1.30					
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.25		
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.25		
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.25		
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.25		
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.25		
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.25		
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.25		
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.25		
UEB22	1.00								1.00	
UEB23	1.00	1.30								1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	4.675	8	3.900	4.675	15	6.956	4.675	22	10.123	4.675
2	0.622	4.675	9	3.922	4.675	16	7.832	4.675	23	11.178	4.675
3	1.677	4.675	10	4.665	4.675	17	7.878	4.675	24	11.800	4.675
4	2.554	4.675	11	4.844	4.675	18	7.900	4.675	25	5.900	0.000
5	2.733	4.675	12	5.721	4.675	19	8.011	4.675			
6	3.609	4.675	13	5.900	4.675	20	8.888	4.675			
7	3.789	4.675	14	6.776	4.675	21	9.067	4.675			

6.3 단면 제원

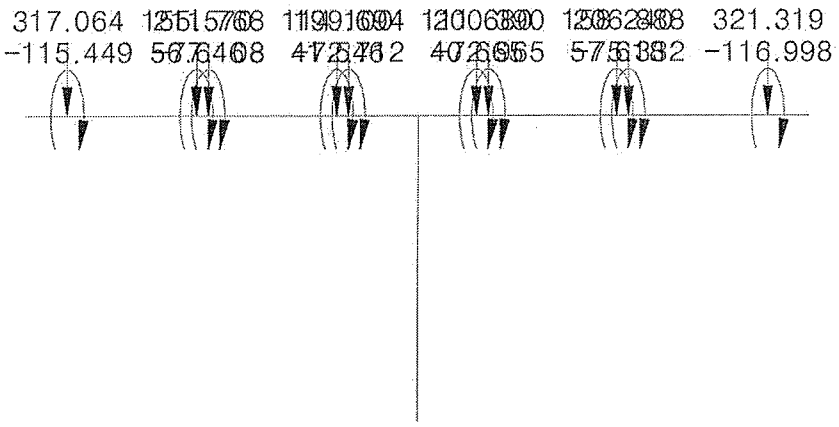
구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	2.100	0.750	1.575	0.578813	0.073828	1
②	2.100	0.830	1.743	0.640552	0.100063	2
③	2.100	0.965	2.027	0.744739	0.157261	3
④	2.100	0.976	2.050	0.753228	0.162700	24
⑤	2.100	1.056	2.218	0.814968	0.206077	23
⑥	2.100	1.130	2.373	0.872078	0.252507	4
⑦	2.100	1.153	2.421	0.889828	0.268242	5
⑧	2.100	1.191	2.501	0.919154	0.295647	22
⑨	2.100	1.265	2.656	0.976264	0.354250	6
⑩	2.100	1.289	2.707	0.994786	0.374798	21
⑪	2.100	1.312	2.755	1.012536	0.395221	20
⑫	2.100	1.375	2.888	1.061156	0.454932	7

⑬	2.100	1.390	2.919	1.072733	0.469983	8~12
⑭	2.100	1.421	2.984	1.096657	0.502135	19
⑮	2.100	1.435	3.014	1.107461	0.517123	13~18
16	4.000	1.200	4.746	0.559997	6.197096	기둥상단
17	4.000	1.200	4.746	0.559997	6.197096	기둥하단

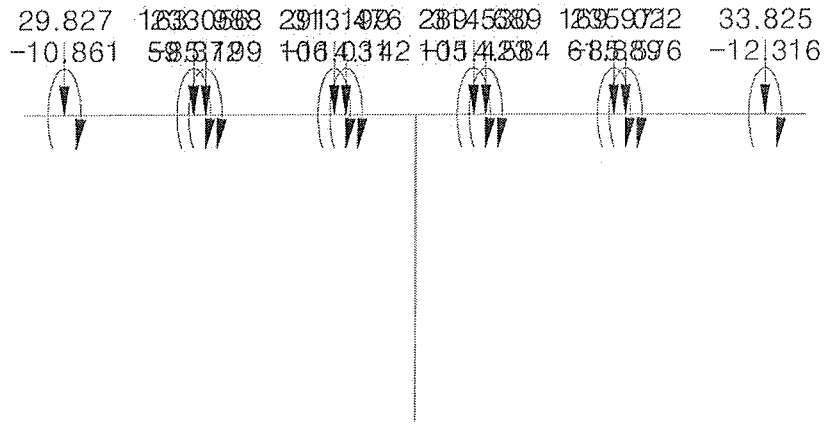
6.4 하중재하도

1) 연직하중

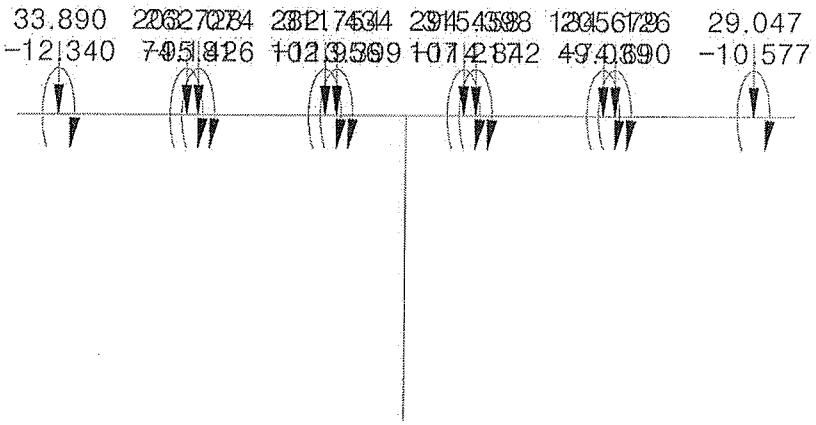
① 고정하중 (D)



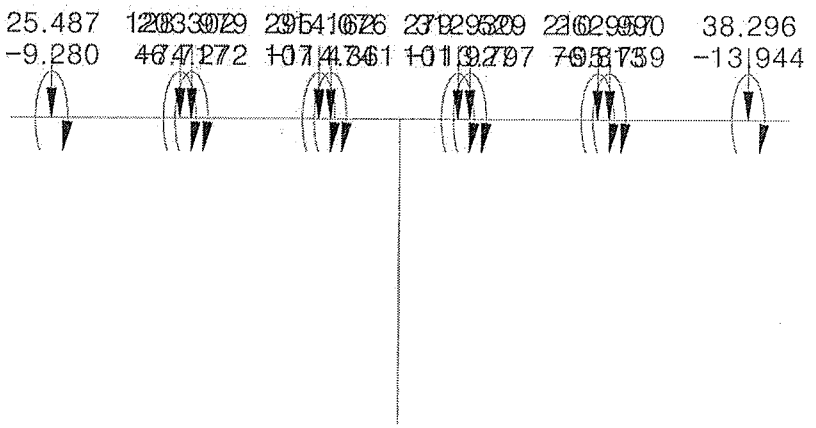
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



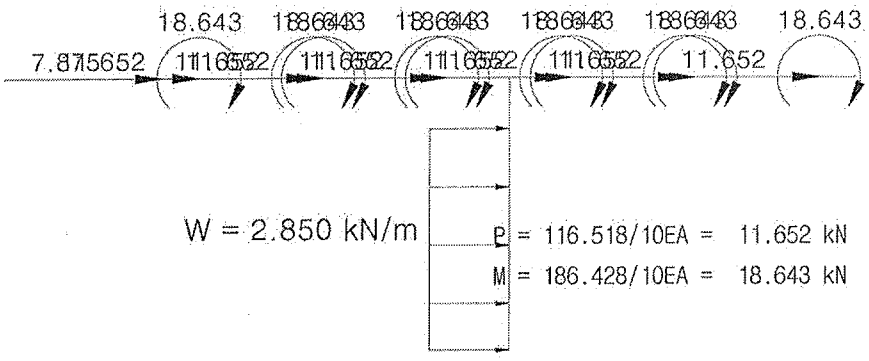
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



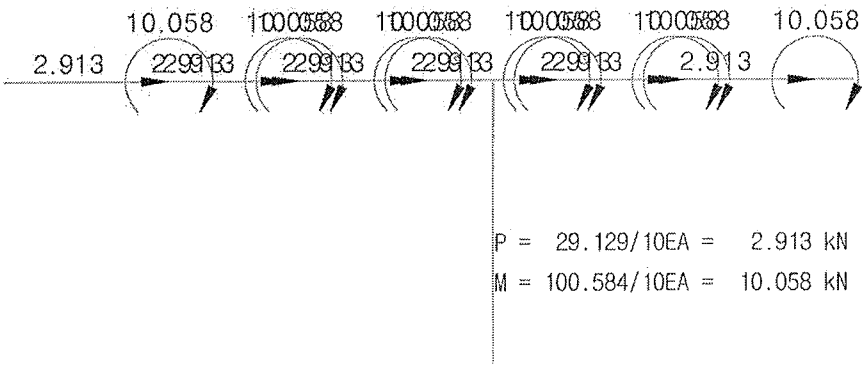
2) 수평하중

① 교축직각 방향

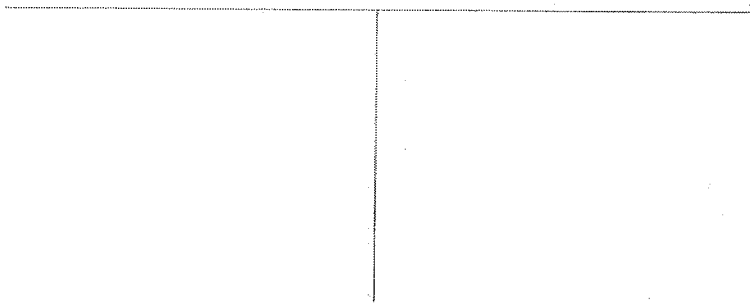
㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



㉯ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

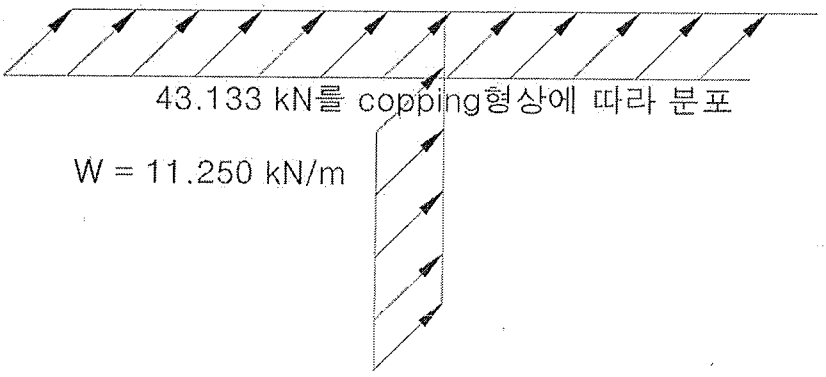


㉯ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃



② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 24

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-2855.372	78.407	0.000	-3306.276	78.407	0.000	
L1	-2074.583	-118.057	0.000	-2074.583	-118.057	0.000	
L2	-2072.588	-572.239	0.000	-2072.588	-572.239	0.000	
L3	-2071.708	334.595	0.000	-2071.708	334.595	0.000	
W-TR	0.000	295.272	-124.393	0.000	788.541	-135.223	
WL	0.000	126.072	-29.129	0.000	236.764	-29.129	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	1782.534	884.826	0.000	5016.725	884.826	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-2855.372	334.089	0.000	-3306.276	334.089	0.000	
L1	-2074.583	89.963	0.000	-2074.583	89.963	0.000	
L2	-2072.588	87.881	0.000	-2072.588	87.881	0.000	
L3	-2071.708	88.482	0.000	-2071.708	88.482	0.000	
W-LO	0.000	-37.742	43.133	0.000	-282.866	85.882	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	768.649	887.965	0.000	4142.082	887.965	

② 두부보 : 내인보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재16, 절점17)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-1886.178	896.604	-1924.948	-935.716	
L1	-599.701	426.871	-562.734	-438.818	
L2	-702.143	499.692	-475.776	-368.852	
L3	-502.155	357.768	-652.138	-512.243	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	55.928	0.000	-55.928	0.000	
WL	30.175	0.000	-30.175	0.000	
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점4)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-7.888	342.861	-760.050	596.371	-867.757	818.866
L1	0.000	29.827	-57.626	192.883	-92.152	426.871
L2	0.000	33.890	-65.475	237.618	-108.009	499.692
L3	0.000	25.487	-49.241	153.789	-76.769	357.768
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	18.643	0.000	37.286	0.000	55.928	0.000
WL	10.058	0.000	20.117	0.000	30.175	0.000
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S4(절점20)		S5(절점21)		S6(절점23)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-1017.248	-862.819	-892.225	-692.358	-10.183	-354.496
L1	-119.528	-438.818	-71.405	-268.847	0.000	-33.825
L2	-103.235	-368.852	-61.318	-234.173	0.000	-29.047
L3	-134.773	-512.243	-80.843	-301.286	0.000	-38.296
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-55.928	0.000	-37.286	0.000	-18.643	0.000
WL	-30.175	0.000	-20.117	0.000	-10.058	0.000
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 24 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-4929.955	-39.651	0.000	-5380.859	-39.651	0.000	
SV002	-4927.960	-493.832	0.000	-5378.864	-493.832	0.000	
SV003	-4927.080	413.001	0.000	-5377.984	413.001	0.000	
SV004	-2855.372	373.678	-124.393	-3306.276	866.947	-135.223	
SV005	-4929.955	234.057	-91.326	-5380.859	591.383	-96.741	
SV006	-4927.960	-220.124	-91.326	-5378.864	137.202	-96.741	
SV007	-4927.080	686.709	-91.326	-5377.984	1044.035	-96.741	
SV008	-4929.955	-39.651	0.000	-5380.859	-39.651	0.000	
SV009	-4929.955	-39.651	0.000	-5380.859	-39.651	0.000	
SV010	-4927.960	-493.832	0.000	-5378.864	-493.832	0.000	
SV011	-4927.960	-493.832	0.000	-5378.864	-493.832	0.000	
SV012	-4927.080	413.001	0.000	-5377.984	413.001	0.000	
SV013	-4927.080	413.001	0.000	-5377.984	413.001	0.000	
SV014	-2855.372	373.678	-124.393	-3306.276	866.947	-135.223	
SV015	-2855.372	373.678	-124.393	-3306.276	866.947	-135.223	
SV016	-4929.955	234.057	-91.326	-5380.859	591.383	-96.741	
SV017	-4929.955	234.057	-91.326	-5380.859	591.383	-96.741	
SV018	-4927.960	-220.124	-91.326	-5378.864	137.202	-96.741	
SV019	-4927.960	-220.124	-91.326	-5378.864	137.202	-96.741	
SV020	-4927.080	686.709	-91.326	-5377.984	1044.035	-96.741	
SV021	-4927.080	686.709	-91.326	-5377.984	1044.035	-96.741	
SV022	-2855.372	1860.941	884.826	-3306.276	5095.132	884.826	
SV023	-4929.955	-39.651	0.000	-5380.859	-39.651	0.000	
SV024	-4927.960	-493.832	0.000	-5378.864	-493.832	0.000	
SV025	-4927.080	413.001	0.000	-5377.984	413.001	0.000	
SV026	-2855.372	373.678	-124.393	-3306.276	866.947	-135.223	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-4929.955	424.052	0.000	-5380.859	424.052	0.000	
SVB02	-4927.960	421.970	0.000	-5378.864	421.970	0.000	
SVB03	-4927.080	422.571	0.000	-5377.984	422.571	0.000	
SVB04	-2855.372	296.347	43.133	-3306.276	51.223	85.882	
SVB05	-4929.955	405.181	21.567	-5380.859	282.619	42.941	
SVB06	-4927.960	403.099	21.567	-5378.864	280.537	42.941	
SVB07	-4927.080	403.700	21.567	-5377.984	281.138	42.941	
SVB08	-4929.955	424.052	0.000	-5380.859	424.052	0.000	
SVB09	-4929.955	424.052	0.000	-5380.859	424.052	0.000	
SVB10	-4927.960	421.970	0.000	-5378.864	421.970	0.000	
SVB11	-4927.960	421.970	0.000	-5378.864	421.970	0.000	
SVB12	-4927.080	422.571	0.000	-5377.984	422.571	0.000	
SVB13	-4927.080	422.571	0.000	-5377.984	422.571	0.000	
SVB14	-2855.372	296.347	43.133	-3306.276	51.223	85.882	
SVB15	-2855.372	296.347	43.133	-3306.276	51.223	85.882	
SVB16	-4929.955	405.181	21.567	-5380.859	282.619	42.941	
SVB17	-4929.955	405.181	21.567	-5380.859	282.619	42.941	
SVB18	-4927.960	403.099	21.567	-5378.864	280.537	42.941	
SVB19	-4927.960	403.099	21.567	-5378.864	280.537	42.941	
SVB20	-4927.080	403.700	21.567	-5377.984	281.138	42.941	
SVB21	-4927.080	403.700	21.567	-5377.984	281.138	42.941	
SVB22	-2855.372	1102.738	887.965	-3306.276	4476.171	887.965	
SVB23	-4929.955	424.052	0.000	-5380.859	424.052	0.000	
SVB24	-4927.960	421.970	0.000	-5378.864	421.970	0.000	
SVB25	-4927.080	422.571	0.000	-5377.984	422.571	0.000	
SVB26	-2855.372	296.347	43.133	-3306.276	51.223	85.882	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재16, 절점17)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-2485.879	1323.475	-2487.682	-1374.534	
SV002	-2588.321	1396.296	-2400.724	-1304.568	
SV003	-2388.333	1254.372	-2577.086	-1447.959	
SV004	-1830.250	896.604	-1980.876	-935.716	
SV005	-2427.740	1323.475	-2545.822	-1374.534	
SV006	-2530.181	1396.296	-2458.863	-1304.568	
SV007	-2330.194	1254.372	-2635.226	-1447.959	
SV008	-2485.879	1323.475	-2487.682	-1374.534	
SV009	-2485.879	1323.475	-2487.682	-1374.534	
SV010	-2588.321	1396.296	-2400.724	-1304.568	
SV011	-2588.321	1396.296	-2400.724	-1304.568	
SV012	-2388.333	1254.372	-2577.086	-1447.959	
SV013	-2388.333	1254.372	-2577.086	-1447.959	
SV014	-1830.250	896.604	-1980.876	-935.716	
SV015	-1830.250	896.604	-1980.876	-935.716	
SV016	-2427.740	1323.475	-2545.822	-1374.534	
SV017	-2427.740	1323.475	-2545.822	-1374.534	
SV018	-2530.181	1396.296	-2458.863	-1304.568	
SV019	-2530.181	1396.296	-2458.863	-1304.568	
SV020	-2330.194	1254.372	-2635.226	-1447.959	
SV021	-2330.194	1254.372	-2635.226	-1447.959	
SV022	-1886.178	896.604	-1924.948	-935.716	
SV023	-2485.879	1323.475	-2487.682	-1374.534	
SV024	-2588.321	1396.296	-2400.724	-1304.568	
SV025	-2388.333	1254.372	-2577.086	-1447.959	
SV026	-1830.250	896.604	-1980.876	-935.716	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점4)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-7.888	372.688	-817.676	789.254	-959.909	1245.737
SV002	-7.888	376.751	-825.526	833.989	-975.766	1318.558
SV003	-7.888	368.348	-809.291	750.160	-944.526	1176.634
SV004	10.755	342.861	-741.407	596.371	-830.472	818.866
SV005	11.492	372.688	-798.296	789.254	-921.150	1245.737
SV006	11.492	376.751	-806.146	833.989	-937.007	1318.558
SV007	11.492	368.348	-789.911	750.160	-905.767	1176.634
SV008	-7.888	372.688	-817.676	789.254	-959.909	1245.737
SV009	-7.888	372.688	-817.676	789.254	-959.909	1245.737
SV010	-7.888	376.751	-825.526	833.989	-975.766	1318.558
SV011	-7.888	376.751	-825.526	833.989	-975.766	1318.558
SV012	-7.888	368.348	-809.291	750.160	-944.526	1176.634
SV013	-7.888	368.348	-809.291	750.160	-944.526	1176.634
SV014	10.755	342.861	-741.407	596.371	-830.472	818.866
SV015	10.755	342.861	-741.407	596.371	-830.472	818.866
SV016	11.492	372.688	-798.296	789.254	-921.150	1245.737
SV017	11.492	372.688	-798.296	789.254	-921.150	1245.737
SV018	11.492	376.751	-806.146	833.989	-937.007	1318.558
SV019	11.492	376.751	-806.146	833.989	-937.007	1318.558
SV020	11.492	368.348	-789.911	750.160	-905.767	1176.634
SV021	11.492	368.348	-789.911	750.160	-905.767	1176.634
SV022	-7.888	342.861	-760.050	596.371	-867.757	818.866
SV023	-7.888	372.688	-817.676	789.254	-959.909	1245.737
SV024	-7.888	376.751	-825.526	833.989	-975.766	1318.558
SV025	-7.888	368.348	-809.291	750.160	-944.526	1176.634
SV026	10.755	342.861	-741.407	596.371	-830.472	818.866

구 분	S4(절점20)		S5(절점21)		S6(절점23)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-1136.776	-1301.637	-963.629	-961.205	-10.183	-388.321
SV002	-1120.483	-1231.671	-953.543	-926.531	-10.183	-383.543
SV003	-1152.021	-1375.062	-973.068	-993.644	-10.183	-392.792
SV004	-1073.176	-862.819	-929.510	-692.358	-28.826	-354.496
SV005	-1194.915	-1301.637	-1002.389	-961.205	-29.563	-388.321
SV006	-1178.622	-1231.671	-992.303	-926.531	-29.563	-383.543
SV007	-1210.160	-1375.062	-1011.827	-993.644	-29.563	-392.792
SV008	-1136.776	-1301.637	-963.629	-961.205	-10.183	-388.321
SV009	-1136.776	-1301.637	-963.629	-961.205	-10.183	-388.321
SV010	-1120.483	-1231.671	-953.543	-926.531	-10.183	-383.543
SV011	-1120.483	-1231.671	-953.543	-926.531	-10.183	-383.543
SV012	-1152.021	-1375.062	-973.068	-993.644	-10.183	-392.792
SV013	-1152.021	-1375.062	-973.068	-993.644	-10.183	-392.792
SV014	-1073.176	-862.819	-929.510	-692.358	-28.826	-354.496
SV015	-1073.176	-862.819	-929.510	-692.358	-28.826	-354.496
SV016	-1194.915	-1301.637	-1002.389	-961.205	-29.563	-388.321
SV017	-1194.915	-1301.637	-1002.389	-961.205	-29.563	-388.321
SV018	-1178.622	-1231.671	-992.303	-926.531	-29.563	-383.543
SV019	-1178.622	-1231.671	-992.303	-926.531	-29.563	-383.543
SV020	-1210.160	-1375.062	-1011.827	-993.644	-29.563	-392.792
SV021	-1210.160	-1375.062	-1011.827	-993.644	-29.563	-392.792
SV022	-1017.248	-862.819	-892.225	-692.358	-10.183	-354.496
SV023	-1136.776	-1301.637	-963.629	-961.205	-10.183	-388.321
SV024	-1120.483	-1231.671	-953.543	-926.531	-10.183	-383.543
SV025	-1152.021	-1375.062	-973.068	-993.644	-10.183	-392.792
SV026	-1073.176	-862.819	-929.510	-692.358	-28.826	-354.496

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 24 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-8172.338	-151.895	0.000	-8758.512	-151.895	0.000	
UL002	-8168.048	-1128.385	0.000	-8754.223	-1128.385	0.000	
UL003	-8166.156	821.307	0.000	-8752.331	821.307	0.000	
UL004	-3711.984	485.782	-161.711	-4298.158	1127.031	-175.789	
UL005	-6408.942	304.274	-118.724	-6995.116	768.798	-125.763	
UL006	-6406.349	-286.161	-118.724	-6992.523	178.363	-125.763	
UL007	-6405.205	892.722	-118.724	-6991.379	1357.246	-125.763	
UL008	-6408.942	-51.546	0.000	-6995.116	-51.546	0.000	
UL009	-6408.942	-51.546	0.000	-6995.116	-51.546	0.000	
UL010	-6406.349	-641.982	0.000	-6992.523	-641.982	0.000	
UL011	-6406.349	-641.982	0.000	-6992.523	-641.982	0.000	
UL012	-6405.205	536.902	0.000	-6991.379	536.902	0.000	
UL013	-6405.205	536.902	0.000	-6991.379	536.902	0.000	
UL014	-3569.216	467.098	-155.491	-4132.845	1083.684	-169.028	
UL015	-3569.216	467.098	-155.491	-4132.845	1083.684	-169.028	
UL016	-6162.444	292.572	-114.157	-6726.073	739.229	-120.926	
UL017	-6162.444	292.572	-114.157	-6726.073	739.229	-120.926	
UL018	-6159.951	-275.155	-114.157	-6723.580	171.503	-120.926	
UL019	-6159.951	-275.155	-114.157	-6723.580	171.503	-120.926	
UL020	-6158.851	858.387	-114.157	-6722.480	1305.044	-120.926	
UL021	-6158.851	858.387	-114.157	-6722.480	1305.044	-120.926	
UL022	-2855.372	1860.941	884.826	-3306.276	5095.132	884.826	
UL023	-6408.942	-51.546	0.000	-6995.116	-51.546	0.000	
UL024	-6406.349	-641.982	0.000	-6992.523	-641.982	0.000	
UL025	-6405.205	536.902	0.000	-6991.379	536.902	0.000	
UL026	-3426.447	448.414	-149.272	-3967.531	1040.336	-162.267	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 24 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-7315.726	-175.417	0.000	-7766.629	-175.417	0.000	
UE002	-7311.437	-1151.907	0.000	-7762.340	-1151.907	0.000	
UE003	-7309.545	797.785	0.000	-7760.448	797.785	0.000	
UE004	-2855.372	462.260	-161.711	-3306.276	1103.509	-175.789	
UE005	-5552.330	280.752	-118.724	-6003.234	745.276	-125.763	
UE006	-5549.737	-309.683	-118.724	-6000.640	154.841	-125.763	
UE007	-5548.593	869.200	-118.724	-5999.496	1333.724	-125.763	
UE008	-5552.330	-75.068	0.000	-6003.234	-75.068	0.000	
UE009	-5552.330	-75.068	0.000	-6003.234	-75.068	0.000	
UE010	-5549.737	-665.504	0.000	-6000.640	-665.504	0.000	
UE011	-5549.737	-665.504	0.000	-6000.640	-665.504	0.000	
UE012	-5548.593	513.380	0.000	-5999.496	513.380	0.000	
UE013	-5548.593	513.380	0.000	-5999.496	513.380	0.000	
UE014	-2712.604	443.576	-155.491	-3140.962	1060.162	-169.028	
UE015	-2712.604	443.576	-155.491	-3140.962	1060.162	-169.028	
UE016	-5305.833	269.050	-114.157	-5734.191	715.707	-120.926	
UE017	-5305.833	269.050	-114.157	-5734.191	715.707	-120.926	
UE018	-5303.339	-298.677	-114.157	-5731.697	147.981	-120.926	
UE019	-5303.339	-298.677	-114.157	-5731.697	147.981	-120.926	
UE020	-5302.239	834.865	-114.157	-5730.597	1281.522	-120.926	
UE021	-5302.239	834.865	-114.157	-5730.597	1281.522	-120.926	
UE022	-2855.372	672.585	884.826	-3306.276	1750.648	884.826	
UE023	-5552.330	-75.068	0.000	-6003.234	-75.068	0.000	
UE024	-5549.737	-665.504	0.000	-6000.640	-665.504	0.000	
UE025	-5548.593	513.380	0.000	-5999.496	513.380	0.000	
UE026	-2569.835	424.892	-149.272	-2975.648	1016.815	-162.267	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-8172.338	627.736	0.000	-8758.512	627.736	0.000	
ULB02	-8168.048	623.260	0.000	-8754.223	623.260	0.000	
ULB03	-8166.156	624.552	0.000	-8752.331	624.552	0.000	
ULB04	-3711.984	385.252	56.073	-4298.158	66.589	111.646	
ULB05	-6408.942	526.736	28.037	-6995.116	367.404	55.823	
ULB06	-6406.349	524.029	28.037	-6992.523	364.698	55.823	
ULB07	-6405.205	524.810	28.037	-6991.379	365.479	55.823	
ULB08	-6408.942	551.268	0.000	-6995.116	551.268	0.000	
ULB09	-6408.942	551.268	0.000	-6995.116	551.268	0.000	
ULB10	-6406.349	548.561	0.000	-6992.523	548.561	0.000	
ULB11	-6406.349	548.561	0.000	-6992.523	548.561	0.000	
ULB12	-6405.205	549.342	0.000	-6991.379	549.342	0.000	
ULB13	-6405.205	549.342	0.000	-6991.379	549.342	0.000	
ULB14	-3569.216	370.434	53.917	-4132.845	64.028	107.352	
ULB15	-3569.216	370.434	53.917	-4132.845	64.028	107.352	
ULB16	-6162.444	506.476	26.958	-6726.073	353.273	53.676	
ULB17	-6162.444	506.476	26.958	-6726.073	353.273	53.676	
ULB18	-6159.951	503.874	26.958	-6723.580	350.671	53.676	
ULB19	-6159.951	503.874	26.958	-6723.580	350.671	53.676	
ULB20	-6158.851	504.625	26.958	-6722.480	351.422	53.676	
ULB21	-6158.851	504.625	26.958	-6722.480	351.422	53.676	
ULB22	-2855.372	1102.738	887.965	-3306.276	4476.171	887.965	
ULB23	-6408.942	551.268	0.000	-6995.116	551.268	0.000	
ULB24	-6406.349	548.561	0.000	-6992.523	548.561	0.000	
ULB25	-6405.205	549.342	0.000	-6991.379	549.342	0.000	
ULB26	-3426.447	355.617	51.760	-3967.531	61.467	103.058	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-7315.726	527.509	0.000	-7766.629	527.509	0.000	
UEB02	-7311.437	523.033	0.000	-7762.340	523.033	0.000	
UEB03	-7309.545	524.325	0.000	-7760.448	524.325	0.000	
UEB04	-2855.372	285.025	56.073	-3306.276	-33.637	111.646	
UEB05	-5552.330	426.509	28.037	-6003.234	267.178	55.823	
UEB06	-5549.737	423.802	28.037	-6000.640	264.471	55.823	
UEB07	-5548.593	424.584	28.037	-5999.496	265.252	55.823	
UEB08	-5552.330	451.041	0.000	-6003.234	451.041	0.000	
UEB09	-5552.330	451.041	0.000	-6003.234	451.041	0.000	
UEB10	-5549.737	448.334	0.000	-6000.640	448.334	0.000	
UEB11	-5549.737	448.334	0.000	-6000.640	448.334	0.000	
UEB12	-5548.593	449.116	0.000	-5999.496	449.116	0.000	
UEB13	-5548.593	449.116	0.000	-5999.496	449.116	0.000	
UEB14	-2712.604	270.207	53.917	-3140.962	-36.198	107.352	
UEB15	-2712.604	270.207	53.917	-3140.962	-36.198	107.352	
UEB16	-5305.833	406.250	26.958	-5734.191	253.047	53.676	
UEB17	-5305.833	406.250	26.958	-5734.191	253.047	53.676	
UEB18	-5303.339	403.647	26.958	-5731.697	250.444	53.676	
UEB19	-5303.339	403.647	26.958	-5731.697	250.444	53.676	
UEB20	-5302.239	404.399	26.958	-5730.597	251.196	53.676	
UEB21	-5302.239	404.399	26.958	-5730.597	251.196	53.676	
UEB22	-2855.372	590.305	887.965	-3306.276	1714.783	887.965	
UEB23	-5552.330	451.041	0.000	-6003.234	451.041	0.000	
UEB24	-5549.737	448.334	0.000	-6000.640	448.334	0.000	
UEB25	-5548.593	449.116	0.000	-5999.496	449.116	0.000	
UEB26	-2569.835	255.390	51.760	-2975.648	-38.760	103.058	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재16, 절점17)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-3741.389	2083.358	-3712.311	-2159.889	
UL002	-3961.639	2239.923	-3525.350	-2009.462	
UL003	-3531.665	1934.787	-3904.530	-2317.753	
UL004	-2379.324	1165.586	-2575.139	-1216.430	
UL005	-3156.062	1720.518	-3309.568	-1786.894	
UL006	-3289.236	1815.185	-3196.522	-1695.938	
UL007	-3029.252	1630.684	-3425.793	-1882.346	
UL008	-3231.643	1720.518	-3233.987	-1786.894	
UL009	-3231.643	1720.518	-3233.987	-1786.894	
UL010	-3364.817	1815.185	-3120.941	-1695.938	
UL011	-3364.817	1815.185	-3120.941	-1695.938	
UL012	-3104.833	1630.684	-3350.212	-1882.346	
UL013	-3104.833	1630.684	-3350.212	-1882.346	
UL014	-2287.812	1120.755	-2476.095	-1169.644	
UL015	-2287.812	1120.755	-2476.095	-1169.644	
UL016	-3034.675	1654.344	-3182.277	-1718.167	
UL017	-3034.675	1654.344	-3182.277	-1718.167	
UL018	-3162.727	1745.370	-3073.579	-1630.709	
UL019	-3162.727	1745.370	-3073.579	-1630.709	
UL020	-2912.742	1567.965	-3294.032	-1809.948	
UL021	-2912.742	1567.965	-3294.032	-1809.948	
UL022	-1886.178	896.604	-1924.948	-935.716	
UL023	-3231.643	1720.518	-3233.987	-1786.894	
UL024	-3364.817	1815.185	-3120.941	-1695.938	
UL025	-3104.833	1630.684	-3350.212	-1882.346	
UL026	-2196.300	1075.925	-2377.051	-1122.859	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점4)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-10.254	509.848	-1111.960	1189.981	-1326.211	1982.299
UL002	-10.254	518.583	-1128.837	1286.161	-1360.304	2138.864
UL003	-10.254	500.517	-1093.933	1105.929	-1293.138	1833.728
UL004	13.982	445.720	-963.829	775.283	-1079.613	1064.526
UL005	14.940	484.495	-1037.785	1026.031	-1197.494	1619.459
UL006	14.940	489.777	-1047.989	1084.186	-1218.109	1714.126
UL007	14.940	478.853	-1026.884	975.208	-1177.497	1529.625
UL008	-10.254	484.495	-1062.979	1026.031	-1247.882	1619.459
UL009	-10.254	484.495	-1062.979	1026.031	-1247.882	1619.459
UL010	-10.254	489.777	-1073.183	1084.186	-1268.496	1714.126
UL011	-10.254	489.777	-1073.183	1084.186	-1268.496	1714.126
UL012	-10.254	478.853	-1052.078	975.208	-1227.884	1529.625
UL013	-10.254	478.853	-1052.078	975.208	-1227.884	1529.625
UL014	13.444	428.577	-926.759	745.464	-1038.090	1023.583
UL015	13.444	428.577	-926.759	745.464	-1038.090	1023.583
UL016	14.365	465.861	-997.870	986.568	-1151.437	1557.172
UL017	14.365	465.861	-997.870	986.568	-1151.437	1557.172
UL018	14.365	470.939	-1007.682	1042.487	-1171.259	1648.198
UL019	14.365	470.939	-1007.682	1042.487	-1171.259	1648.198
UL020	14.365	460.436	-987.389	937.700	-1132.209	1470.793
UL021	14.365	460.436	-987.389	937.700	-1132.209	1470.793
UL022	-7.888	342.861	-760.050	596.371	-867.757	818.866
UL023	-10.254	484.495	-1062.979	1026.031	-1247.882	1619.459
UL024	-10.254	489.777	-1073.183	1084.186	-1268.496	1714.126
UL025	-10.254	478.853	-1052.078	975.208	-1227.884	1529.625
UL026	12.906	411.434	-889.689	715.645	-996.566	982.640

구 분	S4(절점20)		S5(절점21)		S6(절점23)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-1579.407	-2065.124	-1313.412	-1478.086	-13.238	-533.569
UL002	-1544.377	-1914.697	-1291.726	-1403.537	-13.238	-523.296
UL003	-1612.184	-2222.988	-1333.704	-1547.830	-13.238	-543.182
UL004	-1395.129	-1121.665	-1208.364	-900.065	-37.473	-460.845
UL005	-1553.390	-1692.129	-1303.106	-1249.566	-38.431	-504.818
UL006	-1532.209	-1601.173	-1289.993	-1204.490	-38.431	-498.607
UL007	-1573.208	-1787.581	-1315.375	-1291.737	-38.431	-510.630
UL008	-1477.808	-1692.129	-1252.718	-1249.566	-13.238	-504.818
UL009	-1477.808	-1692.129	-1252.718	-1249.566	-13.238	-504.818
UL010	-1456.628	-1601.173	-1239.606	-1204.490	-13.238	-498.607
UL011	-1456.628	-1601.173	-1239.606	-1204.490	-13.238	-498.607
UL012	-1497.627	-1787.581	-1264.988	-1291.737	-13.238	-510.630
UL013	-1497.627	-1787.581	-1264.988	-1291.737	-13.238	-510.630
UL014	-1341.470	-1078.524	-1161.888	-865.447	-36.032	-443.121
UL015	-1341.470	-1078.524	-1161.888	-865.447	-36.032	-443.121
UL016	-1493.644	-1627.047	-1252.986	-1201.506	-36.953	-485.402
UL017	-1493.644	-1627.047	-1252.986	-1201.506	-36.953	-485.402
UL018	-1473.278	-1539.589	-1240.378	-1158.164	-36.953	-479.429
UL019	-1473.278	-1539.589	-1240.378	-1158.164	-36.953	-479.429
UL020	-1512.700	-1718.828	-1264.784	-1242.055	-36.953	-490.991
UL021	-1512.700	-1718.828	-1264.784	-1242.055	-36.953	-490.991
UL022	-1017.248	-862.819	-892.225	-692.358	-10.183	-354.496
UL023	-1477.808	-1692.129	-1252.718	-1249.566	-13.238	-504.818
UL024	-1456.628	-1601.173	-1239.606	-1204.490	-13.238	-498.607
UL025	-1497.627	-1787.581	-1264.988	-1291.737	-13.238	-510.630
UL026	-1287.811	-1035.383	-1115.413	-830.830	-34.591	-425.396

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 9)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

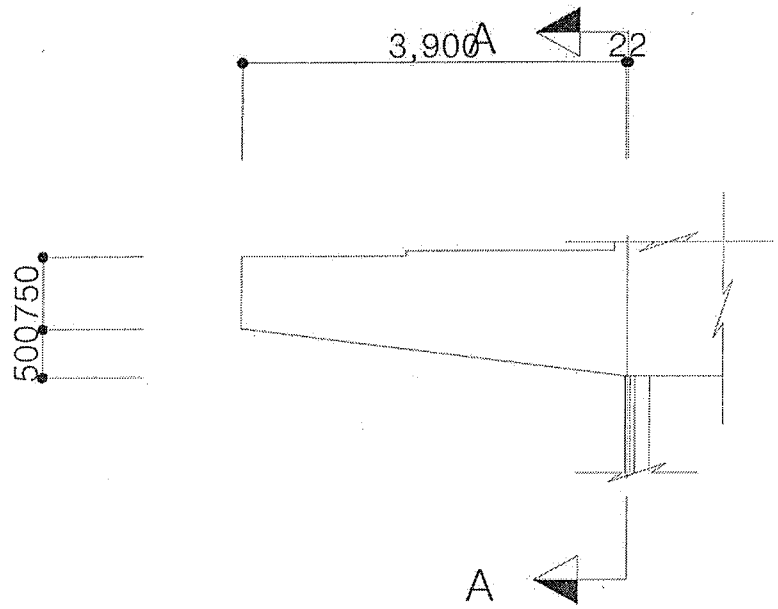
① 기둥의 단면적

$A = 4.000 \times 1.200 - ((4-\pi) \times 0.250^2 = 4.746\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = 4.746 / 1.200 = 3.956\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.022m(= 2.000 - 3.956/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 2239.923 kN - "ULO-02"

Mu = 3961.639 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 3961.639 / 2239.923 = 1.769 m

d = 1.250 - 0.100 = 1.150 m

a/d = 1.769 / 1.150 = 1.538 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 40 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.77, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2100.00	1250.00	1150.00	100.00	3961.64	2239.92

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 13501.400 x 400.00 = 5400560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 40.00 x a x 2100.000 = 71400.000 x a

T = C 이므로, a = 75.638 mm, c = 75.638 / β1 = 75.638 / 0.77 = 98.744 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1150.00 - 98.744) / 98.744 = 0.03194

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 10395.282 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.299]

1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00395 , ρmin = 0.00395 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02789

ρuse = As / bd = 0.00559

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 75.638 mm

ΦMn = 0.85 x 13501.400 x 400 x (1150.00 - a/2) = 5105.440 kN.m

≥ Mu (= 3961.639 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.289]

* 전단에 대한 검토 (d = 1150.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 2100.00 x 1150.00 = 2036.507 kN

< Vu (= 2239.923 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2239.923-2036.507) x 200.00 / (400x1150.00xΦ) x 1000 = 110.552 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √40.0 x 2100.0 x 200.0 / 400.0 = 415.049 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2100.0 x 200.0 / 400.0 = 367.500 mm²

Av_min = 415.049 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1191.600 mm² (H16-6.0 EA, C.T.C 200 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1191.600 x 400.0 x 1150.00 / 200.00 x 1000 = 2740.680 kN

Vs_Max = 2√40.0 / 3 x 2100.00 x 1150.00 / 1000 = 10182.534 kN ≥ 2740.680 kN ∴ O.K

s = 200.000 ≤ 575.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (2545.634 + 2740.680) = 4229.051 kN ≥ 2239.923 kN ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 2 < 2d(=2.300) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 0.884 m (< d = 1.150 m) L 위험단면 위치

- Vu = 2164.004 kN - "ULO-02

부재번호 : 5 (I단 : 절점5, J단 : 절점6) 부재길이(L) : 0.876 m

Vui = 2138.864 kN (I단), Vuj = 2211.147 kN (J단)

검토위치(Lc) = 3.038 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 2138.864 + (2211.147 - 2138.864)/0.876 x (3.038 - 2.733)

= 2164.004 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2100.00	3537.30	1150.00	2164.00	40.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √40 / 6 x 2100.00 x 1150.00

= 10182.534 kN ≥ Vu(= 2164.004 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 2100.00 x 1150.00 = 2036.507 kN

< Vu (= 2164.004 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H16 - 6.0 EA (=1191.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1050.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H16 - 6.0 EA (=1191.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=630.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 2740.680 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (2740.680 + 2545.634)

= 4229.051 kN ≥ Vu(= 2164.004 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 0.750 x 3.922 x 2.100 x 25.000 x 0.154 = 23.782 kN

w2 = 0.500 x (3.922-0.022) / 2 x 2.100 x 25.000 x (= 7.883 kN

w3 = 0.500 x (3.922-3.900) x 2.100 x 25.000 x 0.15 = 0.089 kN

Vc = 23.782 + 7.883 + 0.089 = 31.754 kN

Mc = 23.782 x 1.961 + 7.883 x 1.322 + 0.089 x 0.01 = 57.059 kN.m

Vu = 129.110 x sin 76.16 + 124.299 x cos 76.16 +
129.219 x sin 76.16 + 124.616 x cos 76.16 +
36.386 x sin 76.16 + 36.721 x cos 76.16 +
31.754(Vc)
= 386.229 kN

Mu = 129.110 x sin 76.16 x 3.300 + 124.299 x cos 76.16 x 3.300 +
129.219 x sin 76.16 x 1.189 + 124.616 x cos 76.16 x 1.189 +
36.386 x sin 76.16 x 1.368 + 36.721 x cos 76.16 x 1.368 +
57.059(Mc)
= 813.847 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 40 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.77, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1250.00	2100.00	2000.00	100.00	813.85	386.23

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2581.400 x 400.00 = 1032560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 40.00 x a x 1250.000 = 42500.000 x a

T = C 이므로, a = 24.296 mm, c = 24.296 / β1 = 24.296 / 0.77 = 31.717 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2000.00 - 31.717) / 31.717 = 0.18617

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1200.223 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2581.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.151]
  1단 : H16 - 5.0 EA, H32 - 2.0 EA (= 2581.4 mm²)

* 철근비 검토
  ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
  0.25 √fck / fy = 0.00395 , ρmin = 0.00395 적용
  ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02789
  ρuse = As / bd = 0.00103
  ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토
  a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 24.296 mm
  ΦMn = 0.85 x 2581.400 x 400 x (2000.00 - a/2) = 1744.690 kN.m
  ≥ Mu (= 813.847 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.144]

* 전단에 대한 검토 (d = 2000.00 mm)
  ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
  = 0.80 x 1/6 x √40 x 1250.00 x 2000.00 = 2108.185 kN
  ΦVc/2 ≥ Vu (= 386.229 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2588.321 x 1000000 / [13501.400 x (1150.000 - 261.777/3)]
= 180.390 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x13501.400/2100.0 + 6x13501.400/2100.0 x √[(1 + 2x2100.0x1150.0/(6x13501.400)]
= 261.777 mm

사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 180.39) - 2.5 x 84.00 = 226.55 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 180.39) = 349.24 mm
Sa는 작은 값인 226.55 mm 를 적용
S = 2100.00 / 17.0 EA = 123.53 ≤ Sa (= 226.55 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 813.847 x 1000000 / [2581.400 x (2000.000 - 210.581/3)]
= 163.370 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x2581.400/1250.0 + 6x2581.400/1250.0 x √[(1 + 2x1250.0x2000.0/(6x2581.400)]
= 210.581 mm

사용철근량 = 2581.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 5.0 EA, H32 - 2.0 EA (= 2581.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 163.37) - 2.5 x 84.00 = 272.03 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 163.37) = 385.63 mm
Sa는 작은 값인 272.03 mm 를 적용
S = 1250.00 / 7.0 EA = 178.57 ≤ Sa (= 272.03 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 17)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

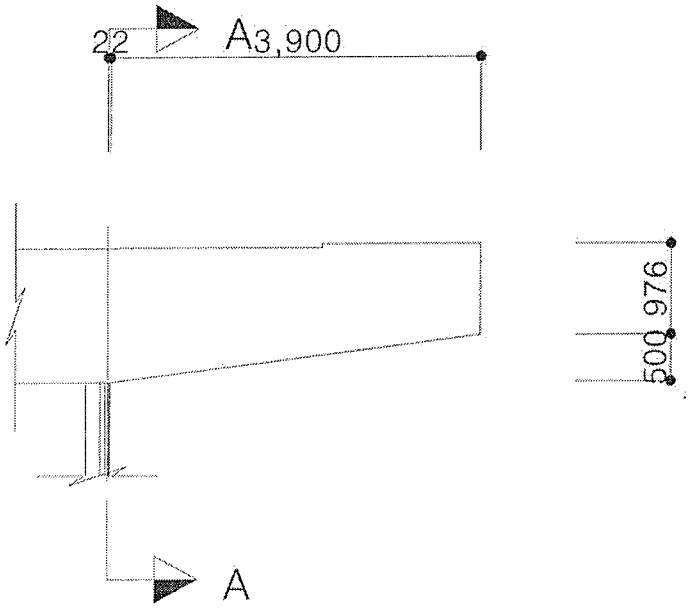
① 기둥의 단면적

$A = 4.000 \times 1.200 - ((4-\pi) \times 0.250^2 = 4.746\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = 4.746 / 1.200 = 3.956\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.022m(= 2.000 - 3.956/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 2317.753 kN - "ULO-03"

Mu = 3904.530 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 3904.530 / 2317.753 = 1.685 m

d = 1.250 - 0.100 = 1.150 m

a/d = 1.685 / 1.150 = 1.465 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 40 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.77, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2100.00	1250.00	1150.00	100.00	3904.53	2317.75

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 13501.400 x 400.00 = 5400560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 40.00 x a x 2100.000 = 71400.000 x a

T = C 이므로, a = 75.638 mm, c = 75.638 / β1 = 75.638 / 0.77 = 98.744 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1150.00 - 98.744) / 98.744 = 0.03194

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 10241.492 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.318]

1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00395 , ρmin = 0.00395 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02789

ρuse = As / bd = 0.00559

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 75.638 mm

ΦMn = 0.85 x 13501.400 x 400 x (1150.00 - a/2) = 5105.440 kN.m

≥ Mu (= 3904.530 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.308]

* 전단에 대한 검토 (d = 1150.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 2100.00 x 1150.00 = 2036.507 kN

< Vu (= 2317.753 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2317.753-2036.507) x 200.00 / (400x1150.00xΦ) x 1000 = 152.851 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √40.0 x 2100.0 x 200.0 / 400.0 = 415.049 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2100.0 x 200.0 / 400.0 = 367.500 mm²

Av_min = 415.049 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1191.600 mm² (H16-6.0 EA, C.T.C 200 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1191.600 x 400.0 x 1150.00 / 200.00 x 1000 = 2740.680 kN

Vs_Max = 2√40.0 / 3 x 2100.00 x 1150.00 / 1000 = 10182.534 kN ≥ 2740.680 kN ∴ O.K

s = 200.000 ≤ 575.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (2545.634 + 2740.680) = 4229.051 kN ≥ 2317.753 kN ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 2 < 2d(=2.300) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 0.842 m (< d = 1.150 m) L 위험단면 위치

- Vu = 2238.627 kN - "ULO-03

부재번호 : 19 (I단 : 절점19, J단 : 절점20) 부재길이(L) : 0.877 m

Vui = -2304.780 kN (I단), Vuj = -2222.988 kN (J단)

검토위치(Lc) = 8.720 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -2304.780 + (-2222.988 - -2304.780)/0.877 x (8.720 - 8.011)

= -2238.627 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2100.00	3369.24	1150.00	2238.63	40.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √40 / 6 x 2100.00 x 1150.00

= 10182.534 kN ≥ Vu(= 2238.627 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 2100.00 x 1150.00 = 2036.507 kN

< Vu (= 2238.627 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H16 - 6.0 EA (=1191.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1050.000 mm²) ∴ O.K

⑥ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H16 - 6.0 EA (=1191.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=630.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 2740.680 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (2740.680 + 2545.634)

= 4229.051 kN ≥ Vu(= 2238.627 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 0.750 x 3.922 x 2.100 x 25.000 x 0.154 = 23.782 kN

w2 = 0.500 x (3.922-0.022) / 2 x 2.100 x 25.000 x (= 7.883 kN

w3 = 0.500 x (3.922-3.900) x 2.100 x 25.000 x 0.15 = 0.089 kN

Vc = 23.782 + 7.883 + 0.089 = 31.754 kN

Mc = 23.782 x 1.961 + 7.883 x 1.322 + 0.089 x 0.01 = 57.059 kN.m

Vu = 129.525 x sin 76.16 + 124.840 x cos 76.16 +
129.654 x sin 76.16 + 124.529 x cos 76.16 +
36.458 x sin 76.16 + 36.766 x cos 76.16 +
31.754(Vc)
= 387.244 kN

Mu = 129.525 x sin 76.16 x 1.189 + 124.840 x cos 76.16 x 1.189 +
129.654 x sin 76.16 x 3.300 + 124.529 x cos 76.16 x 3.300 +
36.458 x sin 76.16 x 1.010 + 36.766 x cos 76.16 x 1.010 +
57.059(Mc)
= 800.445 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 40 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.77, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1250.00	2100.00	2000.00	100.00	800.45	387.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2581.400 x 400.00 = 1032560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 40.00 x a x 1250.000 = 42500.000 x a

T = C 이므로, a = 24.296 mm, c = 24.296 / β1 = 24.296 / 0.77 = 31.717 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2000.00 - 31.717) / 31.717 = 0.18617

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1180.403 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2581.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.187]
  1단 : H16 - 5.0 EA, H32 - 2.0 EA (= 2581.4 mm²)

* 철근비 검토
  ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
  0.25 √fck / fy = 0.00395 , ρmin = 0.00395 적용
  ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02789
  ρuse = As / bd = 0.00103
  ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토
  a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 24.296 mm
  ΦMn = 0.85 x 2581.400 x 400 x (2000.00 - a/2) = 1744.690 kN.m
  ≥ Mu (= 800.445 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.180]

* 전단에 대한 검토 (d = 2000.00 mm)
  ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
  = 0.80 x 1/6 x √40 x 1250.00 x 2000.00 = 2108.185 kN
  ΦVc/2 ≥ Vu (= 387.244 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2635.226 x 1000000 / [13501.400 x (1150.000 - 261.777/3)]
= 183.659 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x13501.400/2100.0 + 6x13501.400/2100.0 x √[(1 + 2x2100.0x1150.0/(6x13501.400)]
= 261.777 mm
사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 183.66) - 2.5 x 84.00 = 218.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 183.66) = 343.03 mm
Sa는 작은 값인 218.78 mm 를 적용
S = 2100.00 / 17.0 EA = 123.53 ≤ Sa (= 218.78 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 800.445 x 1000000 / [2581.400 x (2000.000 - 210.581/3)]
= 160.680 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x2581.400/1250.0 + 6x2581.400/1250.0 x √[(1 + 2x1250.0x2000.0/(6x2581.400)]
= 210.581 mm

사용철근량 = 2581.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 5.0 EA, H32 - 2.0 EA (= 2581.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 160.68) - 2.5 x 84.00 = 280.10 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 160.68) = 392.08 mm
Sa는 작은 값인 280.10 mm 를 적용
S = 1250.00 / 7.0 EA = 178.57 ≤ Sa (= 280.10 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-02(절점 2)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 40 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.77, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2100.00	829.74	729.74	100.00	10.25	518.58

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 13501.400 x 400.00 = 5400560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 40.00 x a x 2100.000 = 71400.000 x a

T = C 이므로, a = 75.638 mm, c = 75.638 / β1 = 75.638 / 0.77 = 98.744 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (729.74 - 98.744) / 98.744 = 0.01917

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 41.334 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 326.641]

1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00395 , ρmin = 0.00395 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02789

ρuse = As / bd = 0.00881

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 75.638 mm

ΦMn = 0.85 x 13501.400 x 400 x (729.74 - a/2) = 3176.263 kN.m

≥ Mu (= 10.254 kN.m) ∴ O.K [안전률 309.762]

* 전단에 대한 검토 (d = 729.74 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 2100.00 x 729.74 = 1292.285 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 518.583 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11.492 x 1000000 / [13501.400 x (729.744 - 201.817/3)]
= 1.285 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x13501.400/2100.0 + 6x13501.400/2100.0 x √[(1 + 2x2100.0x729.7/(6x13501.400)]
= 201.817 mm

사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 1.28) - 2.5 x 84.00 = 61080.51 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 1.28) = 49032.40 mm

Sa는 작은 값인 49032.40 mm 를 적용

S = 2100.00 / 17.0 EA = 123.53 ≤ Sa (= 49032.40 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침7) : UL0-02(절점 4)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 40 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.77, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1050.00	1279.84	1179.84	100.00	1128.84	1286.16

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 40.00 x a x 1050.000 = 35700.000 x a

T = C 이므로, a = 71.189 mm, c = 71.189 / β1 = 71.189 / 0.77 = 92.936 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1179.84 - 92.936) / 92.936 = 0.03509

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2852.671 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.227]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00395 , ρmin = 0.00395 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02789

ρuse = As / bd = 0.00513

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.189 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1179.84 - a/2) = 2471.829 kN.m

≥ Mu (= 1128.837 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.190]

* 전단에 대한 검토 (d = 1179.84 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 1050.00 x 1179.84 = 1044.676 kN

< Vu (= 1286.161 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1286.161-1044.676) x 200.00 / (400x1179.84xΦ) x 1000 = 127.923 ㎟

Av_min1 = 0.0625 x √40.0 x 1050.0 x 200.0 / 400.0 = 207.524 ㎟

Av_min2 = 0.35 x 1050.0 x 200.0 / 400.0 = 183.750 ㎟

Av_min = 207.524 ㎟ (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1191.600 ㎟ (H16-6.0 EA, C.T.C 200 ㎜) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1191.600 x 400.0 x 1179.84 / 200.00 x 1000 = 2811.797 kN

Vs_Max = 2√40.0 / 3 x 1050.00 x 1179.84 / 1000 = 5223.378 kN ≥ 2811.797 kN ∴ O.K

s = 200.000 ≤ 294.960 (d/4, 300 ㎜) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (1305.845 + 2811.797) = 3294.113 kN ≥ 1286.161 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 825.526 x 1000000 / [6353.600 x (1179.841 - 258.633/3)]

= 118.807 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -6x6353.600/1050.0 + 6x6353.600/1050.0 x √[(1 + 2x1050.0x1179.8/(6x6353.600)]

= 258.633 ㎜

사용철근량 = 6353.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 118.81) - 2.5 x 84.00 = 452.84 ㎜

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 118.81) = 530.27 ㎜

Sa는 작은 값인 452.84 ㎜ 를 적용

S = 1050.00 / 8.0 EA = 131.25 ≤ Sa (= 452.84 ㎜) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침2) : UL0-02(절점 5)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 40 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.77, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2100.00	1152.82	1052.82	100.00	1360.30	2138.86

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 13501.400 x 400.00 = 5400560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 40.00 x a x 2100.000 = 71400.000 x a

T = C 이므로, a = 75.638 mm, c = 75.638 / β1 = 75.638 / 0.77 = 98.744 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1052.82 - 98.744) / 98.744 = 0.02899

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3839.398 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.517]

1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00395 , ρmin = 0.00395 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02789

ρuse = As / bd = 0.00611

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 75.638 mm

ΦMn = 0.85 x 13501.400 x 400 x (1052.82 - a/2) = 4659.327 kN.m

≥ Mu (= 1360.304 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.425]

* 전단에 대한 검토 (d = 1052.82 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 2100.00 x 1052.82 = 1864.409 kN

< Vu (= 2138.864 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2138.864-1864.409) x 200.00 / (400x1052.82xΦ) x 1000 = 162.929 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √40.0 x 2100.0 x 200.0 / 400.0 = 415.049 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2100.0 x 200.0 / 400.0 = 367.500 mm²

Av_min = 415.049 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1191.600 mm² (H16-6.0 EA, C.T.C 200 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1191.600 x 400.0 x 1052.82 / 200.00 x 1000 = 2509.075 kN

Vs_Max = 2√40.0 / 3 x 2100.00 x 1052.82 / 1000 = 9322.045 kN ≥ 2509.075 kN ∴ O.K

s = 200.000 ≤ 526.409 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (2330.511 + 2509.075) = 3871.669 kN ≥ 2138.864 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 975.766 x 1000000 / [13501.400 x (1052.818 - 249.025/3)]

= 74.521 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -6x13501.400/2100.0 + 6x13501.400/2100.0 x √[(1 + 2x2100.0x1052.8/(6x13501.400)]

= 249.025 mm

사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 74.52) - 2.5 x 84.00 = 846.74 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 74.52) = 845.40 mm

Sa는 작은 값인 845.40 mm 를 적용

S = 2100.00 / 17.0 EA = 123.53 ≤ Sa (= 845.40 mm) ∴ O.K

4) 받침위치4(교량받침10) : UL0-03(절점 20)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 40 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.77, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1050.00	1465.29	1365.29	100.00	1612.18	2222.99

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 40.00 x a x 1050.000 = 35700.000 x a

T = C 이므로, a = 71.189 mm, c = 71.189 / β1 = 71.189 / 0.77 = 92.936 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1365.29 - 92.936) / 92.936 = 0.04107

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3524.018 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.803]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00395 , ρmin = 0.00395 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02789

ρuse = As / bd = 0.00443

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.189 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1365.29 - a/2) = 2872.430 kN.m

≥ Mu (= 1612.184 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.782]

* 전단에 대한 검토 (d = 1365.29 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 1050.00 x 1365.29 = 1208.875 kN

< Vu (= 2222.988 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2222.988-1208.875) x 200.00 / (400x1365.29xΦ) x 1000 = 464.240 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √40.0 x 1050.0 x 200.0 / 400.0 = 207.524 mm²

Av_min2 = 0.35 x 1050.0 x 200.0 / 400.0 = 183.750 mm²

Av_min = 207.524 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1191.600 mm² (H16-6.0 EA, C.T.C 200 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1191.600 x 400.0 x 1365.29 / 200.00 x 1000 = 3253.748 kN

Vs_Max = 2√40.0 / 3 x 1050.00 x 1365.29 / 1000 = 6044.376 kN ≥ 3253.748 kN ∴ O.K

s = 200.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘,설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (1511.094 + 3253.748) = 3811.874 kN ≥ 2222.988 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1210.160 x 1000000 / [6353.600 x (1365.285 - 280.640/3)]

= 149.770 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -6x6353.600/1050.0 + 6x6353.600/1050.0 x √[(1 + 2x1050.0x1365.3/(6x6353.600)]

= 280.640 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 149.77) - 2.5 x 84.00 = 315.81 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 149.77) = 420.64 mm

Sa는 작은 값인 315.81 mm 를 적용

S = 1050.00 / 8.0 EA = 131.25 ≤ Sa (= 315.81 mm) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침5) : UL0-03(절점 21)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 40 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.77, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2100.00	1288.58	1188.58	100.00	1333.70	1547.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 13501.400 x 400.00 = 5400560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 40.00 x a x 2100.000 = 71400.000 x a

T = C 이므로, a = 75.638 mm, c = 75.638 / β1 = 75.638 / 0.77 = 98.744 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1188.58 - 98.744) / 98.744 = 0.03311

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3326.379 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.059]

1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00395 , ρmin = 0.00395 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02789

ρuse = As / bd = 0.00541

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 75.638 mm

ΦMn = 0.85 x 13501.400 x 400 x (1188.58 - a/2) = 5282.520 kN.m

≥ Mu (= 1333.704 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.961]

* 전단에 대한 검토 (d = 1188.58 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 2100.00 x 1188.58 = 2104.819 kN

ΦVc/2 < Vu (= 1547.830 kN) , 최소 전단철근 보강.

Av_req1 = 0.0625 x √40.0 x 2100.0 x 200.0 / 400.0 = 415.049 mm²

Av_req2 = 0.35 x 2100.0 x 200.0 / 400.0 = 367.500 mm²

Av_req = 415.049 mm² (Av_req1,Av_req2중 큰 값을 사용)

Av_use = H16 - 6.0 EA = 1191.600 mm² ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1011.827 x 1000000 / [13501.400 x (1188.576 - 266.691/3)]

= 68.149 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -6x13501.400/2100.0 + 6x13501.400/2100.0 x √[(1 + 2x2100.0x1188.6/(6x13501.400)]

= 266.691 mm

사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 68.15) - 2.5 x 84.00 = 945.55 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 68.15) = 924.44 mm

Sa는 작은 값인 924.44 mm 를 적용

S = 2100.00 / 17.0 EA = 123.53 ≤ Sa (= 924.44 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침6) : ULO-03(절점 23)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 40 MPa, fy = 400 MPa. k1 = 0.77, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2100.00	1056.01	956.01	100.00	13.24	543.18

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 13501.400 x 400.00 = 5400560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 40.00 x a x 2100.000 = 71400.000 x a

T = C 이므로, a = 75.638 mm, c = 75.638 / β1 = 75.638 / 0.77 = 98.744 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (956.01 - 98.744) / 98.744 = 0.02604

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 40.731 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 331.480]

1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00395 , ρmin = 0.00395 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02789

ρuse = As / bd = 0.00673

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 75.638 mm

ΦMn = 0.85 x 13501.400 x 400 x (956.01 - a/2) = 4214.922 kN.m

≥ Mu (= 13.238 kN.m) ∴ O.K [안전률 318.405]

* 전단에 대한 검토 (d = 956.01 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √40 x 2100.00 x 956.01 = 1692.970 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 543.182 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 29.563 x 1000000 / [13501.400 x (956.008 - 235.733/3)]

= 2.495 MPa

$X = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -6x13501.400/2100.0 + 6x13501.400/2100.0 \times \sqrt{[(1 + 2x2100.0x956.0/(6x13501.400)]}$

$= 235.733$ mm

사용철근량 = 13501.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H32 - 17.0 EA (= 13501.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 2.50) - 2.5 x 84.00 = 31347.27 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 2.50) = 25245.82 mm

Sa는 작은 값인 25245.82 mm 를 적용

S = 2100.00 / 17.0 EA = 123.53 ≤ Sa (= 25245.82 mm) ∴ O.K

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-4298.159	-8758.512	151.895	151.895	0.000	-0.00001	축력최대
UL007	-4298.159	-6991.379	892.722	1357.246	-125.763	0.00006	모멘트최대
UL022	-3306.276	-3306.276	1860.941	5095.132	884.826	0.00038	탄성설계
UL022	-3306.276	-3306.276	672.585	1750.648	884.826	0.00038	소성설계
UE026	-2975.648	-2975.648	424.892	1016.815	-162.267	0.00004	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.000)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.011	0.060	O.K	118224.54	8758.512	151.895	13.498	O.K
모멘트최대	0.010	0.011	0.060	O.K	118224.54	6991.379	1357.246	16.910	O.K
탄성설계	0.010	0.011	0.060	O.K	63890.91	3306.276	5095.132	19.324	O.K
편심최대	0.010	0.011	0.060	O.K	118224.54	2975.648	1016.815	39.731	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 24, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	3900.000	8758.512	151.895	17.343

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 8758.512 x -0.00001 / (-0.000 x 4.675)

= 0.000 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.675 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 3.800 / 1.143

= 3.326 ≤ 22.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=151.895 , M2=151.895)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 1.000) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 3.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 2127.273 mm, ab = k1 x cb = 1629.491 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1928627.082 = 65573.321 kN, ∑Csi = 7768.449 kN, ∑Tsi = 7127.556 kN

Pb = 65573.321 + 7768.449 - 7127.556 = 66214.214 kN

Mb = Cc x -464.745 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 98785.733 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 1491.911 mm, e = Mu/Pu = 17.343 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 9878.540 mm, a = k1 x c = 7566.962 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 4698834.024 = 159760.357 kN

∑Csi = 21048.209 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 159760.357 + 21048.209 - 0.000 = 180808.566 kN

Mn = Cc x 3783.481 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3136.432 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=17.347) | = 0.0041 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 4000.00 - 100.00 = 3900.000 mm

c = 9878.540 mm, a = k1 x c = 7566.962 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (3900.00-9878.54) / 9878.54 = -0.00182

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN < Pn = 180808.566 kN

ΦPn = 0.80 x 147780.672 = 118224.537 kN ≥ Pu = 8758.512 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.017 = 2050.317 kN.m ≥ Mu = 151.895 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 24, UL007)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	3900.000	6991.379	1357.246	194.131

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 6991.379 x 0.00006 / (-125.763 x 4.675)

= 0.001 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.675 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 3.800 / 1.143

= 3.326 ≤ 26.107 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=892.722 , M2=1357.246)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.658) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 3.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 2127.273 mm, ab = k1 x cb = 1629.491 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1928627.082 = 65573.321 kN, ∑Csi = 7768.449 kN, ∑Tsi = 7127.556 kN

Pb = 65573.321 + 7768.449 - 7127.556 = 66214.214 kN

Mb = Cc x -464.745 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 98785.733 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 1491.911 mm, e = Mu/Pu = 194.131 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 4786.852 mm, a = k1 x c = 3666.729 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 4373462.075 = 148697.711 kN

∑Csi = 15294.370 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 148697.711 + 15294.370 - 0.000 = 163992.081 kN

Mn = Cc x 1989.188 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 31835.264 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=194.127)| = 0.0045 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉰ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 4000.00 - 100.00 = 3900.000 mm

c = 4786.852 mm, a = k1 x c = 3666.729 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (3900.00-4786.85) / 4786.85 = -0.00056

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㉱ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN < Pn = 163992.081 kN

ΦPn = 0.80 x 147780.672 = 118224.537 kN ≥ Pu = 6991.379 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.194 = 22951.092 kN.m ≥ Mu = 1357.246 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 24, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=1.00, Θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	3900.000	3306.276	5095.132	1541.048

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 3306.276 x 0.00038 / (884.826 x 4.675)

= 0.000 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.675 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 3.800 / 1.143

= 3.326 ≤ 29.617 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=1860.941 , M2=5095.132)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.365) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 3.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 2127.273 mm, ab = k1 x cb = 1629.491 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1928627.082 = 65573.321 kN, ∑Csi = 7768.449 kN, ∑Tsi = 7127.556 kN

Pb = 65573.321 + 7768.449 - 7127.556 = 66214.214 kN

Mb = Cc x -464.745 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 98785.733 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1491.911 mm, e = Mu/Pu = 1541.048 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2071.946 mm, a = k1 x c = 1587.110 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 1877767.970 = 63844.111 kN

∑Csi = 7592.018 kN, ∑Tsi = 7545.222 kN

Pn = 63844.111 + 7592.018 - 7545.222 = 63890.907 kN

Mn = Cc x 1989.488 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 98458.832 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1541.046) | = 0.0024 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN ≥ Pn = 63890.907 kN

ΦPn = 1.00 x 63890.907 = 63890.907 kN ≥ Pu = 3306.276 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.541 = 98458.983 kN.m ≥ Mu = 5095.132 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 24, UE026)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	3900.000	2975.648	1016.815	341.712

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 2975.648 x 0.00004 / (-162.267 x 4.675)

= 0.000 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.675 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 3.800 / 1.143

= 3.326 ≤ 28.986 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=424.892 , M2=1016.815)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.418) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 3.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 2127.273 mm, ab = k1 x cb = 1629.491 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1928627.082 = 65573.321 kN, ∑Csi = 7768.449 kN, ∑Tsi = 7127.556 kN

Pb = 65573.321 + 7768.449 - 7127.556 = 66214.214 kN

Mb = Cc x -464.745 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 98785.733 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 1491.911 mm, e = Mu/Pu = 341.712 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 4389.330 mm, a = k1 x c = 3362.227 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 4008033.856 = 136273.151 kN

∑Csi = 14330.633 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 136273.151 + 14330.633 - 0.000 = 150603.784 kN

Mn = Cc x 1989.202 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 51462.908 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=341.711) | = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 4000.00 - 100.00 = 3900.000 mm

c = 4389.330 mm, a = k1 x c = 3362.227 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (3900.00-4389.33) / 4389.33 = -0.00033

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

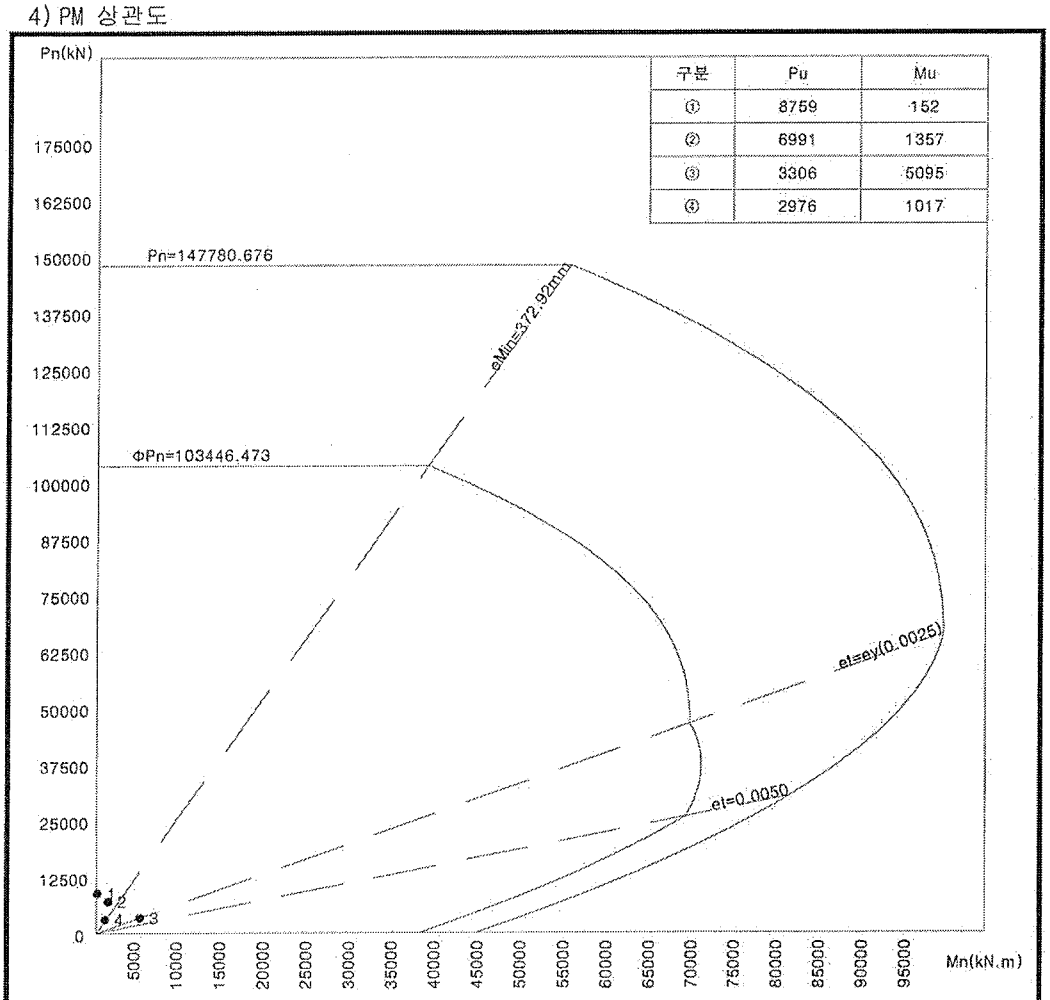
㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN < Pn = 150603.784 kN

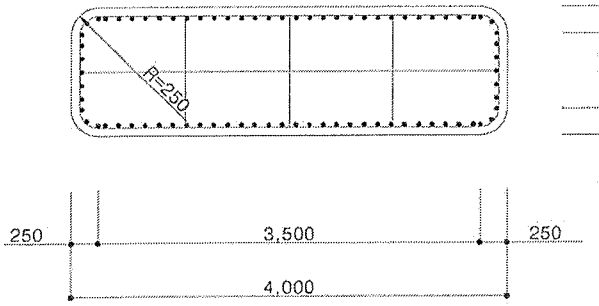
ΦPn = 0.80 x 147780.672 = 118224.537 kN ≥ Pu = 2975.648 kN ∴ O.K

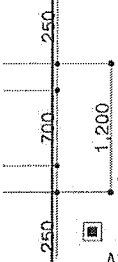
ΦMn = ΦPn x 0.342 = 40398.758 kN.m ≥ Mu = 1016.815 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	8759	152
②	6991	1357
③	3306	5095
④	2976	1017





■ 단면제원

B = 3500.000 mm
H = 700.000 mm
R = 250.000 mm
D = 3900.000 mm
Ag = 4746349.541 mm²

■ 사용 철근

Ast = 50107.200 mm²
Puse = 0.01056
1단 : H29-78Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-4298.159	-8758.512	627.736	627.736	0.000	-0.00037	축력최대
ULB01	-4298.159	-8758.512	627.736	627.736	0.000	-0.00037	모멘트최대
ULB22	-3306.276	-3306.276	1102.738	4476.171	887.965	0.00144	탄성설계
ULB22	-3306.276	-3306.276	590.305	1714.783	887.965	0.00144	소성설계
UEB08	-3306.276	-6003.234	451.041	451.041	0.000	-0.00027	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.000)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.011	0.060	O.K	118224.54	8758.512	627.736	13.498	O.K
모멘트최대	0.010	0.011	0.060	O.K	118224.54	8758.512	627.736	13.498	O.K
탄성설계	0.010	0.011	0.060	O.K	14784.90	3306.276	4476.171	4.472	O.K
편심최대	0.010	0.011	0.060	O.K	118224.54	6003.234	451.041	19.693	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 24, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	1100.000	8758.512	627.736	71.672

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 8758.512 x -0.00037 / (0.000 x 4.675)

= 0.000 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.675 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 3.800 / 0.343

= 11.063 ≤ 22.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=627.736 , M2=627.736)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 1.000) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 3.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 600.000 mm, ab = k1 x cb = 459.600 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1811584.251 = 61593.865 kN, ∑Csi = 10335.016 kN, ∑Tsi = 11121.314 kN

Pb = 61593.865 + 10335.016 - 11121.314 = 60807.567 kN

Mb = Cc x 120.200 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32930.557 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 541.554 mm, e = Mu/Pu = 71.672 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1417.549 mm, a = k1 x c = 1085.843 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 4313072.645 = 146644.470 kN

∑Csi = 15129.037 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 146644.470 + 15129.037 - 0.000 = 161773.507 kN

Mn = Cc x 597.389 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11593.234 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=71.663) | = 0.0082 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈜ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 100.00 = 1100.000 mm

c = 1417.549 mm, a = k1 x c = 1085.843 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1100.00-1417.55) / 1417.55 = -0.00067

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㈝ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN < Pn = 161773.507 kN

ΦPn = 0.80 x 147780.672 = 118224.537 kN ≥ Pu = 8758.512 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.072 = 8473.336 kN.m ≥ Mu = 627.736 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 24, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	1100.000	8758.512	627.736	71.672

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 총 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 8758.512 x -0.00037 / (0.000 x 4.675)

= 0.000 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.675 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 3.800 / 0.343

= 11.063 ≤ 22.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=627.736 , M2=627.736)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 1.000) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 3.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 600.000 mm, ab = k1 x cb = 459.600 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1811584.251 = 61593.865 kN, ∑Csi = 10335.016 kN, ∑Tsi = 11121.314 kN

Pb = 61593.865 + 10335.016 - 11121.314 = 60807.567 kN

Mb = Cc x 120.200 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32930.557 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 541.554 mm, e = Mu/Pu = 71.672 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1417.549 mm, a = k1 x c = 1085.843 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 4313072.645 = 146644.470 kN

∑Csi = 15129.037 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 146644.470 + 15129.037 - 0.000 = 161773.507 kN

Mn = Cc x 597.389 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11593.234 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=71.663)| = 0.0082 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉮ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 100.00 = 1100.000 mm

c = 1417.549 mm, a = k1 x c = 1085.843 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1100.00-1417.55) / 1417.55 = -0.00067

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㉯ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN < Pn = 161773.507 kN

ΦPn = 0.80 x 147780.672 = 118224.537 kN ≥ Pu = 8758.512 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.072 = 8473.336 kN.m ≥ Mu = 627.736 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 24, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=1.00

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	1100.000	3306.276	4476.171	1353.841

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 3306.276 x 0.00144 / (887.965 x 4.675)

= 0.001 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.675 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 3.800 / 0.343

= 11.063 ≤ 31.044 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=1102.738 , M2=4476.171)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.246) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 3.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 600.000 mm, ab = k1 x cb = 459.600 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1811584.251 = 61593.865 kN, ∑Csi = 10335.016 kN, ∑Tsi = 11121.314 kN

Pb = 61593.865 + 10335.016 - 11121.314 = 60807.567 kN

Mb = Cc x 120.200 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32930.557 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 541.554 mm, e = Mu/Pu = 1353.841 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 227.139 mm, a = k1 x c = 173.988 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 669723.359 = 22770.594 kN

∑Csi = 6055.840 kN, ∑Tsi = 14041.530 kN

Pn = 22770.594 + 6055.840 - 14041.530 = 14784.904 kN

Mn = Cc x 598.659 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20016.400 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1353.840) | = 0.0003 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉮ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN ≥ Pn = 14784.904 kN

ΦPn = 1.00 x 14784.904 = 14784.904 kN ≥ Pu = 3306.276 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.354 = 20016.405 kN.m ≥ Mu = 4476.171 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 24, UEB08)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	1100.000	6003.234	451.041	75.133

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 6003.234 x -0.00027 / (0.000 x 4.675)

= 0.000 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.675 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 3.800 / 0.343

= 11.063 ≤ 22.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=451.041 , M2=451.041)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 1.000) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 3.800 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), di = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 600.000 mm, ab = k1 x cb = 459.600 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1811584.251 = 61593.865 kN, ∑Csi = 10335.016 kN, ∑Tsi = 11121.314 kN

Pb = 61593.865 + 10335.016 - 11121.314 = 60807.567 kN

Mb = Cc x 120.200 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32930.557 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 541.554 mm, e = Mu/Pu = 75.133 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1408.360 mm, a = k1 x c = 1078.803 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 4285448.852 = 145705.261 kN

∑Csi = 15051.838 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 145705.261 + 15051.838 - 0.000 = 160757.099 kN

Mn = Cc x 597.330 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12078.559 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=75.135)| = 0.0025 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 100.00 = 1100.000 mm

c = 1408.360 mm, a = k1 x c = 1078.803 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1100.00-1408.36) / 1408.36 = -0.00066

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

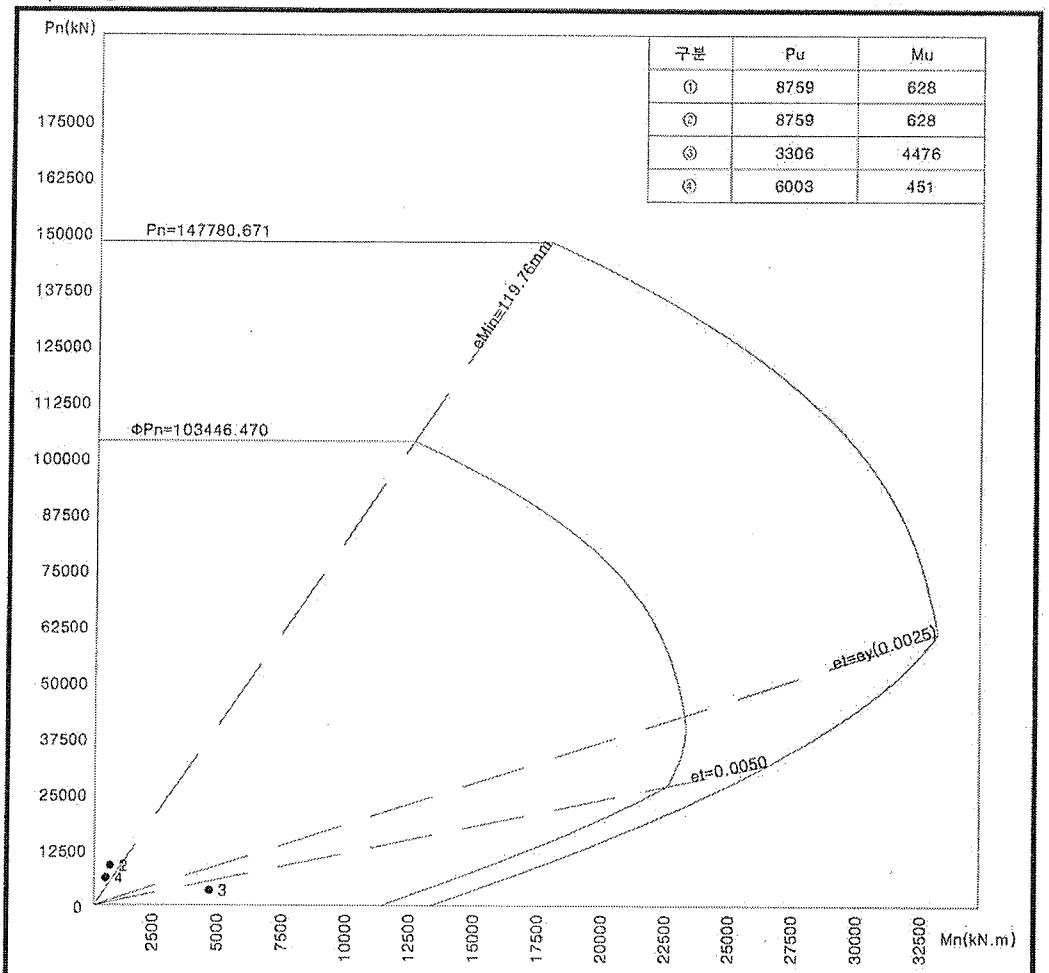
㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN < Pn = 160757.099 kN

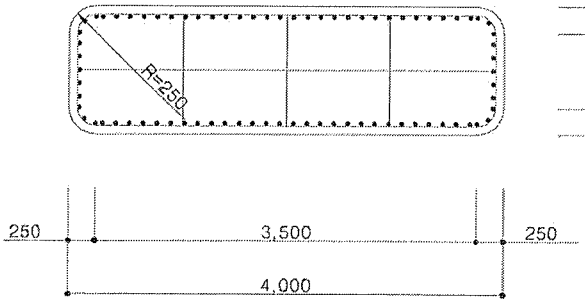
ΦPn = 0.80 x 147780.672 = 118224.537 kN ≥ Pu = 6003.234 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.075 = 8882.563 kN.m ≥ Mu = 451.041 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	8759	628
②	8759	628
③	3306	4476
④	6003	451



■ 단면제원

B = 3500.000 mm
H = 700.000 mm
R = 250.000 mm
D = 1100.000 mm
Ag = 4746349.541 mm²

■ 사용 철근

Ast = 50107.200 mm²
Puse = 0.01056
1단 : H29-78Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-8758.512	627.736	151.895	645.852	축력최대
UL01	-8758.512	627.736	151.895	645.852	모멘트최대
UE08	-6003.234	451.041	75.068	457.245	편심최대
UL07	-6991.379	365.479	1357.246	1405.593	모멘트최대
UE26	-2975.648	152.005	1016.815	1028.114	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx,My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.011	0.060	O.K	118224.54	8758.512	645.852	13.498	O.K
모멘트최대	0.010	0.011	0.060	O.K	118224.54	8758.512	645.852	13.498	O.K
편심최대	0.010	0.011	0.060	O.K	118224.54	6003.234	457.245	19.693	O.K
모멘트최대	0.010	0.011	0.060	O.K	111079.69	6991.379	1405.593	15.888	O.K
편심최대	0.010	0.011	0.060	O.K	101069.55	2975.648	1028.114	33.966	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 24, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, Θ=1.253도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	1176.345	8758.512	645.852	73.740

㉯ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 641.642 mm, ab = k1 x cb = 491.498 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1786352.557 = 60735.987 kN, ∑Csi = 9687.479 kN, ∑Tsi = 10340.709 kN

Pb = 60735.987 + 9687.479 - 10340.709 = 60082.757 kN

Mb = Cc x 104.251 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32178.660 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 535.572 mm, e = Mu/Pu = 73.740 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1464.418 mm, a = k1 x c = 1121.744 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 4303495.466 = 146318.846 kN

∑Csi = 14871.795 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 146318.846 + 14871.795 - 0.000 = 161190.641 kN

Mn = Cc x 616.819 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11885.126 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=73.733) | = 0.0066 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1276.34 - 100.00 = 1176.345 mm

c = 1464.418 mm, a = k1 x c = 1121.744 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1176.34-1464.42) / 1464.42 = -0.00059

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN < Pn = 161190.641 kN

ΦPn = 0.80 x 147780.672 = 118224.537 kN ≥ Pu = 8758.512 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.074 = 8717.868 kN.m ≥ Mu = 645.852 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 24, UL001)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, θ=1.253도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	1176.345	8758.512	645.852	73.740

㉯ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 ㎟ , Ast = 50107.20 ㎟ , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 ㎟), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 641.642 mm, ab = k1 x cb = 491.498 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1786352.557 = 60735.987 kN, ∑Csi = 9687.479 kN, ∑Tsi = 10340.709 kN

Pb = 60735.987 + 9687.479 - 10340.709 = 60082.757 kN

Mb = Cc x 104.251 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32178.660 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 535.572 mm, e = Mu/Pu = 73.740 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1464.418 mm, a = k1 x c = 1121.744 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 4303495.466 = 146318.846 kN

∑Csi = 14871.795 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 146318.846 + 14871.795 - 0.000 = 161190.641 kN

Mn = Cc x 616.819 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11885.126 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=73.733) | = 0.0066 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1276.34 - 100.00 = 1176.345 mm

c = 1464.418 mm, a = k1 x c = 1121.744 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1176.34-1464.42) / 1464.42 = -0.00059

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN < Pn = 161190.641 kN

ΦPn = 0.80 x 147780.672 = 118224.537 kN ≥ Pu = 8758.512 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.074 = 8717.868 kN.m ≥ Mu = 645.852 kN.m ∴ O.K

③ 편심최대 : (부재 24, UE008)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, θ=0.862도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	1152.554	6003.234	457.245	76.166

㉯ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), di = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 628.666 mm, ab = k1 x cb = 481.558 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1794243.643 = 61004.284 kN, ∑Csi = 9874.088 kN, ∑Tsi = 10573.407 kN

Pb = 61004.284 + 9874.088 - 10573.407 = 60304.965 kN

Mb = Cc x 109.221 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32388.169 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 537.073 mm, e = Mu/Pu = 76.166 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1440.780 mm, a = k1 x c = 1103.637 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 4279624.718 = 145507.240 kN

∑Csi = 14953.237 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 145507.240 + 14953.237 - 0.000 = 160460.477 kN

Mn = Cc x 610.643 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12222.422 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=76.171) | = 0.0044 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1252.55 - 100.00 = 1152.554 mm

c = 1440.780 mm, a = k1 x c = 1103.637 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1152.55-1440.78) / 1440.78 = -0.00060

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN < Pn = 160460.477 kN

ΦPn = 0.80 x 147780.672 = 118224.537 kN ≥ Pu = 6003.234 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.076 = 9004.746 kN.m ≥ Mu = 457.245 kN.m ∴ O.K

④ 모멘트최대 : (부재 24, UL007)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, θ=18.551도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	2177.128	6991.379	1405.593	201.047

㉯ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1187.525 mm, ab = k1 x cb = 909.644 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1566047.694 = 53245.622 kN, ∑Csi = 6388.794 kN, ∑Tsi = 5859.738 kN

Pb = 53245.622 + 6388.794 - 5859.738 = 53774.677 kN

Mb = Cc x -104.822 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 37869.554 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 704.227 mm, e = Mu/Pu = 201.047 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2034.248 mm, a = k1 x c = 1558.234 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 3737131.837 = 127062.482 kN

∑Csi = 11877.657 kN, ∑Tsi = 90.522 kN

Pn = 127062.482 + 11877.657 - 90.522 = 138849.617 kN

Mn = Cc x 961.558 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 27916.137 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=201.053)| = 0.0064 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2277.13 - 100.00 = 2177.128 mm

c = 2034.248 mm, a = k1 x c = 1558.234 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2177.13-2034.25) / 2034.25 = 0.00021

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN ≥ Pn = 138849.617 kN

ΦPn = 0.80 x 138849.617 = 111079.694 kN ≥ Pu = 6991.379 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.201 = 22332.195 kN.m ≥ Mu = 1405.593 kN.m ∴ O.K

⑤ 편심최대 : (부재 24, UE026)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=500MPa, k1=0.77, Φc=0.70, θ=31.152도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
3500.000	700.000	250	100.000	2809.648	2975.648	1028.114	345.509

㉯ 철근비 검토

Ag = 4746349.54 mm² , Ast = 50107.20 mm² , Puse = 0.01056

- 1단 : H29 - 78EA (As=50107.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0106) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1532.535 mm, ab = k1 x cb = 1173.922 mm

Cc = 0.85 x 40.0 x 1721608.947 = 58534.704 kN, ∑Csi = 6501.354 kN, ∑Tsi = 5744.824 kN

Pb = 58534.704 + 6501.354 - 5744.824 = 59291.234 kN

Mb = Cc x -236.961 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 52760.208 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 889.848 mm, e = Mu/Pu = 345.509 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2473.275 mm, a = k1 x c = 1894.529 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 40.0 x 3392856.620 = 115357.125 kN

∑Csi = 11256.643 kN, ∑Tsi = 276.827 kN

Pn = 115357.125 + 11256.643 - 276.827 = 126336.941 kN

Mn = Cc x 1269.277 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 43649.878 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=345.504) | = 0.0056 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2909.65 - 100.00 = 2809.648 mm

c = 2473.275 mm, a = k1 x c = 1894.529 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2809.65-2473.28) / 2473.28 = 0.00041

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa를 초과하므로 0.00500를 적용한다.

εy < εt < 0.00625 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0025) x (0.850-0.700) / (0.00625-0.00250) = 0.800

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

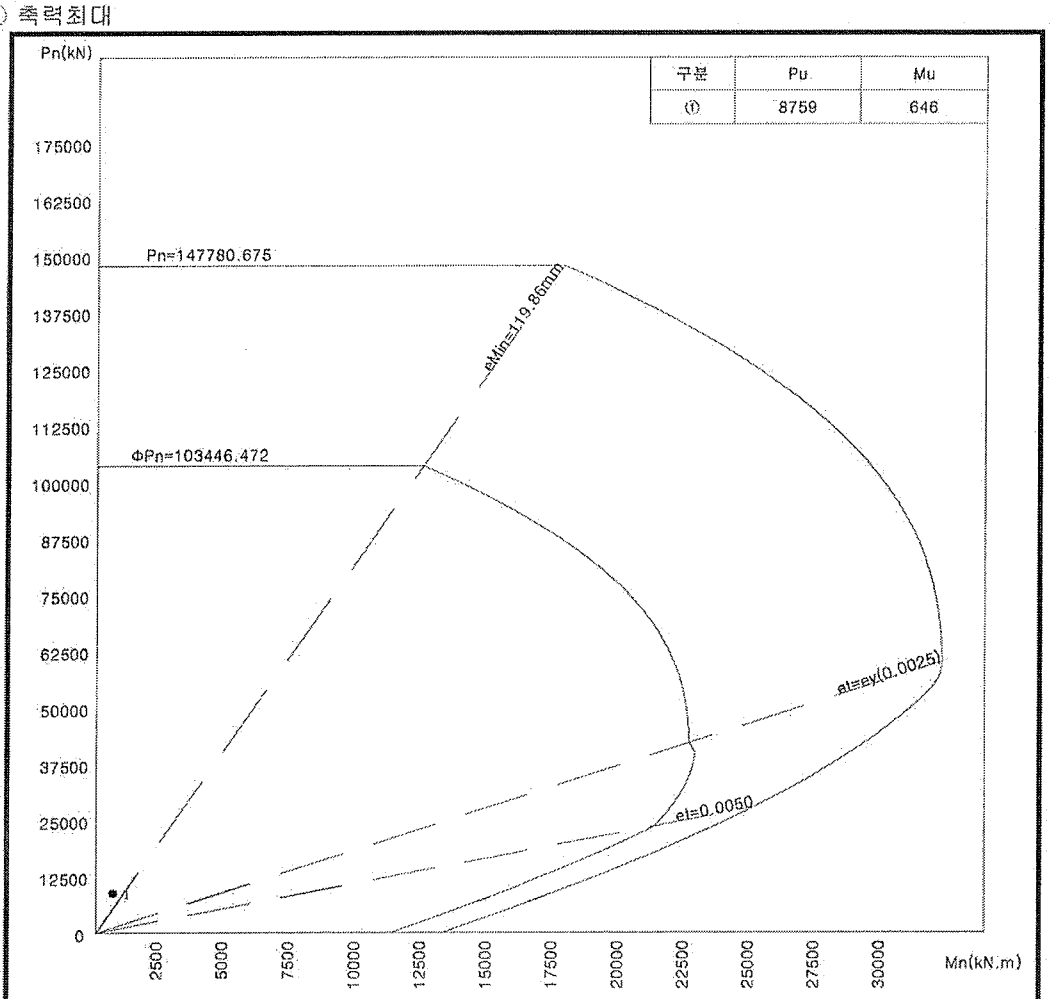
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 147780.672 kN ≥ Pn = 126336.941 kN

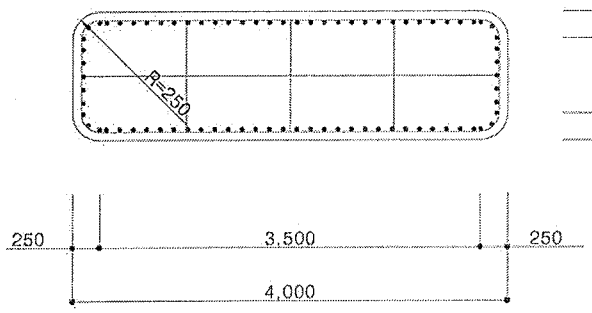
ΦPn = 0.80 x 126336.941 = 101069.553 kN ≥ Pu = 2975.648 kN ∴ O.K

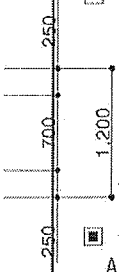
ΦMn = ΦPn x 0.346 = 34920.467 kN.m ≥ Mu = 1028.114 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도

① 축력최대







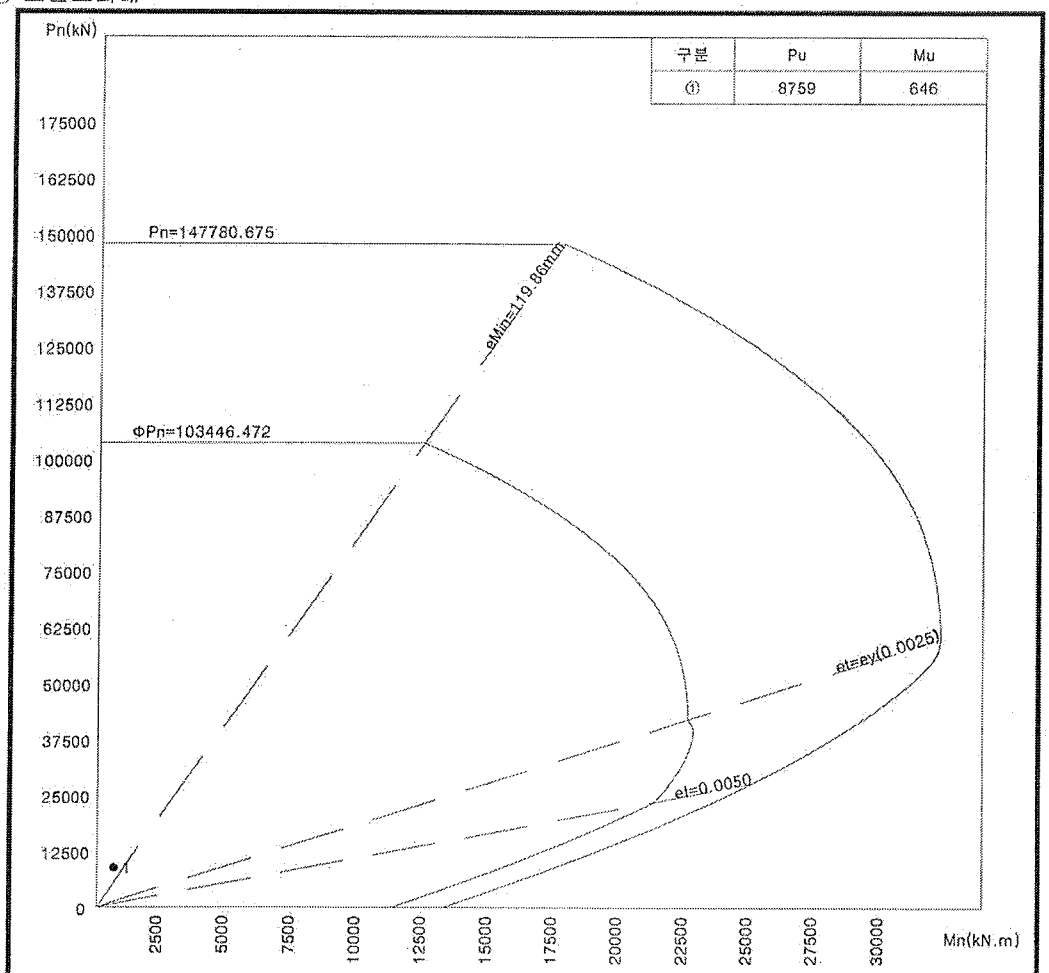
▣ 단면제원

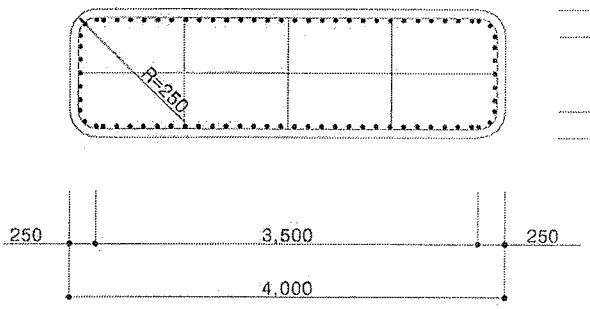
B = 3500.000 mm
H = 700.000 mm
R = 250.000 mm
D = 1176.345 mm
Ag = 4746349.541 mm²

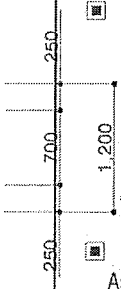
▣ 사용 철근

Ast = 50107.200 mm²
Puse = 0.01056
1단 : H29-78Ea

② 모멘트최대







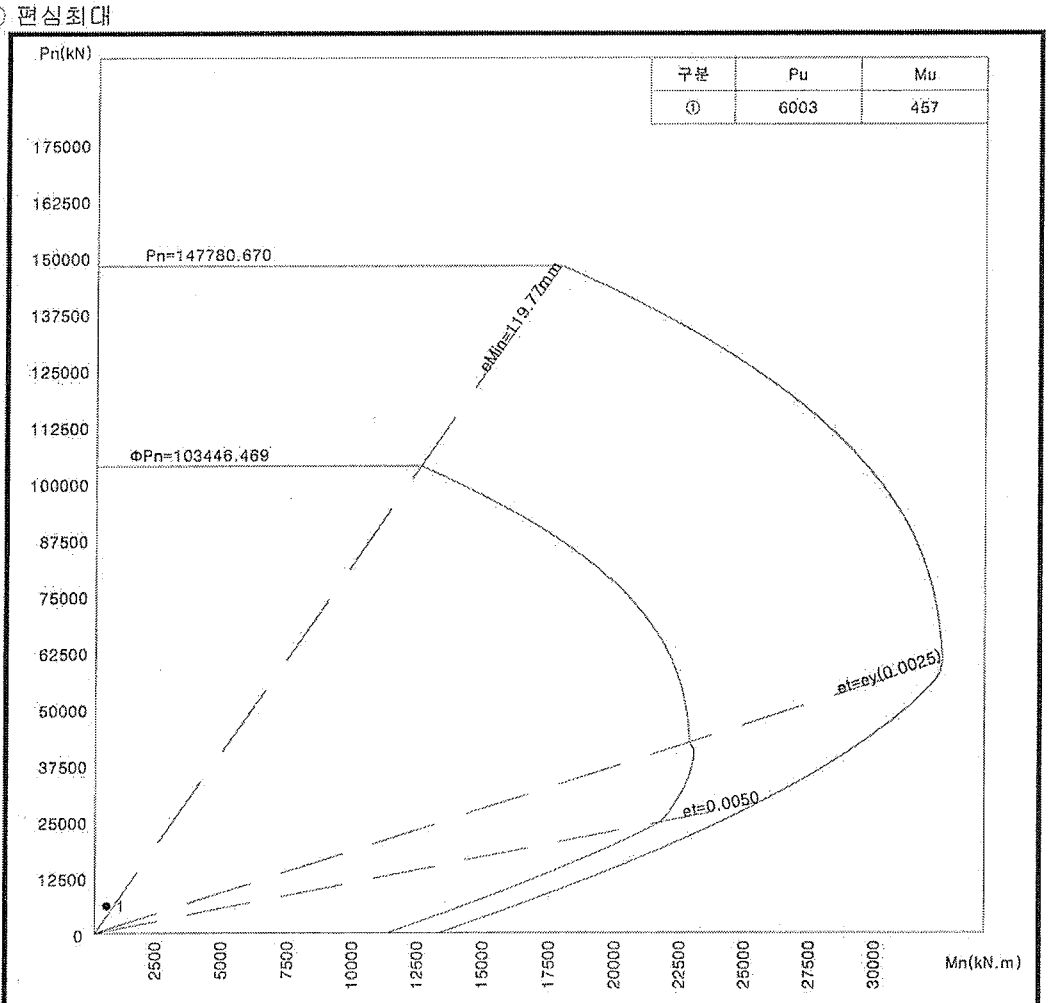
▣ 단면제원

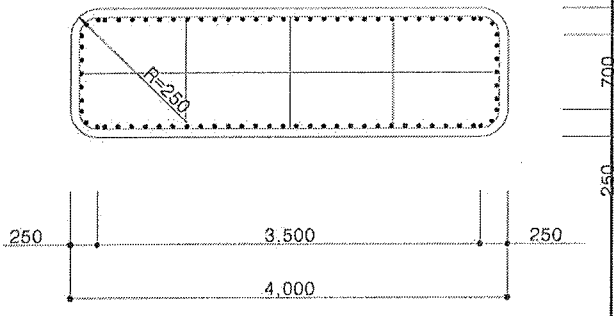
B = 3500.000 mm
H = 700.000 mm
R = 250.000 mm
D = 1176.345 mm
Ag = 4746349.541 mm²

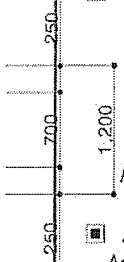
▣ 사용 철근

Ast = 50107.200 mm²
Puse = 0.01056
1단 : H29-78Ea

③ 편심최대







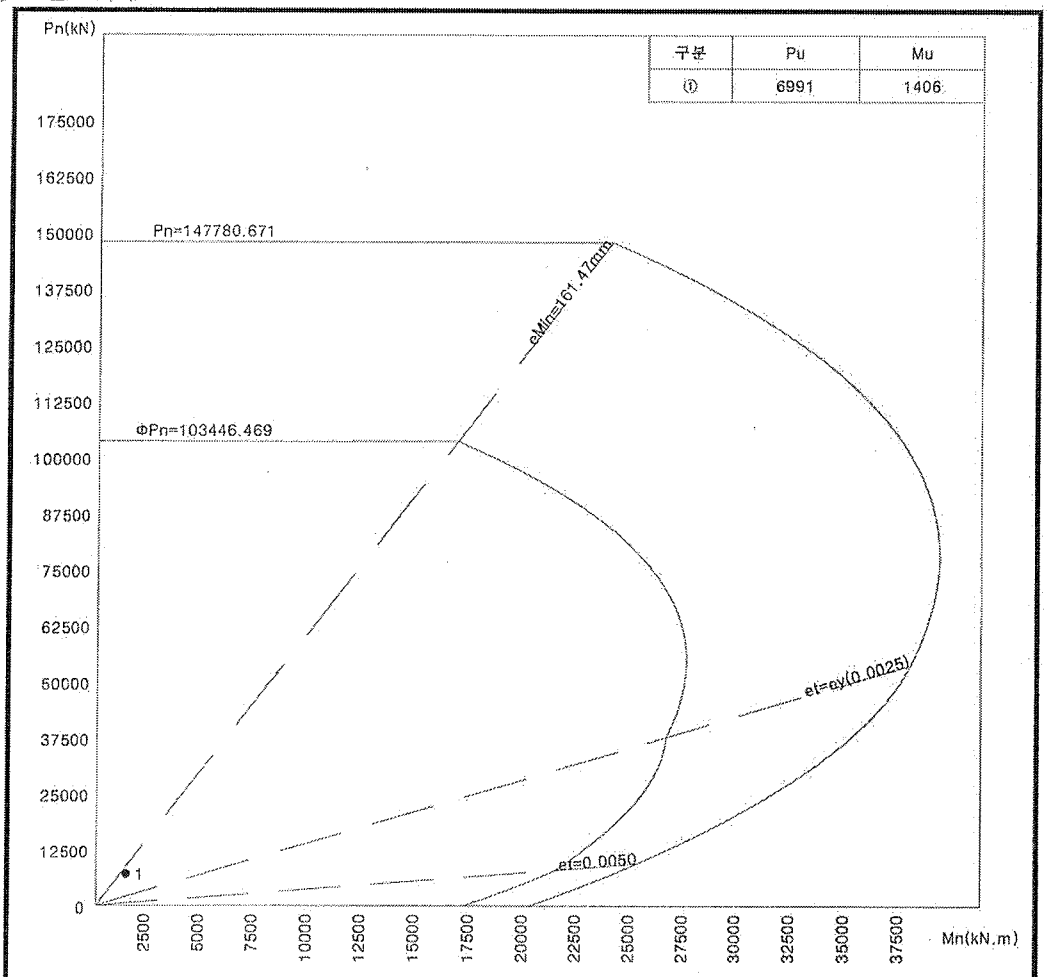
■ 단면제원

B = 3500.000 mm
H = 700.000 mm
R = 250.000 mm
D = 1152.554 mm
Ag = 4746349.541 mm²

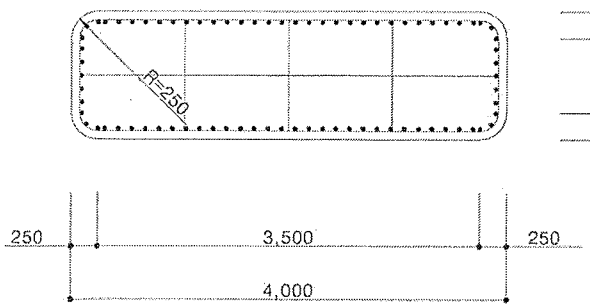
■ 사용 철근

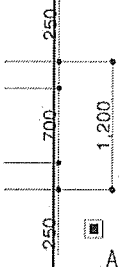
Ast = 50107.200 mm²
Puse = 0.01056
1단 : H29-78Ea

④ 모멘트최대



구분	Pu	Mu
①	6991	1406





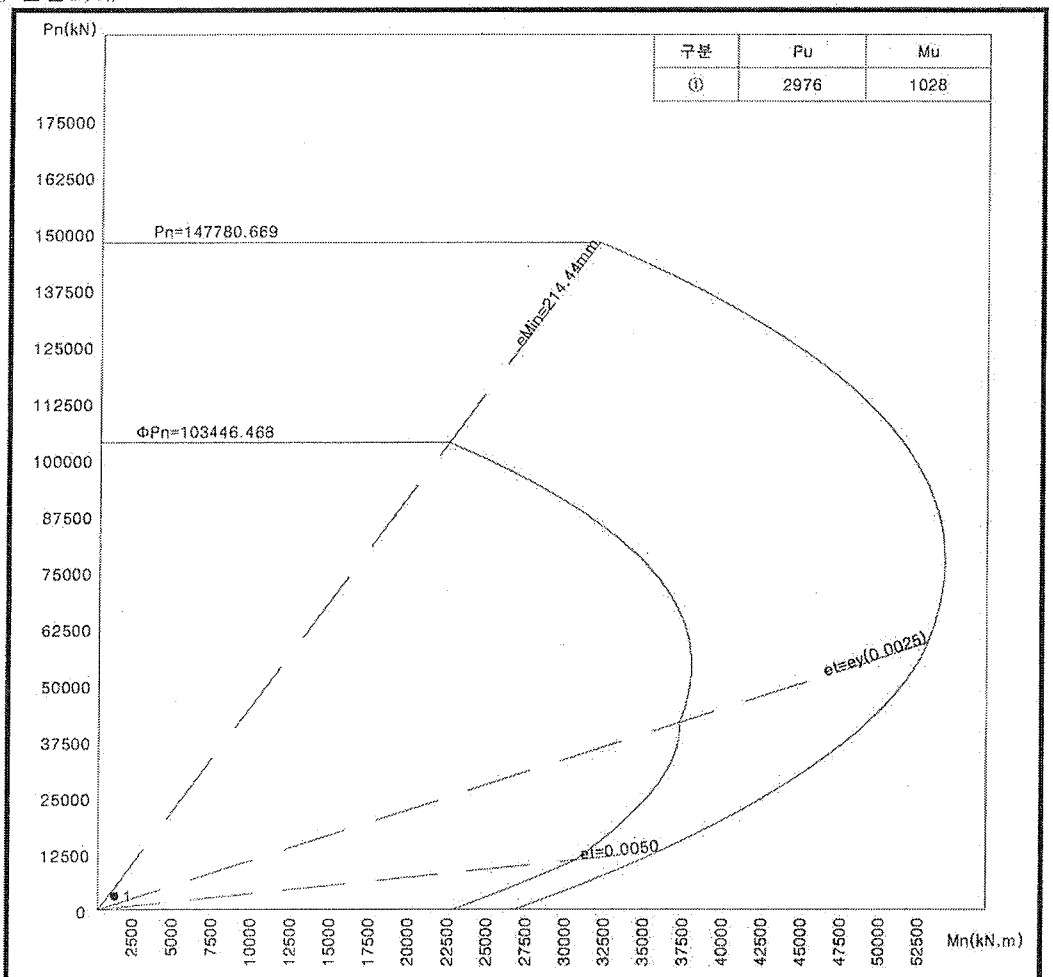
■ 단면제원

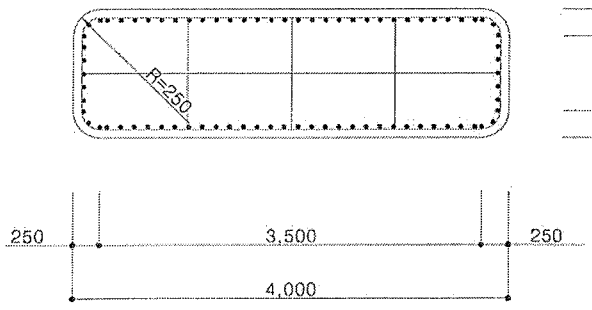
B = 3500.000 mm
H = 700.000 mm
R = 250.000 mm
D = 2177.128 mm
Ag = 4746349.541 mm²

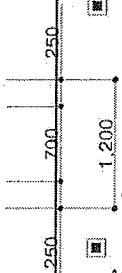
■ 사용 철근

Ast = 50107.200 mm²
Puse = 0.01056
1단 : H29-78Ea

⑤ 편심최대







▣ 단면제원

B = 3500.000 mm
H = 700.000 mm
R = 250.000 mm
D = 2809.648 mm
Ag = 4746349.541 mm²

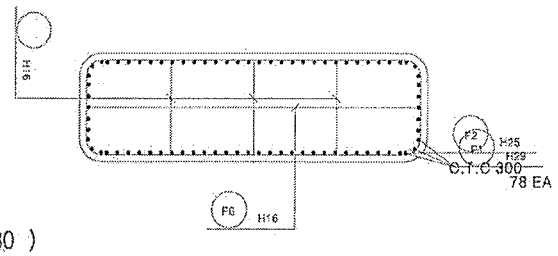
▣ 사용 철근

Ast = 50107.200 mm²
Puse = 0.01056
1단 : H29-78Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULO04 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	0.000 kN
교축직각방향	V =	175.789 kN
합성전단력	V =	175.789 kN
축방향력	P =	4298.158 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 175.789 / 0.80 = 219.737 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 1200.000 mm d' = 100.000 mm

Zs = Σ(인장철근들의 면적 x 거리) / Σ(면적)

= 434.053 mm

d = h/2 + Zs

= 1200.000/2 + 434.053

= 1034.053 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 4298.158 x 1000 / (14 x 4746349.541) } x √40.0

x 4000.000 x 1034.053

= 4641.969 kN

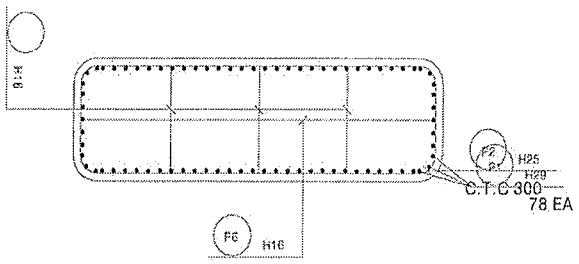
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2320.985 kN ≥ Vn ≤ Vc = 4641.969 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	887.965 kN
교축직각방향	V =	459.108 kN
합성전단력	V =	999.631 kN
축방향력	P =	3306.276 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 999.631 / 1.00 = 999.631 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 1200.000 mm d' = 100.000 mm

Zs = Σ(인장철근들의 면적 x 거리) / Σ(면적)

= 434.053 mm

d = h/2 + Zs

= 1200.000/2 + 434.053

= 1034.053 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x { 10 x Pu / (fck x Ag) } x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 10 + 3306.276 x 1000 / (40.0 x 4746349.541) }

x { 1 + 3306.276 / (14 x 4746349.541) } x √40.0 x 4000.000 x 1034.053

= 797.058 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc = 797.058 kN < Vn = 999.631 kN ∴ 전단철근 필요

Vs = 999.631 - 797.058 = 202.573 kN

(4) 필요철근량 계산 Av

Av1 = Vs x s / (fy x d) = 117.541 mm² ∵ Vs = Av x fy x d / s

Av2 = 0.35 x B x s / fy = 948.683 mm² : 최소 전단 철근량

Av3 = 0.0625 x √40.0 x B x s / fy = 948.683 mm²

Av = 948.683 mm² , Av1, Av2, Av3 중 큰 값을 적용

띠철근의 수직 간격 S = 300.0 mm, d = 1034.053 mm, fy = 500.0 MPa

사용철근량 : H25 x 2EA = 1013.400 mm²

→ 1013.400 mm² ≥ 948.683 mm² ∴ O.K

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]
캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.
단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,
450㎜ 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D = 4000.0 ㎜
- 기둥 순높이의 1/6 = 3800.0 / 6 = 633.3 ㎜
∴ 4000.0 ㎜ = 4.000 m

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 1200.0 / 4 = 300.0 ㎜
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 29.0 = 174.0 ㎜
∴ 174.0 ㎜ = 0.174 m

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]
심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의
0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 ㎜ 작아서는 안된다.
- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 2000.0 ㎜
∴ 2000.0 ㎜ = 2.000 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 1200.0 / 4 = 300.0 ㎜
- 100.0 ㎜
∴ 300.0 ㎜ = 0.300 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	5380.859	96.741	591.383	6080.859	24323.436	688.124	축력최대
SV007	5377.984	96.741	1044.035	6077.984	24311.936	1140.776	모멘트최대
SV026	3306.276	135.223	866.947	4006.276	16025.104	1002.170	편심최대
SV022	3306.276	884.826	5095.132	4006.276	16025.104	5979.957	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P+W$, $W = 8.000 \times 3.500 \times 1.000 \times 25.000 = 700.000$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 8.000$ m

$My = M + P \times e$, $e = -0.000$ m

$Mo = |My + Vx \times h|$, $h = 1.000$ m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

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

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서

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

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

= 187573.882 x 14 / (8.000 x 3.500) = 93786.941 kN/m³

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 187573.882 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 8.000 m)

B : 확대기초의 폭 (= 3.500 m)

n*m : ,말뚝의 개수 (= 14 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 28693400.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

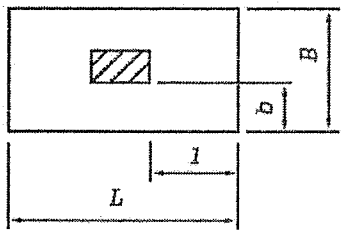
β = ⁴√{(3 x 93786.941) / (28693400.000 x 1.000³)} = 0.315 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(1.150,1.750) = 1.750

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 4.000

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 1.750



βλ = 0.315 x 1.750 = 0.551 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	8758.512	0.000	-151.895	9668.512	38674.048	151.895	축력최대
UL007	6991.379	125.763	1357.246	7901.379	31605.516	1483.009	모멘트최대
UE026	2975.648	162.267	1016.815	3605.648	14422.592	1179.082	편심최대
UL022	3306.276	884.826	5095.132	4006.276	16025.104	5979.957	지진시
SV005	5380.859	96.741	591.383	6080.859	24323.436	688.124	축력최대
SV007	5377.984	96.741	1044.035	6077.984	24311.936	1140.776	모멘트최대
SV026	3306.276	135.223	866.947	4006.276	16025.104	1002.170	편심최대
SV022	3306.276	884.826	5095.132	4006.276	16025.104	5979.957	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P+W, W = 8.000 x 3.500 x 1.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.000 m

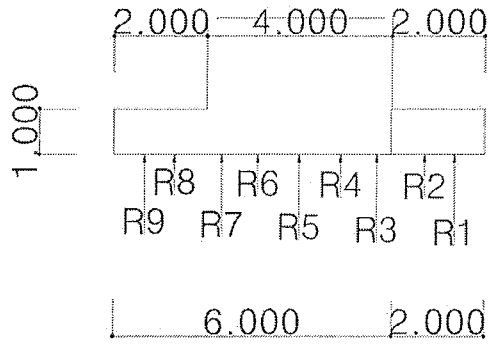
My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 1.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 2본
R2 = Ru2 x 1본
R3 = Ru3 x 2본
R4 = Ru4 x 1본
R5 = Ru5 x 2본
R6 = Ru6 x 1본
R7 = Ru7 x 2본
R8 = Ru8 x 1본
R9 = Ru9 x 2본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SV005	946.115	465.547	907.405	444.747	868.694	423.947

SV007	986.820	481.910	927.552	450.065	868.283	418.219
SV026	684.206	331.249	628.265	301.191	572.325	271.134
SV022	1225.487	549.377	898.906	373.901	572.325	198.424
UL001	1395.013	696.168	1388.115	692.461	1381.216	688.755
UL007	1282.866	626.483	1205.817	585.084	1128.768	543.684
UE026	647.212	310.789	581.152	275.294	515.093	239.799
UL022	1225.487	549.377	898.906	373.901	572.325	198.424

구 분	R7	R8	R9
SV005	829.984	403.148	791.273
SV007	809.015	386.373	749.746
SV026	516.385	241.076	460.445
SV022	245.744	22.948	-80.837
UL001	1374.317	685.048	1367.419
UL007	1051.719	502.285	974.670
UE026	449.033	204.304	382.973
UL022	245.744	22.948	-80.837

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.000 x 1.000 x 3.500 x 25.000 = 175.000 kN

Ma = 2.000 x 1.000 x 3.500 x 25.000 x 2.000/2 = 175.000 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1 x 1.000 + R2 x 1.000

Ma = R1 x -1.372 + R2 x -0.722

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV005	1411.662	1634.195	1236.662	1459.195	
SV007	1468.730	1701.856	1293.730	1526.856	
SV026	1015.455	1177.892	840.455	1002.892	
SV022	1774.864	2078.018	1599.864	1903.018	

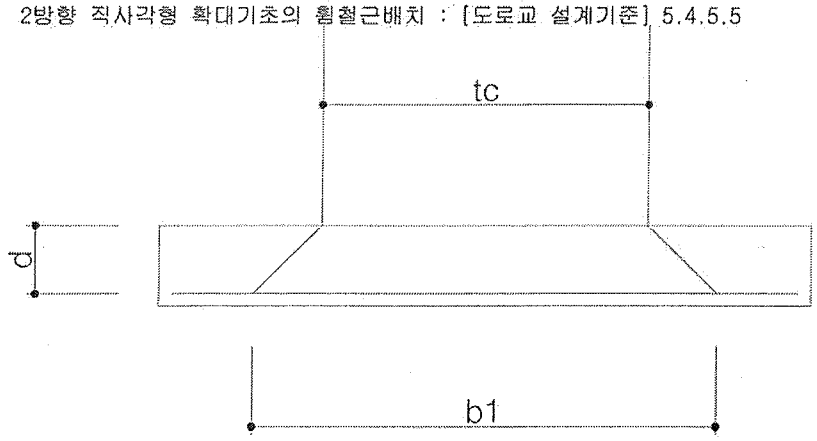
※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	2091.181	2416.591	1863.681	2189.091	
UL007	1909.349	2212.413	1681.849	1984.913	
UE026	958.001	1112.365	800.501	954.865	
UL022	1774.864	2078.018	1599.864	1903.018	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

③ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5



b = tc + 2·d ≤ B
= 5700.00 mm

b : 유효폭
B : 확대기초 전폭
tc : 교각구체폭
d : 확대기초 유효높이

㉮ 긴 변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치하여야한다.

㉯ 짧은 변 방향의 휨철근은 아래식으로 결정되는 철근량을 확대기초의 짧은 변의 폭만큼의 중심구간 폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 하며, 중심구간폭은 중심선은 기둥 또는 교각의 중심선으로 한다.

초 중심구간 폭의 외측부분에 균등하게 배치하여야 한다.

$$A_{s,m} = \frac{2}{1+\beta} A_{s,s}$$

As,s : 기초 짧은 변 방향에 대하여 필요한 총 철근량 (= 5290.611 ㎟ , 기초단면 검토 참조)

β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 8.000/3.500 = 2.286)

As,m = 2 / (1 + 2.286) x 5290.611 = 3220.372 ㎟

→ 유효폭내에 배치된 철근량은 9197.663 ㎟ 이므로 위 조건에 만족한다.

: 사용철근 = H16 - 65EA ∴ O.K

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 500 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.8

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3500.0	1000.0	850.0	150.0	2189.1	1863.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 14694.300 x 500.00 = 7347150.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3500.000 = 80325.000 x a

T = C 이므로, a = 91.468 mm, c = 91.468 / β1 = 91.468 / 0.85 = 107.609 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (850.00 - 107.609) / 107.609 = 0.02070

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 6200.544\ mm^2$$

* 사용철근량 = 14694.3 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 2.370]

1단 : H25 - 29.0 EA (= 14694.3 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00280

0.25 √fck / fy = 0.00260 , ρmin = 0.00280 적용

ρmax = 0.69 x Pb = 0.69 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.01464

ρuse = As / bd = 0.00494

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 14694.300 x 500 x (850 - a/2) = 5022.704 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 91.468 mm

≥ Mu (= 2189.091 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.294]

* 전단에 대한 검토 (d = 850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 850.00 = 2061.140 kN

≥ Vu (= 1863.681 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

    사용철근량 : H16 - 65 EA

    H16 - 35 EA =19860.000 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 1000.0 x 8000.0 = 12000.000 ㎟ < 19860.000 ㎟ ∴ O.K

  * 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

    단면적대비 0.0020 이상

    사용철근량 : H16 - 65 EA

    H16 - 35 EA =19860.000 ㎟

    필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 8000.0 = 16000.000 ㎟ < 19860.000 ㎟

    (19860.000 / 8.000) = 2482.500 ㎟ > (1800㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

    사용철근량 : H16 - 35 EA = 6951.000 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 6951.000 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1526.856 x 1000000 / [14694.300 x (850.000 - 196.054/3)]

  = 132.426 Mpa

  χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

  = -7x14694.300/3500.0 + 7x14694.300/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x850.0/(7x14694.300)]

  = 196.054 ㎜

  사용철근량 = 14694.3 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)

  1단 : H25 - 29.0 EA (= 14694.3 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 150.00 - 25.00/2 = 137.50 ㎜

  여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

  Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 132.43) - 2.5 x 137.50 = 250.92 ㎜

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 132.43 = 475.74 ㎜

  Sa는 작은 값인 250.92 ㎜ 를 적용

  S = 3500.00 / 29.00 Ea = 120.69 ≤ Sa (= 250.92 ㎜) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB01	5380.859	0.000	424.052	6080.859	10641.503	424.052	축력최대
SVB01	5380.859	0.000	424.052	6080.859	10641.503	424.052	모멘트최대
SVB23	5380.859	0.000	424.052	6080.859	10641.503	424.052	편심최대
SVB22	3306.276	887.965	4476.171	4006.276	7010.983	5364.136	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V$ = P+W, W = 3.500 x 8.000 x 1.000 x 25.000 = 700.000 kN

Mr = $\sum V$ x B/2, B = 3.500 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 1.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = $\sum V$ x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/$\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	8758.512	0.000	627.736	9668.512	16919.896	627.736	축력최대
ULB01	8758.512	0.000	627.736	9668.512	16919.896	627.736	모멘트최대
ULB23	6995.116	0.000	551.268	7905.116	13833.953	551.268	편심최대
ULB22	3306.276	887.965	4476.171	4006.276	7010.983	5364.136	지진시
SVB01	5380.859	0.000	424.052	6080.859	10641.503	424.052	축력최대
SVB01	5380.859	0.000	424.052	6080.859	10641.503	424.052	모멘트최대
SVB23	5380.859	0.000	424.052	6080.859	10641.503	424.052	편심최대
SVB22	3306.276	887.965	4476.171	4006.276	7010.983	5364.136	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P+W, W = 3.500 x 8.000 x 1.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 3.500 m

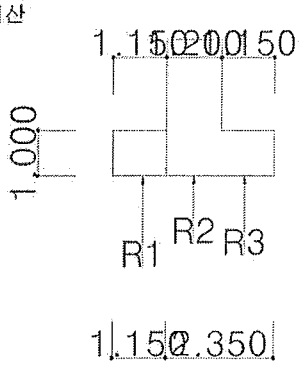
Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 1.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 5본

R2 = Ru2 x 4본

R3 = Ru3 x 5본

구 분	R1	R2	R3
SVB01	2343.873	1737.388	1999.597
SVB01	2343.873	1737.388	1999.597
SVB23	2343.873	1737.388	1999.597
SVB22	4054.569	1144.65	-1192.943
ULB01	3707.861	2762.432	3198.219
ULB01	3707.861	2762.432	3198.219
ULB23	3047.035	2258.605	2599.476
ULB22	4054.569	1144.65	-1192.943

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.150 x 1.000 x 8.000 x 25.000 = 230.000 kN

Ma = 1.150 x 1.000 x 8.000 x 25.000 x 1.150/2 = 132.250 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1 x 1.000

Ma = R1 x -0.500

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB01	2343.873	1171.937	2113.873	1039.687	
SVB01	2343.873	1171.937	2113.873	1039.687	
SVB23	2343.873	1171.937	2113.873	1039.687	
SVB22	4054.569	2027.285	3824.569	1895.035	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	3707.861	1853.931	3408.861	1682.006	
ULB01	3707.861	1853.931	3408.861	1682.006	
ULB23	3047.035	1523.518	2748.035	1351.593	
ULB22	4054.569	2027.285	3824.569	1895.035	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 500 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.8

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8000.0	1000.0	850.0	150.0	1895.0	3824.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12909.000 x 500.00 = 6454500.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8000.000 = 183600.000 x a

T = C 이므로, a = 35.155 mm, c = 35.155 / β1 = 35.155 / 0.85 = 41.359 mm

εy = fy / Es = 500.00 / 200000.00 = 0.0025

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (850.00 - 41.359) / 41.359 = 0.05866

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5290.611 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12909.0 mm² (철근도심 : 150 mm) [사용률 = 2.440]

1단 : H16 - 65.0 EA (= 12909.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00280

0.25 √fck / fy = 0.00260 , ρmin = 0.00280 적용

ρmax = 0.69 x Pb = 0.69 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.01464

ρuse = As / bd = 0.00190

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 12909.000 x 500 x (850 - a/2) = 4566.940 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.155 mm

≥ Mu (= 1895.035 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.410]

* 전단에 대한 검토 (d = 850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 8000.00 x 850.00 = 4711.178 kN

≥ Vu (= 3824.569 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

    사용철근량 : H25 - 29 EA

    H25 - 15 EA =22294.800 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 1000.0 x 3500.0 = 5250.000 ㎟ < 22294.800 ㎟ ∴ O.K

  * 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

    단면적대비 0.0020 이상

    사용철근량 : H25 - 29 EA

    H25 - 15 EA =22294.800 ㎟

    필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 3500.0 = 7000.000 ㎟ < 22294.800 ㎟

    (22294.800 / 3.500) = 6369.943 ㎟ > (1800㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

    사용철근량 : H25 - 15 EA = 7600.500 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 7600.500 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1039.687 x 1000000 / [12909.000 x (850.000 - 127.736/3)]

  = 99.749 Mpa

  χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

  = -7x12909.000/8000.0 + 7x12909.000/8000.0 x √[(1.+ 2x8000.0x850.0/(7x12909.000)]

  = 127.736 mm

  사용철근량 = 12909.0 ㎟ (철근도심 : 150 mm)

  1단 : H16 - 65.0 EA (= 12909.0 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 150.00 - 16.00/2 = 142.00 mm

  여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

  Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 99.75) - 2.5 x 142.00 = 434.48 mm

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 99.75 = 631.58 mm

  Sa는 작은 값인 434.48 mm 를 적용

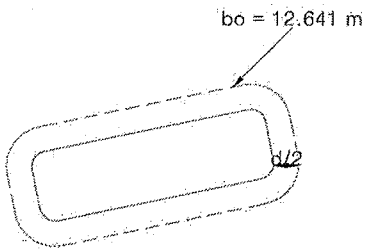
  S = 8000.00 / 65.00 Ea = 123.08 ≤ Sa (= 434.48 mm) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -8758.512 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 12.641 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

※ $\beta c = 3.333$, $\alpha s = 40$

① $Vc1 = 1/6 \times (1 + 2/\beta c) \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$
$= 1/6 \times (1 + 2/3.33) \times \sqrt{(27)} \times 12.641 \times 0.850$
$= 14888.68$ kN

② $Vc2 = 1/6 \times (1 + (\alpha s \cdot d)/(2 \cdot bo)) \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$
$= 1/6 \times (1 + (40 \cdot 0.850)/(2 \cdot 12.641)) \times \sqrt{(27)} \times 12.641 \times 0.850$
$= 21819.492$ kN

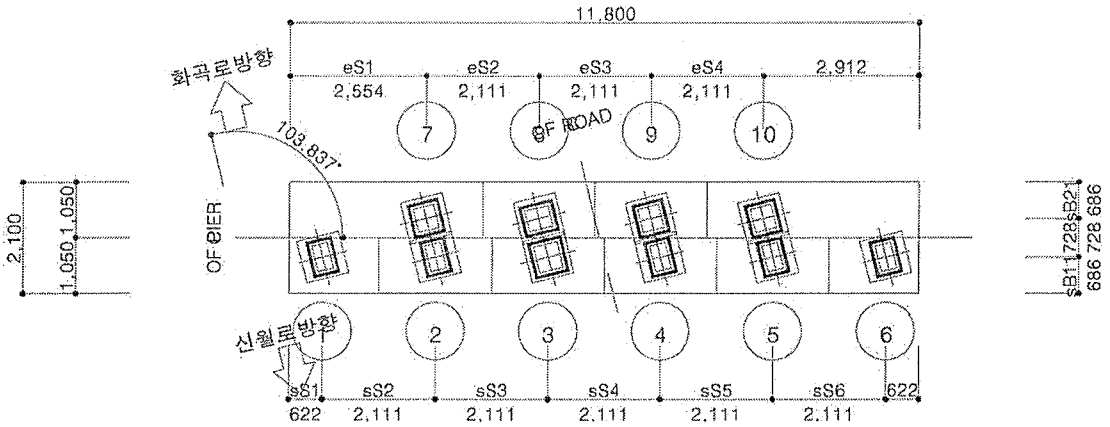
③ $Vc3 = 1/3 \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$
$= 1/3 \times \sqrt{(27)} \times 12.641 \times 0.850$
$= 18610.85$ kN

---------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = $0.80 \times 14888.680 = 11910.944$ kN

※ $\Phi Vc > Vu$ ---------- O.K

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

㉠ 전열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 27.000 = 335.000 mm

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 13.000 = 265.000 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	335.000	500.000	300.000	407.263	O.K
2	335.000	500.000	300.000	407.263	O.K
3	335.000	500.000	450.000	389.326	O.K
4	335.000	500.000	300.000	407.263	O.K
5	335.000	500.000	300.000	407.263	O.K
6	335.000	500.000	300.000	407.263	O.K
7	265.000	450.000	400.000	419.580	O.K
8	265.000	400.000	450.000	437.875	O.K
9	265.000	450.000	400.000	419.580	O.K
10	265.000	450.000	400.000	419.580	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 76.2° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 13.84°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \Theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 54.000 + 6.66 \times 5.470) \times (1 + 0.000125 \times 13.84^2)$

$= 334.428$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1081 - 25 - 50 = 1006$ mm ≥ 334 mm $\therefore$ O.K

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	750.000	350.954	O.K	138.000	129.110	O.K
SHOE 2	750.000	473.842	O.K	138.000	129.219	O.K
SHOE 3	750.000	513.770	O.K	138.000	129.412	O.K
SHOE 4	750.000	515.788	O.K	138.000	129.499	O.K
SHOE 5	750.000	469.879	O.K	138.000	129.525	O.K
SHOE 6	750.000	359.616	O.K	138.000	129.654	O.K
SHOE 7	550.000	359.300	O.K	103.500	36.721	O.K
SHOE 8	550.000	409.260	O.K	103.500	36.778	O.K
SHOE 9	550.000	406.130	O.K	103.500	36.792	O.K
SHOE 10	550.000	369.200	O.K	103.500	36.766	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	350.954	97.075	93.458	985.883	1121.828	
2	473.842	97.157	93.696	985.883	1463.700	
3	513.770	97.302	93.926	1135.883	1463.700	
4	515.788	97.368	94.035	985.883	1463.700	
5	469.879	97.387	93.865	985.883	1463.700	
6	359.616	97.484	93.631	985.883	1121.828	
7	359.300	27.358	27.610	1085.882	2187.746	
8	409.260	27.282	46.607	1135.882	1413.700	
9	406.130	27.304	27.663	1085.882	1438.700	
10	369.200	27.412	27.644	1085.882	2367.116	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	849.076	1773.800	O.K	889.066	1773.800	O.K
2	957.997	1773.800	O.K	1047.025	1773.800	O.K
3	994.044	1773.800	O.K	1083.287	1773.800	O.K
4	996.190	1773.800	O.K	1095.516	1773.800	O.K
5	955.778	1773.800	O.K	1043.559	1773.800	O.K
6	858.993	1773.800	O.K	899.155	1773.800	O.K
7	487.313	886.900	O.K	552.610	886.900	O.K
8	554.237	886.900	O.K	706.191	886.900	O.K
9	530.716	886.900	O.K	604.940	886.900	O.K
10	496.853	886.900	O.K	563.798	886.900	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	539.307	3547.600	O.K	519.211	3547.600	O.K
2	539.762	3547.600	O.K	520.534	3547.600	O.K
3	540.566	3547.600	O.K	521.809	3547.600	O.K
4	540.931	3547.600	O.K	522.418	3547.600	O.K
5	541.041	3547.600	O.K	521.471	3547.600	O.K
6	541.579	3547.600	O.K	520.172	3547.600	O.K
7	151.988	3547.600	O.K	153.388	3547.600	O.K
8	151.568	3547.600	O.K	258.928	3547.600	O.K
9	151.687	3547.600	O.K	153.684	3547.600	O.K
10	152.289	3547.600	O.K	153.576	3547.600	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 6

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 359.616 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

  Hx2 = 129.654 / 1.33 = 97.484 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 97.484 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

  Hy2 = 124.529 / 1.33 = 93.631 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 93.631 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 500.000 mm b1y = 300.000 mm

b2x = 685.883 mm b2y = 621.828 mm

bcx = 2 x b2x = 1371.765 mm < 5 x b1x = 2500.000 mm

bcy = 2 x b2y = 1243.655 mm < 5 x b1y = 1500.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 500.000/1371.765) x 359.616 x 10^3 /180.000

= 317.414 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 300.000/1243.655) x 359.616 x 10^3 /180.000

= 378.983 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 97.484 x 10^3 / 180.000

= 541.579 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 93.631 x 10^3 / 180.000

= 520.172 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 500.000 + 621.828 = 1121.828 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 300.000 + 685.883 = 985.883 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 378.983 + 520.172 = 899.155 ㎟

Bxo = 1121.828 ㎜ 범위내에서 H13 - 14 EA

As = 126.700 x 14 = 1773.800 ㎟ ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 317.414 + 541.579 = 858.993 ㎟

Byo = 985.883 ㎜ 범위내에서 H13 - 14 EA

As = 126.700 x 14 = 1773.800 ㎟ ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 6

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 93.631 x 10^3 / 180.000 = 520.172 ㎟

사용철근 : H13 - 14 EA + H13 - 14 EA

As = 126.700 x 14 + 126.700 x 14 = 3547.600 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

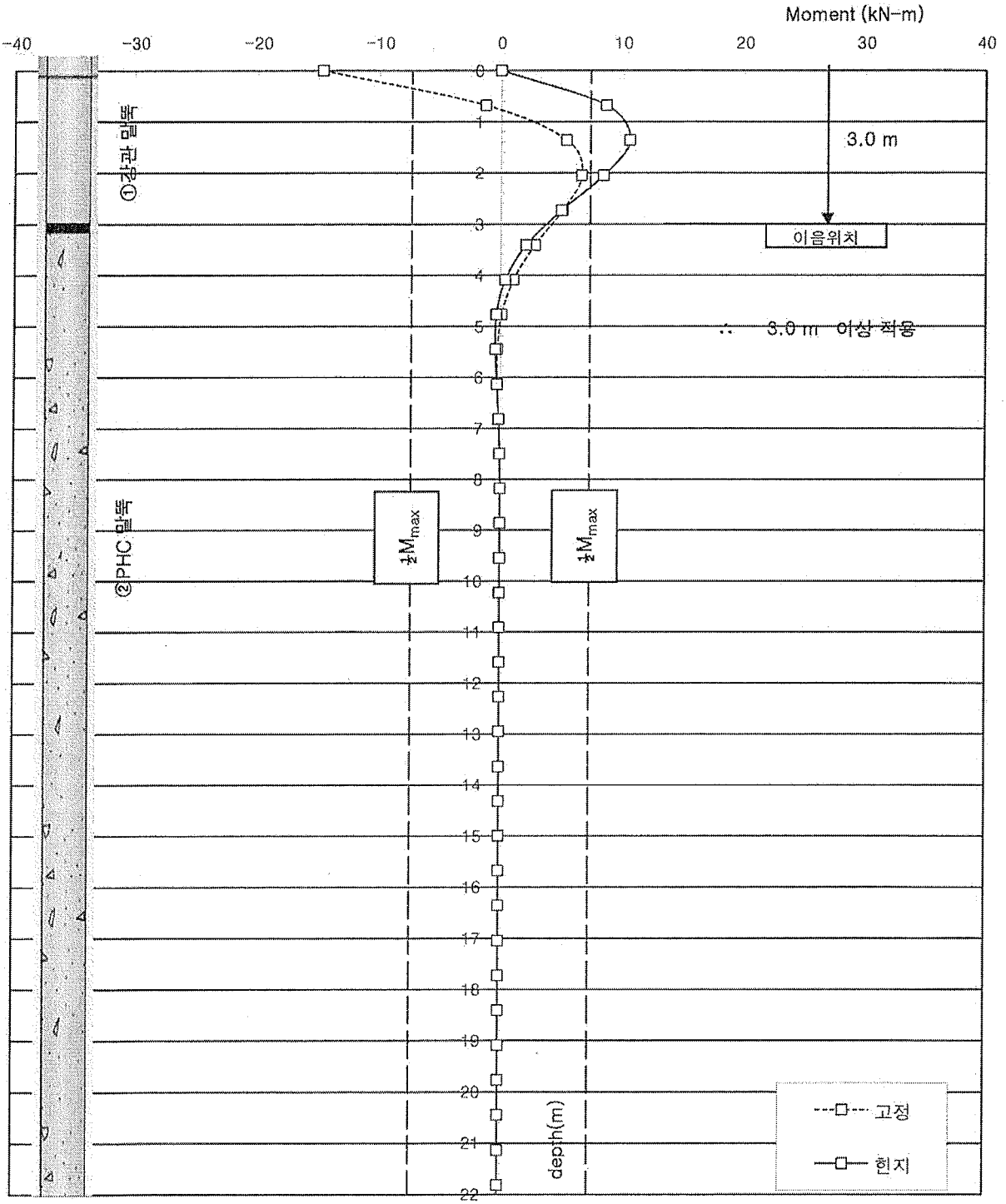
As1 = Hx/fsa = 97.484 x 10^3 / 180.000 = 541.579 ㎟

사용철근 : H13 - 14 EA + H13 - 14 EA

As = 126.700 x 14 + 126.700 x 14 = 3547.600 ㎟ ∴ O.K

12.HCP 말뚝검토

12.1 HCP 이음위치 검토



12.2 교축직각방향

1) 설계조건

① 지반조건 및 기본가정

구 분		적 용		비 고
말뚝의 시공방법		프리보링 HCP말뚝		
말뚝 머리의 평균 N치	NH	9		
말뚝 선단의 평균 N치	Ne	50		
변 형 계 수	E0	4·N		
말뚝 선단의 근입깊이		1.0	m	
두부의 돌출길이		0.0	m	
말뚝의 총길이	L	22.4	m	

② 말뚝의 제원

a. 강관말뚝의 제원

구 분		적 용		비 고
말 뚝 지 름	Ds	500	mm	
말 뚝 두 께	ts	9	mm	
부 식 두 께	t1s	2	mm	
유 효 지 름	Des	496	mm	
말 뚝 길 이	Ls	3.0	m	
단면2차모멘트	Is	321494456	mm^4	
탄 성 계 수	Es	205000	MPa	
강재의 종류		SKK400		

b. PHC말뚝의 제원

구 분		적 용		비 고
말 뚝 지 름	Dp	500	mm	A 종
말 뚝 두 께	tp	80	mm	
말뚝압축강도	fc	80	MPa	
말뚝유효프리스트레스	fce	4	MPa	
부 식 두 께	t1p	0	mm	
유 효 지 름	Dep	500	mm	
말 뚝 길 이	Lp	19.4	m	
단면2차모멘트	Ip	2411989176	mm^4	
탄 성 계 수	Ep	40000	MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

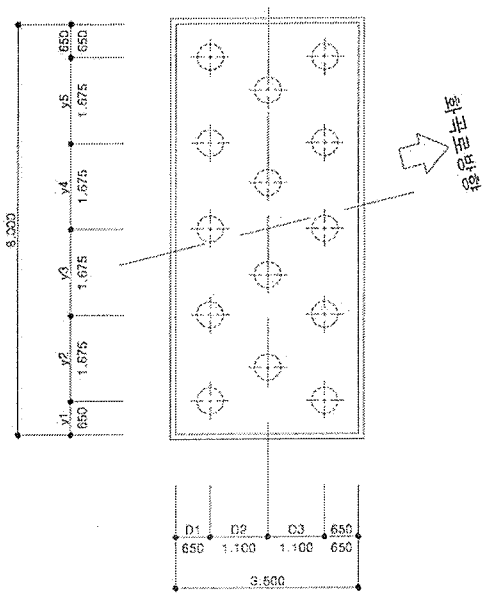
a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ500으로 동일함

b. 강관말뚝과 PHC의 연결은 하중분산용 구조체인 결합구를 강관말뚝 내측에 삽입후 강결시켜야 하며, 결합구가 부착된 강관말뚝과 PHC를 용접으로 연결 함.

2) 파일도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	6080.859	96.741	688.124	SV005
	COMBO 2	6077.984	96.741	1140.776	SV007
	COMBO 3	4006.276	135.223	1002.170	SV026
	COMBO 4	4006.276	884.826	5979.957	SV022
계수하중	COMBO 1	9668.512	0.000	151.895	UL001
	COMBO 2	7901.379	125.763	1483.009	UL007
	COMBO 3	3605.648	162.267	1179.082	UE026
	COMBO 4	4006.276	884.826	5979.957	UL022

3) 말뚝의 배치



※ 말뚝의 간격 검토

구 분	적 용		비교	허 용			비 고
말뚝의 최소중심간격	1.675	m	>	2.5 · D =	1.25	m	∴ O.K
말뚝의 연단거리	0.65	m	>	1.25 · D =	0.625	m	∴ O.K

4) 말뚝의 스프링 정수 산정

① 축방향 스프링정수

구 분	계 산 식	적 용 값
a	0.013 · (L/D) + 0.53	1.117
Kv	a · A · E / L	187574 kN/m

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

구 분		계 산 식	적 용 값		
			상시	지진시	
E_0		4 · N	3600		kN/m²
α		-	1	2	
B_H		$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	1.298	1.179	
K_{H0}		$\frac{1}{30}\alpha E_o$	12000	24000	kN/m³
K_H		$k_{H0}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	4001	8597	kN/m³
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.295	0.357	m⁻¹
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝)	6.598 ≥ 3	7.988 ≥ 3	
		1<βL<3 (유한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	
고정	K1	4 · E · I · β³	6737	11956	kN/m
	K2	2 · E · I · β²	11436	16764	kN/rad
	K3	2 · E · I · β²	11436	16764	kN.m/m
	K4	2 · E · I · β	38826	47007	kN.m/rad
힌지	K1	2 · E · I · β³	3369	5978	kN/m
	K2,K3,K4	-	0	0	

h : 설계 지반면보다 위에 있는 부분의 말뚝 축방향 길이 (m)

5) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	94319	167390
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-160106	-234690
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	2626034	2626034
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	14107496	14222033
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0011302	0.0023156	0.0000616	0.0000186	0.0036818	0.0000110
COMBO 2	0.0011858	0.0023145	0.0000943	0.0015415	0.0030089	0.0001226
COMBO 3	0.0015848	0.0015256	0.0000890	0.0018989	0.0013730	0.0001051
COMBO 4	0.0060147	0.0015256	0.0005197	0.0060147	0.0015256	0.0005197

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 6.015 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

⑥ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0011302	0.0025220	0.0000616	473.058	6.910	-10.534
	2	0.0011302	0.0024819	0.0000616	465.547	6.910	-10.534
	3	0.0011302	0.0024188	0.0000616	453.702	6.910	-10.534
	4	0.0011302	0.0023710	0.0000616	444.747	6.910	-10.534
	5	0.0011302	0.0023156	0.0000616	434.347	6.910	-10.534
	6	0.0011302	0.0022602	0.0000616	423.947	6.910	-10.534
	7	0.0011302	0.0022124	0.0000616	414.992	6.910	-10.534
	8	0.0011302	0.0021493	0.0000616	403.148	6.910	-10.534
	9	0.0011302	0.0021092	0.0000616	395.637	6.910	-10.534
COMBO 2	1	0.0011858	0.0026305	0.0000943	493.410	6.910	-9.899
	2	0.0011858	0.0025692	0.0000943	481.910	6.910	-9.899
	3	0.0011858	0.0024725	0.0000943	463.776	6.910	-9.899
	4	0.0011858	0.0023994	0.0000943	450.065	6.910	-9.899
	5	0.0011858	0.0023145	0.0000943	434.142	6.910	-9.899
	6	0.0011858	0.0022296	0.0000943	418.219	6.910	-9.899
	7	0.0011858	0.0021565	0.0000943	404.507	6.910	-9.899
	8	0.0011858	0.0020598	0.0000943	386.373	6.910	-9.899
	9	0.0011858	0.0019985	0.0000943	374.873	6.910	-9.899
COMBO 3	1	0.0015848	0.0018238	0.0000890	342.103	9.659	-14.668
	2	0.0015848	0.0017660	0.0000890	331.249	9.659	-14.668
	3	0.0015848	0.0016747	0.0000890	314.133	9.659	-14.668
	4	0.0015848	0.0016057	0.0000890	301.191	9.659	-14.668
	5	0.0015848	0.0015256	0.0000890	286.163	9.659	-14.668
	6	0.0015848	0.0014455	0.0000890	271.134	9.659	-14.668
	7	0.0015848	0.0013765	0.0000890	258.192	9.659	-14.668
	8	0.0015848	0.0012852	0.0000890	241.076	9.659	-14.668
	9	0.0015848	0.0012274	0.0000890	230.222	9.659	-14.668
COMBO 4	1	0.0060147	0.0032667	0.0005197	612.744	63.202	-76.397
	2	0.0060147	0.0029289	0.0005197	549.377	63.202	-76.397
	3	0.0060147	0.0023961	0.0005197	449.453	63.202	-76.397
	4	0.0060147	0.0019934	0.0005197	373.901	63.202	-76.397
	5	0.0060147	0.0015256	0.0005197	286.163	63.202	-76.397
	6	0.0060147	0.0010578	0.0005197	198.424	63.202	-76.397
	7	0.0060147	0.0006551	0.0005197	122.872	63.202	-76.397
	8	0.0060147	0.0001223	0.0005197	22.948	63.202	-76.397
	9	0.0060147	-0.0002155	0.0005197	-40.418	63.202	-76.397

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000186	0.0037186	0.0000110	697.507	0.000	0.213
	2	0.0000186	0.0037114	0.0000110	696.168	0.000	0.213
	3	0.0000186	0.0037002	0.0000110	694.057	0.000	0.213
	4	0.0000186	0.0036917	0.0000110	692.461	0.000	0.213
	5	0.0000186	0.0036818	0.0000110	690.608	0.000	0.213
	6	0.0000186	0.0036719	0.0000110	688.755	0.000	0.213
	7	0.0000186	0.0036634	0.0000110	687.159	0.000	0.213
	8	0.0000186	0.0036522	0.0000110	685.048	0.000	0.213
	9	0.0000186	0.0036450	0.0000110	683.709	0.000	0.213
COMBO 2	1	0.0015415	0.0034196	0.0001226	641.433	8.983	-12.868
	2	0.0015415	0.0033399	0.0001226	626.483	8.983	-12.868
	3	0.0015415	0.0032142	0.0001226	602.909	8.983	-12.868
	4	0.0015415	0.0031192	0.0001226	585.084	8.983	-12.868
	5	0.0015415	0.0030089	0.0001226	564.384	8.983	-12.868
	6	0.0015415	0.0028985	0.0001226	543.684	8.983	-12.868
	7	0.0015415	0.0028035	0.0001226	525.860	8.983	-12.868
	8	0.0015415	0.0026778	0.0001226	502.285	8.983	-12.868
	9	0.0015415	0.0025981	0.0001226	487.335	8.983	-12.868
COMBO 3	1	0.0018989	0.0017252	0.0001051	323.606	11.591	-17.634
	2	0.0018989	0.0016569	0.0001051	310.789	11.591	-17.634
	3	0.0018989	0.0015491	0.0001051	290.576	11.591	-17.634
	4	0.0018989	0.0014677	0.0001051	275.294	11.591	-17.634
	5	0.0018989	0.0013730	0.0001051	257.546	11.591	-17.634
	6	0.0018989	0.0012784	0.0001051	239.799	11.591	-17.634
	7	0.0018989	0.0011969	0.0001051	224.516	11.591	-17.634
	8	0.0018989	0.0010892	0.0001051	204.304	11.591	-17.634
	9	0.0018989	0.0010209	0.0001051	191.486	11.591	-17.634
COMBO 4	1	0.0060147	0.0032667	0.0005197	612.744	63.202	-76.397
	2	0.0060147	0.0029289	0.0005197	549.377	63.202	-76.397
	3	0.0060147	0.0023961	0.0005197	449.453	63.202	-76.397
	4	0.0060147	0.0019934	0.0005197	373.901	63.202	-76.397
	5	0.0060147	0.0015256	0.0005197	286.163	63.202	-76.397
	6	0.0060147	0.0010578	0.0005197	198.424	63.202	-76.397
	7	0.0060147	0.0006551	0.0005197	122.872	63.202	-76.397
	8	0.0060147	0.0001223	0.0005197	22.948	63.202	-76.397
	9	0.0060147	-0.0002155	0.0005197	-40.418	63.202	-76.397

◎ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.350	0	473.058	6.910	-10.534	2
	2	2.700	0	465.547	6.910	-10.534	1
	3	1.675	0	453.702	6.910	-10.534	2
	4	0.900	0	444.747	6.910	-10.534	1
	5	0.000	0	434.347	6.910	-10.534	2
	6	-0.900	0	423.947	6.910	-10.534	1
	7	-1.675	0	414.992	6.910	-10.534	2
	8	-2.700	0	403.148	6.910	-10.534	1
	9	-3.350	0	395.637	6.910	-10.534	2
	계			6080.859	96.741	688.124	14
COMBO 2	1	3.350	0	493.410	6.910	-9.899	2
	2	2.700	0	481.910	6.910	-9.899	1
	3	1.675	0	463.776	6.910	-9.899	2
	4	0.900	0	450.065	6.910	-9.899	1
	5	0.000	0	434.142	6.910	-9.899	2
	6	-0.900	0	418.219	6.910	-9.899	1
	7	-1.675	0	404.507	6.910	-9.899	2
	8	-2.700	0	386.373	6.910	-9.899	1
	9	-3.350	0	374.873	6.910	-9.899	2
	계			6077.984	96.741	1140.776	14
COMBO 3	1	3.350	0	342.103	9.659	-14.668	2
	2	2.700	0	331.249	9.659	-14.668	1
	3	1.675	0	314.133	9.659	-14.668	2
	4	0.900	0	301.191	9.659	-14.668	1
	5	0.000	0	286.163	9.659	-14.668	2
	6	-0.900	0	271.134	9.659	-14.668	1
	7	-1.675	0	258.192	9.659	-14.668	2
	8	-2.700	0	241.076	9.659	-14.668	1
	9	-3.350	0	230.222	9.659	-14.668	2
	계			4006.276	135.223	1002.170	14
COMBO 4	1	3.350	0	612.744	63.202	-76.397	2
	2	2.700	0	549.377	63.202	-76.397	1
	3	1.675	0	449.453	63.202	-76.397	2
	4	0.900	0	373.901	63.202	-76.397	1
	5	0.000	0	286.163	63.202	-76.397	2
	6	-0.900	0	198.424	63.202	-76.397	1
	7	-1.675	0	122.872	63.202	-76.397	2
	8	-2.700	0	22.948	63.202	-76.397	1
	9	-3.350	0	-40.418	63.202	-76.397	2
	계			4006.276	884.826	5979.957	14

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.350	0	697.507	0.000	0.213	2
	2	2.700	0	696.168	0.000	0.213	1
	3	1.675	0	694.057	0.000	0.213	2
	4	0.900	0	692.461	0.000	0.213	1
	5	0.000	0	690.608	0.000	0.213	2
	6	-0.900	0	688.755	0.000	0.213	1
	7	-1.675	0	687.159	0.000	0.213	2
	8	-2.700	0	685.048	0.000	0.213	1
	9	-3.350	0	683.709	0.000	0.213	2
	계			9668.512	0.000	151.895	14
COMBO 2	1	3.350	0	641.433	8.983	-12.868	2
	2	2.700	0	626.483	8.983	-12.868	1
	3	1.675	0	602.909	8.983	-12.868	2
	4	0.900	0	585.084	8.983	-12.868	1
	5	0.000	0	564.384	8.983	-12.868	2
	6	-0.900	0	543.684	8.983	-12.868	1
	7	-1.675	0	525.860	8.983	-12.868	2
	8	-2.700	0	502.285	8.983	-12.868	1
	9	-3.350	0	487.335	8.983	-12.868	2
	계			7901.379	125.763	1483.009	14
COMBO 3	1	3.350	0	323.606	11.591	-17.634	2
	2	2.700	0	310.789	11.591	-17.634	1
	3	1.675	0	290.576	11.591	-17.634	2
	4	0.900	0	275.294	11.591	-17.634	1
	5	0.000	0	257.546	11.591	-17.634	2
	6	-0.900	0	239.799	11.591	-17.634	1
	7	-1.675	0	224.516	11.591	-17.634	2
	8	-2.700	0	204.304	11.591	-17.634	1
	9	-3.350	0	191.486	11.591	-17.634	2
	계			3605.648	162.267	1179.082	14
COMBO 4	1	3.350	0	612.744	63.202	-76.397	2
	2	2.700	0	549.377	63.202	-76.397	1
	3	1.675	0	449.453	63.202	-76.397	2
	4	0.900	0	373.901	63.202	-76.397	1
	5	0.000	0	286.163	63.202	-76.397	2
	6	-0.900	0	198.424	63.202	-76.397	1
	7	-1.675	0	122.872	63.202	-76.397	2
	8	-2.700	0	22.948	63.202	-76.397	1
	9	-3.350	0	-40.418	63.202	-76.397	2
	계			4006.276	884.826	5979.957	14

② 말뚝머리 힌지일 경우

ⓐ 기초의 변위

	말뚝원점에서의 변위	계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_2 \sin^2\theta_i\right)$	47160	83695
Axy,Ayx	$\sum \left(K_2 - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_2 - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0	0
Ayy	$\sum \left(K_2 \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	2626034	2626034
Aya,Aay	$\sum \left\{\left(K_2 \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i + K_2 \sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum \left\{\left(K_2 \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i \sin\theta_i + K_4\right\}$	13563936	13563936
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x \\ \delta_y \\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o \\ V_o \\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0020514	0.0023156	0.0000507	0.0000000	0.0036818	0.0000112
COMBO 2	0.0020514	0.0023145	0.0000841	0.0026668	0.0030089	0.0001093
COMBO 3	0.0028673	0.0015256	0.0000739	0.0034408	0.0013730	0.0000869
COMBO 4	0.0105721	0.0015256	0.0004409	0.0105721	0.0015256	0.0004409

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 10.572 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0020514	0.0024856	0.0000507	466.226	6.910	0.000
	2	0.0020514	0.0024526	0.0000507	460.040	6.910	0.000
	3	0.0020514	0.0024006	0.0000507	450.286	6.910	0.000
	4	0.0020514	0.0023613	0.0000507	442.911	6.910	0.000
	5	0.0020514	0.0023156	0.0000507	434.347	6.910	0.000
	6	0.0020514	0.0022699	0.0000507	425.783	6.910	0.000
	7	0.0020514	0.0022306	0.0000507	418.408	6.910	0.000
	8	0.0020514	0.0021786	0.0000507	408.654	6.910	0.000
	9	0.0020514	0.0021457	0.0000507	402.469	6.910	0.000
COMBO 2	1	0.0020514	0.0025963	0.0000841	486.990	6.910	0.000
	2	0.0020514	0.0025416	0.0000841	476.736	6.910	0.000
	3	0.0020514	0.0024554	0.0000841	460.566	6.910	0.000
	4	0.0020514	0.0023902	0.0000841	448.340	6.910	0.000
	5	0.0020514	0.0023145	0.0000841	434.142	6.910	0.000
	6	0.0020514	0.0022388	0.0000841	419.944	6.910	0.000
	7	0.0020514	0.0021736	0.0000841	407.718	6.910	0.000
	8	0.0020514	0.0020874	0.0000841	391.547	6.910	0.000
	9	0.0020514	0.0020328	0.0000841	381.293	6.910	0.000
COMBO 3	1	0.0028673	0.0017731	0.0000739	332.590	9.659	0.000
	2	0.0028673	0.0017251	0.0000739	323.582	9.659	0.000
	3	0.0028673	0.0016494	0.0000739	309.376	9.659	0.000
	4	0.0028673	0.0015921	0.0000739	298.636	9.659	0.000
	5	0.0028673	0.0015256	0.0000739	286.163	9.659	0.000
	6	0.0028673	0.0014591	0.0000739	273.690	9.659	0.000
	7	0.0028673	0.0014018	0.0000739	262.949	9.659	0.000
	8	0.0028673	0.0013261	0.0000739	248.744	9.659	0.000
	9	0.0028673	0.0012781	0.0000739	239.735	9.659	0.000
COMBO 4	1	0.0105721	0.0030025	0.0004409	563.194	63.202	0.000
	2	0.0105721	0.0027160	0.0004409	509.442	63.202	0.000
	3	0.0105721	0.0022641	0.0004409	424.678	63.202	0.000
	4	0.0105721	0.0019224	0.0004409	360.589	63.202	0.000
	5	0.0105721	0.0015256	0.0004409	286.163	63.202	0.000
	6	0.0105721	0.0011288	0.0004409	211.736	63.202	0.000
	7	0.0105721	0.0007871	0.0004409	147.647	63.202	0.000
	8	0.0105721	0.0003352	0.0004409	62.883	63.202	0.000
	9	0.0105721	0.0000487	0.0004409	9.131	63.202	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0037193	0.0000000	697.645	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0037120	0.0000000	696.279	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0037005	0.0000000	694.126	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0036919	0.0000000	692.498	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0036818	0.0000000	690.608	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0036717	0.0000000	688.718	0.000	0.000
	7	0.0000000	0.0036630	0.0000000	687.090	0.000	0.000
	8	0.0000000	0.0036516	0.0000000	684.937	0.000	0.000
	9	0.0000000	0.0036443	0.0000000	683.571	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0026668	0.0033751	0.0001093	633.087	8.983	0.000
	2	0.0026668	0.0033041	0.0001093	619.757	8.983	0.000
	3	0.0026668	0.0031920	0.0001093	598.736	8.983	0.000
	4	0.0026668	0.0031073	0.0001093	582.842	8.983	0.000
	5	0.0026668	0.0030089	0.0001093	564.384	8.983	0.000
	6	0.0026668	0.0029105	0.0001093	545.927	8.983	0.000
	7	0.0026668	0.0028257	0.0001093	530.033	8.983	0.000
	8	0.0026668	0.0027137	0.0001093	509.012	8.983	0.000
	9	0.0026668	0.0026426	0.0001093	495.681	8.983	0.000
COMBO 3	1	0.0034408	0.0016642	0.0000869	312.169	11.591	0.000
	2	0.0034408	0.0016077	0.0000869	301.571	11.591	0.000
	3	0.0034408	0.0015186	0.0000869	284.858	11.591	0.000
	4	0.0034408	0.0014513	0.0000869	272.221	11.591	0.000
	5	0.0034408	0.0013730	0.0000869	257.546	11.591	0.000
	6	0.0034408	0.0012948	0.0000869	242.871	11.591	0.000
	7	0.0034408	0.0012274	0.0000869	230.235	11.591	0.000
	8	0.0034408	0.0011383	0.0000869	213.522	11.591	0.000
	9	0.0034408	0.0010818	0.0000869	202.923	11.591	0.000
COMBO 4	1	0.0105721	0.0030025	0.0004409	563.194	63.202	0.000
	2	0.0105721	0.0027160	0.0004409	509.442	63.202	0.000
	3	0.0105721	0.0022641	0.0004409	424.678	63.202	0.000
	4	0.0105721	0.0019224	0.0004409	360.589	63.202	0.000
	5	0.0105721	0.0015256	0.0004409	286.163	63.202	0.000
	6	0.0105721	0.0011288	0.0004409	211.736	63.202	0.000
	7	0.0105721	0.0007871	0.0004409	147.647	63.202	0.000
	8	0.0105721	0.0003352	0.0004409	62.883	63.202	0.000
	9	0.0105721	0.0000487	0.0004409	9.131	63.202	0.000

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.350	0	466.226	6.910	0.000	2
	2	2.700	0	460.040	6.910	0.000	1
	3	1.675	0	450.286	6.910	0.000	2
	4	0.900	0	442.911	6.910	0.000	1
	5	0.000	0	434.347	6.910	0.000	2
	6	-0.900	0	425.783	6.910	0.000	1
	7	-1.675	0	418.408	6.910	0.000	2
	8	-2.700	0	408.654	6.910	0.000	1
	9	-3.350	0	402.469	6.910	0.000	2
	계			6080.859	96.741	688.124	14
COMBO 2	1	3.350	0	486.990	6.910	0.000	2
	2	2.700	0	476.736	6.910	0.000	1
	3	1.675	0	460.566	6.910	0.000	2
	4	0.900	0	448.340	6.910	0.000	1
	5	0.000	0	434.142	6.910	0.000	2
	6	-0.900	0	419.944	6.910	0.000	1
	7	-1.675	0	407.718	6.910	0.000	2
	8	-2.700	0	391.547	6.910	0.000	1
	9	-3.350	0	381.293	6.910	0.000	2
	계			6077.984	96.741	1140.776	14
COMBO 3	1	3.350	0	332.590	9.659	0.000	2
	2	2.700	0	323.582	9.659	0.000	1
	3	1.675	0	309.376	9.659	0.000	2
	4	0.900	0	298.636	9.659	0.000	1
	5	0.000	0	286.163	9.659	0.000	2
	6	-0.900	0	273.690	9.659	0.000	1
	7	-1.675	0	262.949	9.659	0.000	2
	8	-2.700	0	248.744	9.659	0.000	1
	9	-3.350	0	239.735	9.659	0.000	2
	계			4006.276	135.223	1002.170	14
COMBO 4	1	3.350	0	563.194	63.202	0.000	2
	2	2.700	0	509.442	63.202	0.000	1
	3	1.675	0	424.678	63.202	0.000	2
	4	0.900	0	360.589	63.202	0.000	1
	5	0.000	0	286.163	63.202	0.000	2
	6	-0.900	0	211.736	63.202	0.000	1
	7	-1.675	0	147.647	63.202	0.000	2
	8	-2.700	0	62.883	63.202	0.000	1
	9	-3.350	0	9.131	63.202	0.000	2
	계			4006.276	884.826	5979.957	14

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.350	0	697.645	0.000	0.000	2
	2	2.700	0	696.279	0.000	0.000	1
	3	1.675	0	694.126	0.000	0.000	2
	4	0.900	0	692.498	0.000	0.000	1
	5	0.000	0	690.608	0.000	0.000	2
	6	-0.900	0	688.718	0.000	0.000	1
	7	-1.675	0	687.090	0.000	0.000	2
	8	-2.700	0	684.937	0.000	0.000	1
	9	-3.350	0	683.571	0.000	0.000	2
	계			9668.512	0.000	151.895	14
COMBO 2	1	3.350	0	633.087	8.983	0.000	2
	2	2.700	0	619.757	8.983	0.000	1
	3	1.675	0	598.736	8.983	0.000	2
	4	0.900	0	582.842	8.983	0.000	1
	5	0.000	0	564.384	8.983	0.000	2
	6	-0.900	0	545.927	8.983	0.000	1
	7	-1.675	0	530.033	8.983	0.000	2
	8	-2.700	0	509.012	8.983	0.000	1
	9	-3.350	0	495.681	8.983	0.000	2
	계			7901.379	125.763	1483.009	14
COMBO 3	1	3.350	0	312.169	11.591	0.000	2
	2	2.700	0	301.571	11.591	0.000	1
	3	1.675	0	284.858	11.591	0.000	2
	4	0.900	0	272.221	11.591	0.000	1
	5	0.000	0	257.546	11.591	0.000	2
	6	-0.900	0	242.871	11.591	0.000	1
	7	-1.675	0	230.235	11.591	0.000	2
	8	-2.700	0	213.522	11.591	0.000	1
	9	-3.350	0	202.923	11.591	0.000	2
	계			3605.648	162.267	1179.082	14
COMBO 4	1	3.350	0	563.194	63.202	0.000	2
	2	2.700	0	509.442	63.202	0.000	1
	3	1.675	0	424.678	63.202	0.000	2
	4	0.900	0	360.589	63.202	0.000	1
	5	0.000	0	286.163	63.202	0.000	2
	6	-0.900	0	211.736	63.202	0.000	1
	7	-1.675	0	147.647	63.202	0.000	2
	8	-2.700	0	62.883	63.202	0.000	1
	9	-3.350	0	9.131	63.202	0.000	2
	계			4006.276	884.826	5979.957	14

6) 말뚝머리 작용력 집계표

① 말뚝머리 고정일 경우

구 분		사용하중			계수하중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	473.058	6.910	-10.534	697.507	0.000	0.213
	2	465.547	6.910	-10.534	686.168	0.000	0.213
	3	453.702	6.910	-10.534	694.057	0.000	0.213
	4	444.747	6.910	-10.534	692.461	0.000	0.213
	5	434.347	6.910	-10.534	690.608	0.000	0.213
	6	423.947	6.910	-10.534	688.755	0.000	0.213
	7	414.992	6.910	-10.534	687.159	0.000	0.213
	8	403.148	6.910	-10.534	685.048	0.000	0.213
	9	395.637	6.910	-10.534	683.709	0.000	0.213
COMBO 2	1	493.410	6.910	-9.899	641.433	8.983	-12.868
	2	481.910	6.910	-9.899	626.483	8.983	-12.868
	3	463.776	6.910	-9.899	602.909	8.983	-12.868
	4	450.065	6.910	-9.899	585.084	8.983	-12.868
	5	434.142	6.910	-9.899	564.384	8.983	-12.868
	6	418.219	6.910	-9.899	543.684	8.983	-12.868
	7	404.507	6.910	-9.899	525.860	8.983	-12.868
	8	386.373	6.910	-9.899	502.285	8.983	-12.868
	9	374.873	6.910	-9.899	487.335	8.983	-12.868
COMBO 3	1	342.103	9.659	-14.668	323.606	11.591	-17.634
	2	331.249	9.659	-14.668	310.789	11.591	-17.634
	3	314.133	9.659	-14.668	290.576	11.591	-17.634
	4	301.191	9.659	-14.668	275.294	11.591	-17.634
	5	286.163	9.659	-14.668	257.546	11.591	-17.634
	6	271.134	9.659	-14.668	239.799	11.591	-17.634
	7	258.192	9.659	-14.668	224.516	11.591	-17.634
	8	241.076	9.659	-14.668	204.304	11.591	-17.634
	9	230.222	9.659	-14.668	191.486	11.591	-17.634
COMBO 4	1	612.744	63.202	-76.397	612.744	63.202	-76.397
	2	549.377	63.202	-76.397	549.377	63.202	-76.397
	3	449.453	63.202	-76.397	449.453	63.202	-76.397
	4	373.901	63.202	-76.397	373.901	63.202	-76.397
	5	286.163	63.202	-76.397	286.163	63.202	-76.397
	6	198.424	63.202	-76.397	198.424	63.202	-76.397
	7	122.872	63.202	-76.397	122.872	63.202	-76.397
	8	22.948	63.202	-76.397	22.948	63.202	-76.397
	9	-40.418	63.202	-76.397	-40.418	63.202	-76.397

② 말뚝머리 힌지일 경우

구 분		사용하중			계수하중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	466.226	6.910	0.000	697.645	0.000	0.000
	2	460.040	6.910	0.000	696.279	0.000	0.000
	3	450.286	6.910	0.000	694.126	0.000	0.000
	4	442.911	6.910	0.000	692.498	0.000	0.000
	5	434.347	6.910	0.000	690.608	0.000	0.000
	6	425.783	6.910	0.000	688.718	0.000	0.000
	7	418.408	6.910	0.000	687.090	0.000	0.000
	8	408.654	6.910	0.000	684.937	0.000	0.000
	9	402.469	6.910	0.000	683.571	0.000	0.000
COMBO 2	1	486.990	6.910	0.000	633.087	8.983	0.000
	2	476.736	6.910	0.000	619.757	8.983	0.000
	3	460.566	6.910	0.000	598.736	8.983	0.000
	4	448.340	6.910	0.000	582.842	8.983	0.000
	5	434.142	6.910	0.000	564.384	8.983	0.000
	6	419.944	6.910	0.000	545.927	8.983	0.000
	7	407.718	6.910	0.000	530.033	8.983	0.000
	8	391.547	6.910	0.000	509.012	8.983	0.000
	9	381.293	6.910	0.000	495.681	8.983	0.000
COMBO 3	1	332.590	9.659	0.000	312.169	11.591	0.000
	2	323.582	9.659	0.000	301.571	11.591	0.000
	3	309.376	9.659	0.000	284.858	11.591	0.000
	4	298.636	9.659	0.000	272.221	11.591	0.000
	5	286.163	9.659	0.000	257.546	11.591	0.000
	6	273.690	9.659	0.000	242.871	11.591	0.000
	7	262.949	9.659	0.000	230.235	11.591	0.000
	8	248.744	9.659	0.000	213.522	11.591	0.000
	9	239.735	9.659	0.000	202.923	11.591	0.000
COMBO 4	1	563.194	63.202	0.000	563.194	63.202	0.000
	2	509.442	63.202	0.000	509.442	63.202	0.000
	3	424.678	63.202	0.000	424.678	63.202	0.000
	4	360.589	63.202	0.000	360.589	63.202	0.000
	5	286.163	63.202	0.000	286.163	63.202	0.000
	6	211.736	63.202	0.000	211.736	63.202	0.000
	7	147.647	63.202	0.000	147.647	63.202	0.000
	8	62.883	63.202	0.000	62.883	63.202	0.000
	9	9.131	63.202	0.000	9.131	63.202	0.000

7) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra1 = 985.960 kN(평상시)

Ra2 = 1478.940 kN(지진시)

나) 말뚝의 허용변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 2.867 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 10.572 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 331.467 kN(평상시)

Pa2 = 497.200 kN(지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	473.058	395.637	985.960	331.467	O.K
	HINGE	466.226	402.469	985.960	331.467	O.K
COMBO 2	FIX	493.410	374.873	985.960	331.467	O.K
	HINGE	486.990	381.293	985.960	331.467	O.K
COMBO 3	FIX	342.103	230.222	985.960	331.467	O.K
	HINGE	332.590	239.735	985.960	331.467	O.K
COMBO 4	FIX	612.744	-40.418	1478.940	497.200	O.K
	HINGE	563.194	9.131	1478.940	497.200	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

장경비 (L/D) = 22.40/0.500 = 44.800 < 85 이므로 장경비에 따른 허용응력의 감소 없음.

나) 강관말뚝의 합성응력 검토

fsa = 140.000 MPa (평상시)

= 210.000 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M × y/Io

= V ÷ 10754 ± M × (500 ÷ 2) ÷ 321494456

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	473.058	10.534	52.182	140	O.K
	HINGE	466.226	7.563	49.236	140	O.K
COMBO 2	FIX	493.410	9.899	53.580	140	O.K
	HINGE	486.990	7.563	51.167	140	O.K
COMBO 3	FIX	342.103	14.668	43.218	140	O.K
	HINGE	332.590	10.572	39.149	140	O.K
COMBO 4	FIX	612.744	76.397	116.388	210	O.K
	HINGE	563.194	57.137	96.803	210	O.K

다) 강관말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (496.000^2 + 496.000 \times 482.000 + 482.000^2) \div (3 \times (496.000^2 + 482.000^2))$

= 2.000 ; 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	6.910	1.285	80	O.K
	HINGE	6.910	1.285	80	O.K
COMBO 2	FIX	6.910	1.285	80	O.K
	HINGE	6.910	1.285	80	O.K
COMBO 3	FIX	9.659	1.796	80	O.K
	HINGE	9.659	1.796	80	O.K
COMBO 4	FIX	63.202	11.753	120	O.K
	HINGE	63.202	11.753	120	O.K

라) PHC 말뚝의 합성응력 검토

fca' (압축측) = 20.000 MPa (평상시)

= 26.600 MPa (지진시)

fca (인장측) = 0 MPa (평상시)

= -3.000 MPa (지진시)

f = V/Ap + fpe ± M × y/Io

= V ÷ 105558 + 4.00 ± M × (500.0 ÷ 2) ÷ 2411989176

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fmin	fca'	fca	비 고
평상시 최대	FIX	493.410	4.158	9.105	8.243	20	0	O.K
	HINGE	486.990	3.818	9.009	8.218	20	0	O.K
평상시 최소	FIX	230.222	4.158	6.612	5.750	20	0	O.K
	HINGE	239.735	3.818	6.667	5.875	20	0	O.K
지진시 최대	FIX	612.744	21.465	12.030	7.580	26.60	-3	O.K
	HINGE	563.194	20.665	11.477	7.193	26.60	-3	O.K
지진시 최소	FIX	-40.418	21.465	5.842	1.392	26.60	-3	O.K
	HINGE	9.131	20.665	6.228	1.945	26.60	-3	O.K

마) PHC 말뚝의 전단응력 검토

τpa = 0.85 Mpa × C_N [축방향압축력에 대한 보정계수]

여기서, C_N = 1 + M_0 / M

= 4.075 (1 ≤ CN ≤ 2)

※ CN = 2.000 적용

M : 부재단면에 작용하는 휨모멘트 (N.mm)

M_0 : 축방향 압축력에 의해 콘크리트 응력이 부재 인장연에서 영으로 되는 휨모멘트 (N.mm)

$$M_0 = \frac{N \times Ic}{Ac \times y}$$

N : 부재단면에 작용하는 축방향압축력 (N)

Ic : 부재단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

Ac : 부재단면적 (mm^2)

y : 부재단면의 도심에서 부재인장선까지의 거리 (mm)

τpa = 0.85 × C_N ≤ 1.20 MPa (평상시)

∴ τpa = 0.85 × C_N = 3.46 MPa (평상시)

※ τpa = 1.200 MPa (평상시) 적용

= 1.596 MPa (지진시)

τp = α × Ho / Ap

α = 4 × (500.000^2 + 500.000 × 340.000 + 340.000^2) ÷

(3 × (500.000^2 + 340.000^2)) = 1.953 ; 전단형상계수

= 1.953 × Ho / 105558

구 분		H(kN)	τp	τpa	비 고
평상시최대	FIX	1.410	0.026	1.200	O.K
	HINGE	3.182	0.059	1.200	O.K
지진시최대	FIX	9.059	0.168	1.596	O.K
	HINGE	20.624	0.382	1.596	O.K

12.3 교축방향

1) 설계조건

① 지반조건 및 기본가정

구 분		적 용		비 고
말뚝의 시공방법		프리보링 HCP말뚝		
말뚝 머리의 평균 N치	NH	9		
말뚝 선단의 평균 N치	Ne	50		
변 형 계 수	E0	4·N		
말뚝 선단의 근입깊이		1.0	m	
두부의 돌출길이		0.0	m	
말뚝의 총길이	L	22.4	m	

② 말뚝의 제원

a. 강관말뚝의 제원

구 분		적 용		비 고
말 뚝 지 름	Ds	500	mm	
말 뚝 두 께	ts	9	mm	
부 식 두 께	t1s	2	mm	
유 효 지 름	Des	496	mm	
말 뚝 길 이	Ls	3.0	m	
단면2차모멘트	Is	321494456	mm^4	
탄 성 계 수	Es	205000	MPa	
강재의 종류		SKK400		

b. PHC말뚝의 제원

구 분		적 용		비 고
말 뚝 지 름	Dp	500	mm	A 종
말 뚝 두 께	tp	80	mm	
말뚝압축강도	fc	80	MPa	
말뚝유효프리스트레스	fce	4	MPa	
부 식 두 께	t1p	0	mm	
유 효 지 름	Dep	500	mm	
말 뚝 길 이	Lp	19.4	m	
단면2차모멘트	Ip	2411989176	mm^4	
탄 성 계 수	Ep	40000	MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

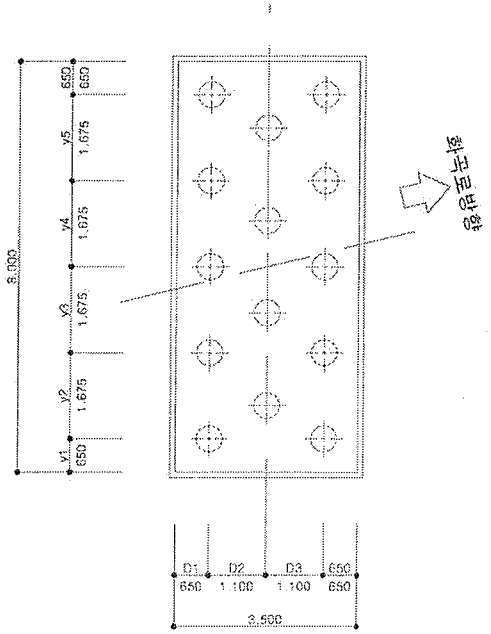
a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ500으로 동일함

b. 강관말뚝과 PHC의 연결은 하중분산용 구조체인 결합구를 강관말뚝 내측에 삽입후 강결시켜야 하며, 결합구가 부착된 강관말뚝과 PHC를 용접으로 연결 함.

2) 파일도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	6080.859	0.000	424.052	SVB01
	COMBO 2	6080.859	0.000	424.052	SVB01
	COMBO 3	6080.859	0.000	424.052	SVB23
	COMBO 4	4006.276	887.965	5364.136	SVB22
계수하중	COMBO 1	9668.512	0.000	627.736	ULB01
	COMBO 2	9668.512	0.000	627.736	ULB01
	COMBO 3	7905.116	0.000	551.268	ULB23
	COMBO 4	4006.276	887.965	5364.136	ULB22

3) 말뚝의 배치



※ 말뚝의 간격 검토

구 분	적 용		비교	허 용		비 고
말뚝의 최소중심간격	2.2	m	>	2.5 · D =	1.25 m	∴ O.K
말뚝의 연단거리	0.65	m	>	1.25 · D =	0.625 m	∴ O.K

4) 말뚝의 스프링 정수 산정

① 축방향 스프링정수

구 분	계 산 식	적 용 값
a	0.013 ·(L/D)+ 0.53	1.117
Kv	a·A·E / L	187574 kN/m

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

구 분		계 산 식	적 용 값		
			상시	지진시	
E_0		4·N	3600		kN/m²
α		-	1	2	
B_H		$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	1.298	1.179	
K_{H0}		$\frac{1}{30}\alpha E_o$	12000	24000	kN/m³
K_H		$k_{H0}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	4001	8597	kN/m³
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.295	0.357	m⁻¹
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝)	6.598 ≥ 3	7.988 ≥ 3	
		1<βL<3 (유한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	
고정	K1	4·E·I·β³	6737	11956	kN/m
	K2	2·E·I·β²	11436	16764	kN/rad
	K3	2·E·I·β²	11436	16764	kN.m/m
	K4	2·E·I·β	38826	47007	kN.m/rad
한지	K1	2·E·I·β³	3369	5978	kN/m
	K2,K3,K4	-	0	0	

h : 설계 지반면보다 위에 있는 부분의 말뚝 축방향 길이 (m)

5) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	94319	167390
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-160106	-234690
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	2626034	2626034
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	2813203	2927741
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0002832	0.0023156	0.0001669	0.0004193	0.0036818	0.0002470
COMBO 2	0.0002832	0.0023156	0.0001669	0.0004193	0.0036818	0.0002470
COMBO 3	0.0002832	0.0023156	0.0001669	0.0003682	0.0030103	0.0002169
COMBO 4	0.0088706	0.0015256	0.0025432	0.0088706	0.0015256	0.0025432

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 8.871 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0002832	0.0024991	0.0001669	468.775	0.000	3.239
	2	0.0002832	0.0023156	0.0001669	434.347	0.000	3.239
	3	0.0002832	0.0021321	0.0001669	399.919	0.000	3.239
	4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0002832	0.0024991	0.0001669	468.775	0.000	3.239
	2	0.0002832	0.0023156	0.0001669	434.347	0.000	3.239
	3	0.0002832	0.0021321	0.0001669	399.919	0.000	3.239
	4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
COMBO 3	1	0.0002832	0.0024991	0.0001669	468.775	0.000	3.239
	2	0.0002832	0.0023156	0.0001669	434.347	0.000	3.239
	3	0.0002832	0.0021321	0.0001669	399.919	0.000	3.239
	4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
COMBO 4	1	0.0088706	0.0043232	0.0025432	810.914	63.426	-29.152
	2	0.0088706	0.0015256	0.0025432	286.163	63.426	-29.152
	3	0.0088706	-0.0012720	0.0025432	-238.589	63.426	-29.152
	4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0004193	0.0039535	0.0002470	741.572	0.000	4.795
	2	0.0004193	0.0036818	0.0002470	690.608	0.000	4.795
	3	0.0004193	0.0034101	0.0002470	639.644	0.000	4.795
	4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0004193	0.0039535	0.0002470	741.572	0.000	4.795
	2	0.0004193	0.0036818	0.0002470	690.608	0.000	4.795
	3	0.0004193	0.0034101	0.0002470	639.644	0.000	4.795
	4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
COMBO 3	1	0.0003682	0.0032489	0.0002169	609.407	0.000	4.211
	2	0.0003682	0.0030103	0.0002169	564.651	0.000	4.211
	3	0.0003682	0.0027717	0.0002169	519.895	0.000	4.211
	4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
COMBO 4	1	0.0088706	0.0043232	0.0025432	810.914	63.426	-29.152
	2	0.0088706	0.0015256	0.0025432	286.163	63.426	-29.152
	3	0.0088706	-0.0012720	0.0025432	-238.589	63.426	-29.152
	4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.100	0	468.775	0.000	3.239	5
	2	0.000	0	434.347	0.000	3.239	4
	3	-1.100	0	399.919	0.000	3.239	5
	4	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	5	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	6	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	계			6080.859	0.000	424.052	14
COMBO 2	1	1.100	0	468.775	0.000	3.239	5
	2	0.000	0	434.347	0.000	3.239	4
	3	-1.100	0	399.919	0.000	3.239	5
	4	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	5	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	6	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	계			6080.859	0.000	424.052	14
COMBO 3	1	1.100	0	468.775	0.000	3.239	5
	2	0.000	0	434.347	0.000	3.239	4
	3	-1.100	0	399.919	0.000	3.239	5
	4	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	5	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	6	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	계			6080.859	0.000	424.052	14
COMBO 4	1	1.100	0	810.914	63.426	-29.152	5
	2	0.000	0	286.163	63.426	-29.152	4
	3	-1.100	0	-238.589	63.426	-29.152	5
	4	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	5	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	6	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	계			4006.276	887.965	5364.136	14

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.100	0	741.572	0.000	4.795	5
	2	0.000	0	690.608	0.000	4.795	4
	3	-1.100	0	639.644	0.000	4.795	5
	4	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	5	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	6	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	계			9668.512	0.000	627.736	14
COMBO 2	1	1.100	0	741.572	0.000	4.795	5
	2	0.000	0	690.608	0.000	4.795	4
	3	-1.100	0	639.644	0.000	4.795	5
	4	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	5	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	6	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	계			9668.512	0.000	627.736	14
COMBO 3	1	1.100	0	609.407	0.000	4.211	5
	2	0.000	0	564.651	0.000	4.211	4
	3	-1.100	0	519.895	0.000	4.211	5
	4	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	5	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	6	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	계			7905.116	0.000	551.268	14
COMBO 4	1	1.100	0	810.914	63.426	-29.152	5
	2	0.000	0	286.163	63.426	-29.152	4
	3	-1.100	0	-238.589	63.426	-29.152	5
	4	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	5	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	6	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	계			4006.276	887.965	5364.136	14

② 말뚝머리 힌지일 경우

ⓐ 기초의 변위

	말뚝원점에서의 변위	계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	47160	83695
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0	0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	2626034	2626034
Aya,Aay	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i + K_2 \sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i \sin\theta_i + K_4\right\}$	2269644	2269644
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0000000	0.0023156	0.0001868	0.0000000	0.0036818	0.0002766
COMBO 2	0.0000000	0.0023156	0.0001868	0.0000000	0.0036818	0.0002766
COMBO 3	0.0000000	0.0023156	0.0001868	0.0000000	0.0030103	0.0002429
COMBO 4	0.0106096	0.0015256	0.0023634	0.0106096	0.0015256	0.0023634

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 10.610 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0025211	0.0000000	472.897	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0023156	0.0000000	434.347	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0021101	0.0000000	395.797	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0000000	0.0025211	0.0000000	472.897	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0023156	0.0000000	434.347	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0021101	0.0000000	395.797	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
COMBO 3	1	0.0000000	0.0025211	0.0000000	472.897	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0023156	0.0000000	434.347	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0021101	0.0000000	395.797	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
COMBO 4	1	0.0106096	0.0041254	0.0023634	773.811	63.426	0.000
	2	0.0106096	0.0015256	0.0023634	286.163	63.426	0.000
	3	0.0106096	-0.0010742	0.0023634	-201.486	63.426	0.000
	4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0039860	0.0000000	747.675	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0036818	0.0000000	690.608	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0033776	0.0000000	633.541	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0000000	0.0039860	0.0000000	747.675	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0036818	0.0000000	690.608	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0033776	0.0000000	633.541	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
COMBO 3	1	0.0000000	0.0032775	0.0000000	614.766	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0030103	0.0000000	564.651	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0027431	0.0000000	514.536	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
COMBO 4	1	0.0106096	0.0041254	0.0023634	773.811	63.426	0.000
	2	0.0106096	0.0015256	0.0023634	286.163	63.426	0.000
	3	0.0106096	-0.0010742	0.0023634	-201.486	63.426	0.000
	4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.000	0.000

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.100	0	472.897	0.000	0.000	5
	2	0.000	0	434.347	0.000	0.000	4
	3	-1.100	0	395.797	0.000	0.000	5
	4	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	5	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	6	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	계			6080.859	0.000	424.052	14
COMBO 2	1	1.100	0	472.897	0.000	0.000	5
	2	0.000	0	434.347	0.000	0.000	4
	3	-1.100	0	395.797	0.000	0.000	5
	4	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	5	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	6	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	계			6080.859	0.000	424.052	14
COMBO 3	1	1.100	0	472.897	0.000	0.000	5
	2	0.000	0	434.347	0.000	0.000	4
	3	-1.100	0	395.797	0.000	0.000	5
	4	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	5	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	6	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	계			6080.859	0.000	424.052	14
COMBO 4	1	1.100	0	773.811	63.426	0.000	5
	2	0.000	0	286.163	63.426	0.000	4
	3	-1.100	0	-201.486	63.426	0.000	5
	4	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	5	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	6	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	계			4006.276	887.965	5364.136	14

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.100	0	747.675	0.000	0.000	5
	2	0.000	0	690.608	0.000	0.000	4
	3	-1.100	0	633.541	0.000	0.000	5
	4	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	5	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	6	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	계			9668.512	0.000	627.736	14
COMBO 2	1	1.100	0	747.675	0.000	0.000	5
	2	0.000	0	690.608	0.000	0.000	4
	3	-1.100	0	633.541	0.000	0.000	5
	4	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	5	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	6	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	계			9668.512	0.000	627.736	14
COMBO 3	1	1.100	0	614.766	0.000	0.000	5
	2	0.000	0	564.651	0.000	0.000	4
	3	-1.100	0	514.536	0.000	0.000	5
	4	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	5	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	6	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	계			7905.116	0.000	551.268	14
COMBO 4	1	1.100	0	773.811	63.426	0.000	5
	2	0.000	0	286.163	63.426	0.000	4
	3	-1.100	0	-201.486	63.426	0.000	5
	4	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	5	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	6	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0
	계			4006.276	887.965	5364.136	14

6) 말뚝머리 작용력 집계표

① 말뚝머리 고정일 경우

구 분		사용하중			계수하중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	468.775	0.000	3.239	741.572	0.000	4.795
	2	434.347	0.000	3.239	690.608	0.000	4.795
	3	399.919	0.000	3.239	639.644	0.000	4.795
	4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COMBO 2	1	468.775	0.000	3.239	741.572	0.000	4.795
	2	434.347	0.000	3.239	690.608	0.000	4.795
	3	399.919	0.000	3.239	639.644	0.000	4.795
	4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COMBO 3	1	468.775	0.000	3.239	609.407	0.000	4.211
	2	434.347	0.000	3.239	564.651	0.000	4.211
	3	399.919	0.000	3.239	519.895	0.000	4.211
	4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COMBO 4	1	810.914	63.426	-29.152	810.914	63.426	-29.152
	2	286.163	63.426	-29.152	286.163	63.426	-29.152
	3	-238.589	63.426	-29.152	-238.589	63.426	-29.152
	4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

② 말뚝머리 힌지일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	472.897	0.000	0.000	747.675	0.000	0.000
	2	434.347	0.000	0.000	690.608	0.000	0.000
	3	395.797	0.000	0.000	633.541	0.000	0.000
	4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COMBO 2	1	472.897	0.000	0.000	747.675	0.000	0.000
	2	434.347	0.000	0.000	690.608	0.000	0.000
	3	395.797	0.000	0.000	633.541	0.000	0.000
	4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COMBO 3	1	472.897	0.000	0.000	614.766	0.000	0.000
	2	434.347	0.000	0.000	564.651	0.000	0.000
	3	395.797	0.000	0.000	514.536	0.000	0.000
	4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COMBO 4	1	773.811	63.426	0.000	773.811	63.426	0.000
	2	286.163	63.426	0.000	286.163	63.426	0.000
	3	-201.486	63.426	0.000	-201.486	63.426	0.000
	4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

7) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra1 = 985.960 kN(평상시)

Ra2 = 1478.940 kN(지진시)

나) 말뚝의 허용변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 0.283 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 10.610 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 331.467 kN(평상시)

Pa2 = 497.200 kN(지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	468.775	399.919	985.960	331.467	O.K
	HINGE	472.897	395.797	985.960	331.467	O.K
COMBO 2	FIX	468.775	399.919	985.960	331.467	O.K
	HINGE	472.897	395.797	985.960	331.467	O.K
COMBO 3	FIX	468.775	399.919	985.960	331.467	O.K
	HINGE	472.897	395.797	985.960	331.467	O.K
COMBO 4	FIX	810.914	-238.589	1478.940	497.200	O.K
	HINGE	773.811	-201.486	1478.940	497.200	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

장경비 (L/D) = 22.40/0.500 = 44.800 < 85 이므로 장경비에 따른 허용응력의 감소 없음.

나) 강관말뚝의 합성응력 검토

fsa = 140.000 MPa (평상시)

= 210.000 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M × y/Io

= V ÷ 10754 ± M × (500 ÷ 2) ÷ 321494456

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	468.775	3.239	46.111	140	O.K
	HINGE	472.897	0.000	43.975	140	O.K
COMBO 2	FIX	468.775	3.239	46.111	140	O.K
	HINGE	472.897	0.000	43.975	140	O.K
COMBO 3	FIX	468.775	3.239	46.111	140	O.K
	HINGE	472.897	0.000	43.975	140	O.K
COMBO 4	FIX	810.914	40.255	106.711	210	O.K
	HINGE	773.811	57.340	116.547	210	O.K

다) 강관말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

τ = α × Ho / Ap

α = 4 × (D^2 + D×d + d^2) / (3 × (D^2 + d^2))

= 4 × (496.000^2 + 496.000 × 482.000 + 482.000^2) ÷

(3 × (496.000^2 + 482.000^2))

= 2.000 ; 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	0.000	0.000	80	O.K
	HINGE	0.000	0.000	80	O.K
COMBO 2	FIX	0.000	0.000	80	O.K
	HINGE	0.000	0.000	80	O.K
COMBO 3	FIX	0.000	0.000	80	O.K
	HINGE	0.000	0.000	80	O.K
COMBO 4	FIX	63.426	11.795	120	O.K
	HINGE	63.426	11.795	120	O.K

라) PHC 말뚝의 합성응력 검토

fca' (압축측) = 20.000 MPa (평상시)

= 26.600 MPa (지진시)

fca (인장측) = 0 MPa (평상시)

= -3.000 MPa (지진시)

f = V/Ap + fpe ± M × y/Io

= V ÷ 105558 + 4.00 ± M × (500.0 ÷ 2) ÷ 2411989176

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fmin	fca'	fca	비 고
평상시 최대	FIX	468.775	0.918	8.536	8.346	20	0	O.K
	HINGE	472.897	0.000	8.480	8.480	20	0	O.K
평상시 최소	FIX	399.919	0.918	7.884	7.693	20	0	O.K
	HINGE	395.797	0.000	7.750	7.750	20	0	O.K
지진시 최대	FIX	810.914	11.310	12.855	10.510	26.60	-3	O.K
	HINGE	773.811	20.739	13.480	9.181	26.60	-3	O.K
지진시 최소	FIX	-238.589	11.310	2.912	0.567	26.60	-3	O.K
	HINGE	-201.486	20.739	4.241	-0.058	26.60	-3	O.K

마) PHC 말뚝의 전단응력 검토

τpa = 0.85 Mpa × C_N [축방향압축력에 대한 보정계수]

여기서, C_N = 1 + M_0 / M

= 14.344 (1 ≤ CN ≤ 2)

※ CN = 2.000 적용

M : 부재단면에 작용하는 휨모멘트 (N.mm)

M_0 : 축방향 압축력에 의해 콘크리트 응력이 부재 인장연에서 영으로 되는 휨모멘트 (N.mm)

$$M_0 = \frac{N \times Ic}{Ac \times y}$$

N : 부재단면에 작용하는 축방향압축력 (N)

Ic : 부재단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

Ac : 부재단면적 (mm^2)

y : 부재단면의 도심에서 부재인장선까지의 거리 (mm)

τpa = 0.85 × C_N ≤ 1.20 MPa (평상시)

∴ τpa = 0.85 × C_N = 12.19 MPa (평상시)

※ τpa = 1.200 MPa (평상시) 적용

= 1.596 MPa (지진시)

τp = α × Ho / Ap

α = 4 × (500.000^2 + 500.000 × 340.000 + 340.000^2) ÷

(3 × (500.000^2 + 340.000^2)) = 1.953 ; 전단형상계수

= 1.953 × Ho / 105558

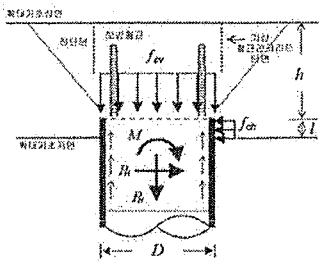
구 분		H(kN)	τp	τpa	비 고
평상시최대	FIX	0.000	0.000	1.200	O.K
	HINGE	0.000	0.000	1.200	O.K
지진시최대	FIX	9.091	0.168	1.596	O.K
	HINGE	20.697	0.383	1.596	O.K

12.4 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

12.4.1 설계조건

1) 말뚝머리 작용 사용하중

구 분	상 시		지진시	
	MAX	MIN	MAX	MIN
V(kN)	493.410	230.222	810.914	22.948
H(kN)	9.659		63.426	
M(kN)	14.668		76.397	



2) 강관말뚝 제원

말뚝직경 (D) 500.0㎜ 말뚝두께 (t') 9.0㎜ , 부식두께 2.0㎜

3) 확대기초 제원

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck}) 27.0 MPa 기초두께 (H) 1000.0㎜

수직 유효두께 (h) 900.0㎜

수평 유효두께 (h') 400.0㎜

말뚝 매입길이 (l) 100.0㎜

4) 보강철근 제원

보강철근 H16(SD40) 8.0EA

5) 고장력볼트 제원

고장력 볼트 M16(L50) 12.0EA

12.4.2 확대기초에 대한 검토

1) 수직지압응력(f_{cv}) 검토

$$\text{상 시: } f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{493410.2}{\pi/4 \times 500.0^2} = 2.51\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.75\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{810913.7}{\pi/4 \times 500.0^2} = 4.13\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 8.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 수직압발전단응력(τ_u) 검토

$$\text{상 시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{493410.2}{\pi \times (500.0 + 900) \times 900} = 0.12\ \text{MPa} \le \tau_{a3} = 0.95\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{810913.7}{\pi \times (500.0 + 900) \times 900} = 0.20\ \text{MPa} \le \tau_{a3}' = 1.26\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 수평지압응력(f_{ch})검토

$$\text{상 시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{9658.8}{500.0 \times 100} = 0.19\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.75\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{63426.1}{500.0 \times 100} = 1.27\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 8.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 수평압발전단응력(τ_h) 검토

상 시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{9658.8}{400\times(2\times100+500.0+2\times400)} = 0.02$ MPa $\leq \tau_{a3} = 0.95$ MPa $\therefore$ O.K

지진시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{63426.1}{400\times(2\times100+500.0+2\times400)} = 0.11$ MPa $\leq \tau_{a3}' = 1.26$ MPa $\therefore$ O.K

12.4.3 덮개판과 속채움 콘크리트의 결합부 수직지압응력(fcs)검토

D' { 강관의 내경 = D500.0 - 2(부식두께) × 9t' }	=	482.0mm
t' { 강관의 두께 = 9.0t' - 2(부식두께) }	=	7.0mm
α (속채움 콘크리트의 지압응력 보정계수)	=	6.0EA
n_1 (덮개판의 계수)	=	1.0EA
S'{지압력 = π × (D500.0-7t') × 7t' × 13.5(fcsa)}	=	146.362 kN (상시)
S'{지압력 = π × (D500.0-7t') × 7t' × 18.0(fcsa')}	=	194.662 kN (지진시)

상 시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{493410.2 - 146362.1}{6\times1\times\pi\times(482.0-65)\times65} = 0.68$ MPa $\leq f_{csa} = 13.50$ MPa $\therefore$ O.K

지진시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{810913.7 - 194661.6}{6\times1\times\pi\times(482.0-65)\times65} = 1.21$ MPa $\leq f_{csa}' = 17.96$ MPa $\therefore$ O.K

12.4.4 확대기초내의 보강철근의 정착길이(L0)

$$L_0 = \frac{f_{sa1}\times A_{st}}{\tau_{oa}\times U} = \frac{180.0\times198.6}{1.7\times50.0} = 420.6\text{mm} \geq L0min=35d_1 = 35\times15.9 = 556.5\text{mm}$$

Max(420.6mm , 556.5mm) = 556.5mm

∴ 보강철근의 정착장은 556.5mm 이상으로 한다.

※ 일반적으로, $L_0 \geq L_{0min} = 35d_1$(35×$d_1$공칭지름)로 하는 것이 좋다.
만약, L_0값이 L_{0min}값보다 작으면 L_{0min}값을 사용한다.

12.4.5 가상 철근콘크리트 단면의 휨응력 검토

r { 가상단면의 반경 = (D500.0 + 200)/ 2 }	=	350.0㎜
rs {가상단면중심에서 보강철근중심까지거리 = 350.0(r)-(30+100)}	=	220.0㎜
p {가상단면의 철근비 = 1588.8(As) / π × 350(r)² }	=	0.0041
np = 탄성계수(n=15) × 0.0041	=	0.062
rs / r (220.0 / 350.0)	=	0.629

1) 최대 압입력(Pn,max)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최대 압입력(Pn,max)	=	493.410 kN
최대 모멘트(M max)	=	14.668 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	187.361 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	29.727㎜
e/r = 29.727 / 350.0	=	0.085

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.515 , 휨인장응력계수 (S) = 0.000

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{187361097.4}{350^3} \times 0.515 = 2.25\ MPa < f_{ca} = 10.80\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{187361097.4}{350^3} \times 0.000 \times 15 = 0.0\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore O.K$$

(2) 지진시

최대 압입력(Pn,max)	=	810.914 kN
최대 모멘트(M max)	=	76.397 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	360.217 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	94.211㎜
e/r = 94.211 / 350.0	=	0.269

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.515 , 휨인장응력계수 (S) = 0.000

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{360217054.5}{350^3} \times 0.515 = 4.33\ MPa < f_{ca} = 14.36\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{360217054.5}{350^3} \times 0.000 \times 15 = 0.00\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore O.K$$

2) 최소 압입력(Pn,min)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최소 압입력(Pn,min)	=	230.222 kN
최대 모멘트(M max)	=	14.668 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	95.245 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	63.710mm
e/r = 63.710 / 350.0	=	0.182

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.515 , 휨인장응력계수 (S) = 0.000

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{95245353.8}{350^3} \times 0.515 = 1.14\ MPa < f_{ca} = 10.80\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{95245353.8}{350^3} \times 0.000 \times 15 = 0.0\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore O.K$$

(2) 지진시

최소 압입력(Pn,min)	=	22.948 kN
최대 모멘트(M max)	=	76.397 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	84.429 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	3329.140mm
e/r = 3329.140 / 350.0	=	9.512

이므로, 휨압축응력계수(c) = 3.339 , 휨인장응력계수 (S) = 7.949

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{84429074.8}{350^3} \times 3.339 = 6.58\ MPa < f_{ca} = 14.36\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{84429074.8}{350^3} \times 7.949 \times 15 = 234.79\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore O.K$$

계단 계산서

1. 설계조건

1.1 일반사항

1) 구 조 형 식 : 고가차도 계단
2) 연 장 : 21.3 m
3) 폭 원 : 1.50 m
4) 기 초 형 식 : 말뚝기초 (Φ600-12t)

1.2 하중조건

1) 고정하중
   ⓐ 철근콘크리트 : 25.0 kN/m^3
   ⓑ 포 장 : 23.0 kN/m^3
2) 활 하 중
   ⓐ 군 중 하 중 : 3.50E-03 MPa
3) 온도하중
   ; 축방향 온도차 : ± 30 ℃
   ; 상하연 온도차 : 15 ℃
4) 풍 하 중
   ; 내륙지방의 기본풍속: V_{10} = 30 m/s
   ; 설계기준풍속: $Vd = 1.925[z/z_G]^{\alpha} V_{10}, \ z \geq zb \qquad = 1.925[zb/z_G]^{\alpha} V_{10}, \ z < zb$
   ; 풍하중: $p = 1/2\rho x Vd^2 x Cb x G$

1.3 사용재료

1) 콘 크 리 트
   ⓐ fck = 27 MPa
   ⓑ Ec = 26702 MPa
2) 철 근
   ⓐ fy = 400 MPa (SD40)
   ⓑ Es = 2.0E+05 MPa
3) 강 재 Es = 2.10E+05 MPa

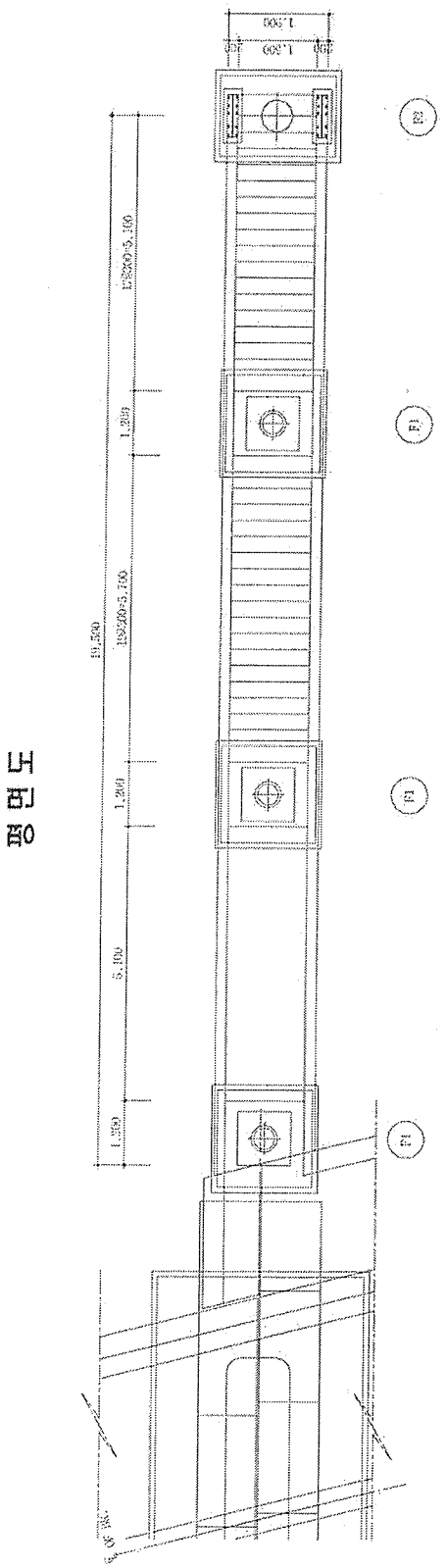
1.4 사용강재

ⓐ 주거더(상하연 플랜지, WEB) : SM400
ⓑ 기둥(기성강관) : STK400
ⓒ 그 외 부재(가로보, 보강재) : SM400

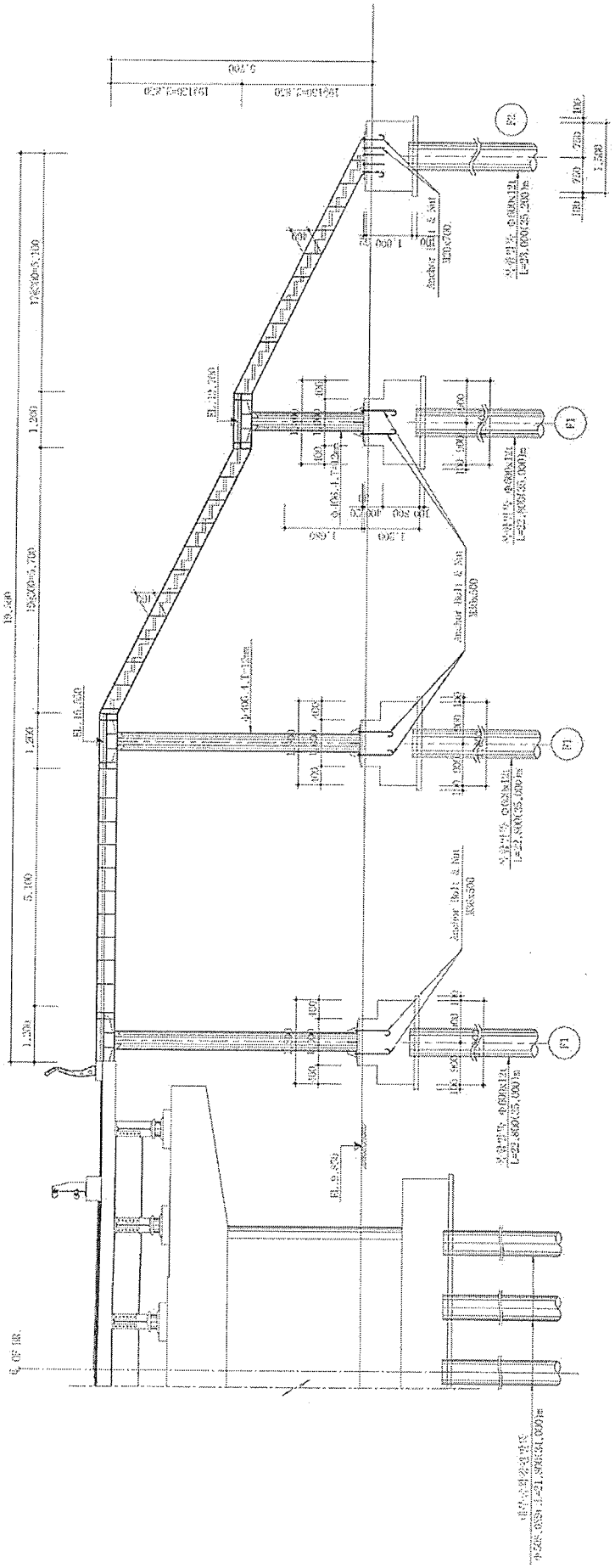
1.5 설계 방법 및 기준

1) 설계방법
   콘크리트 부재 : 강도 설계법
   강 재 : 허용응력 설계법
2) 적용 설계 기준
   도 로 교 설 계 기 준 - 건 설 교 통 부 2010년
   콘크리트 구조기준 - 국토해양부 2012년
   구조물 기초 설계기준 - 구조물기초설계기준 2009년

2. 단면가정



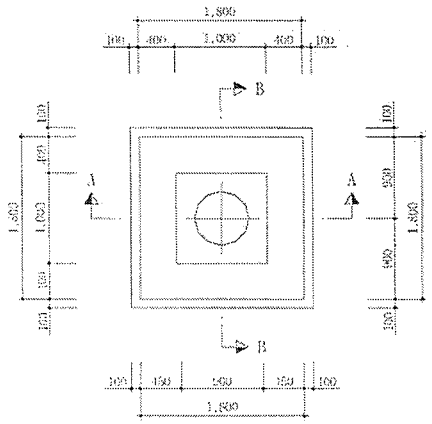
평면도



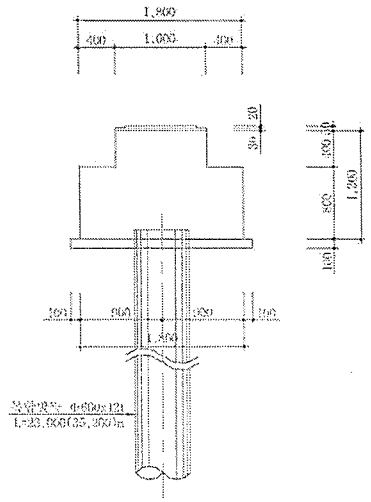
종단면도

F1

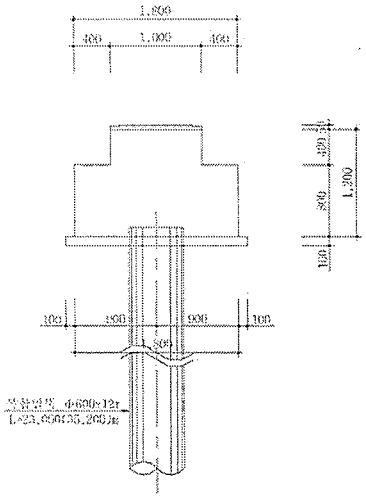
평 면 도



단 면 B-B

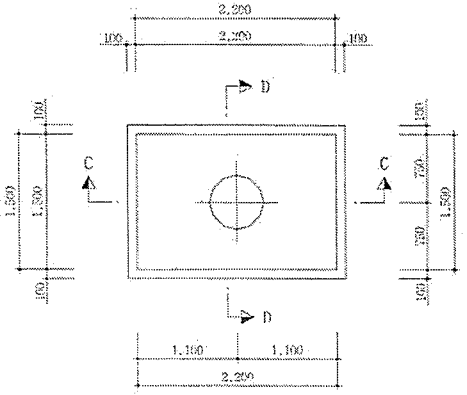


단 면 A-A

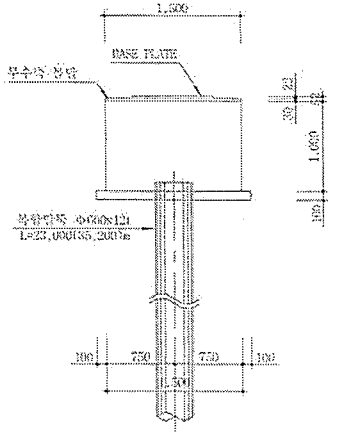


F2

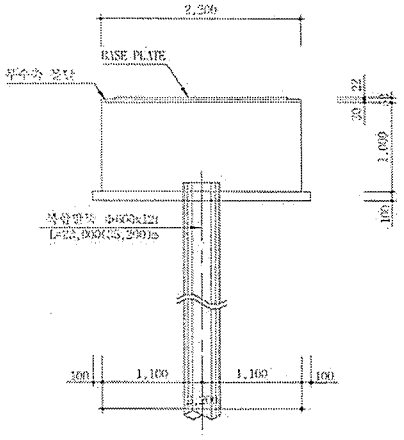
평 면 도



단 면 D-D

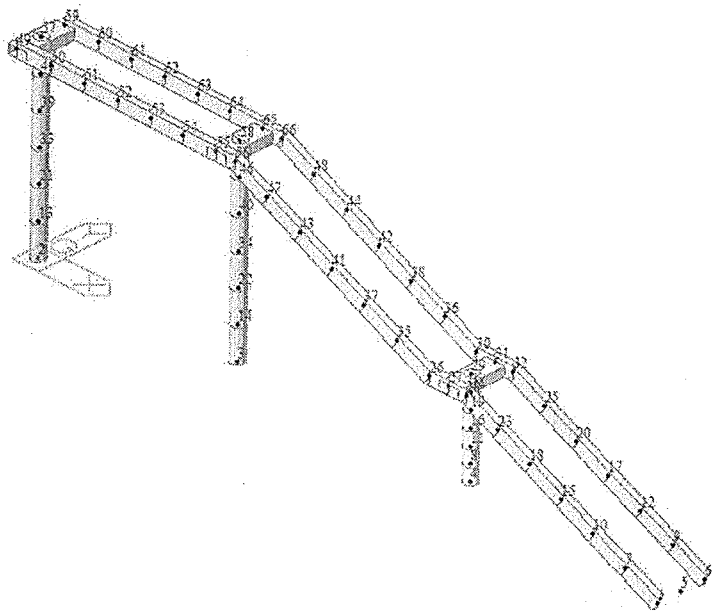


단 면 C-C

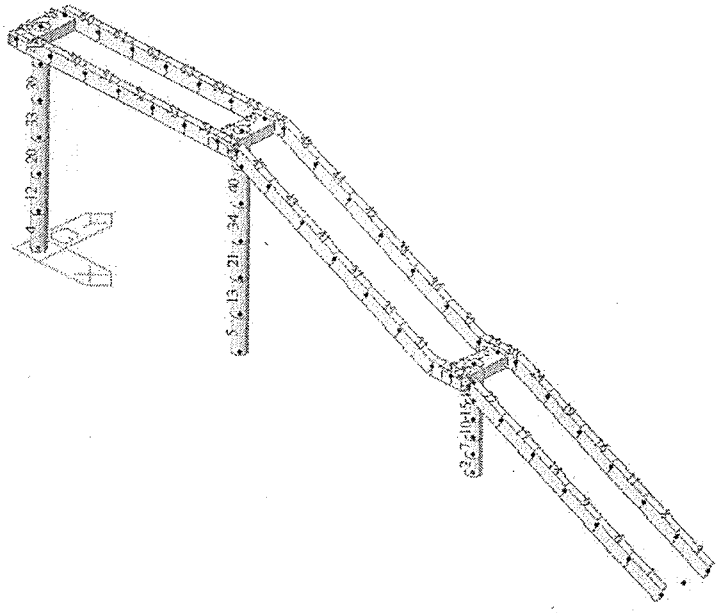


3. 모델링

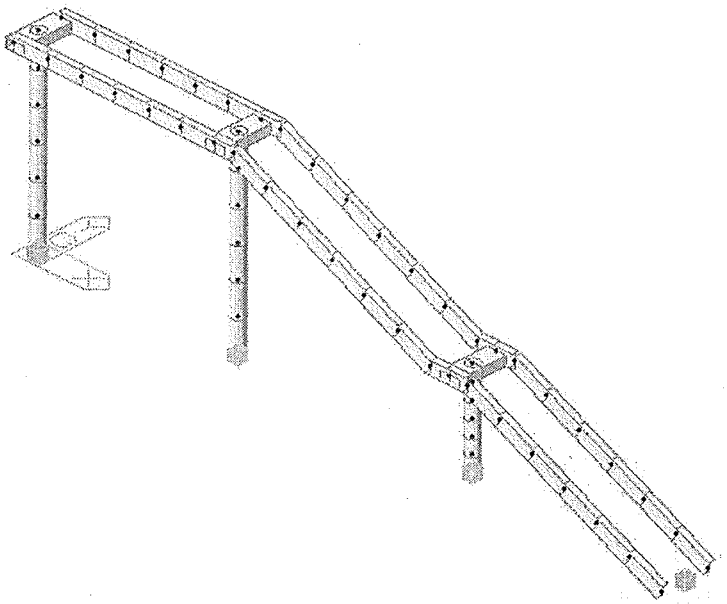
(1) 절점번호



(2) 요소번호

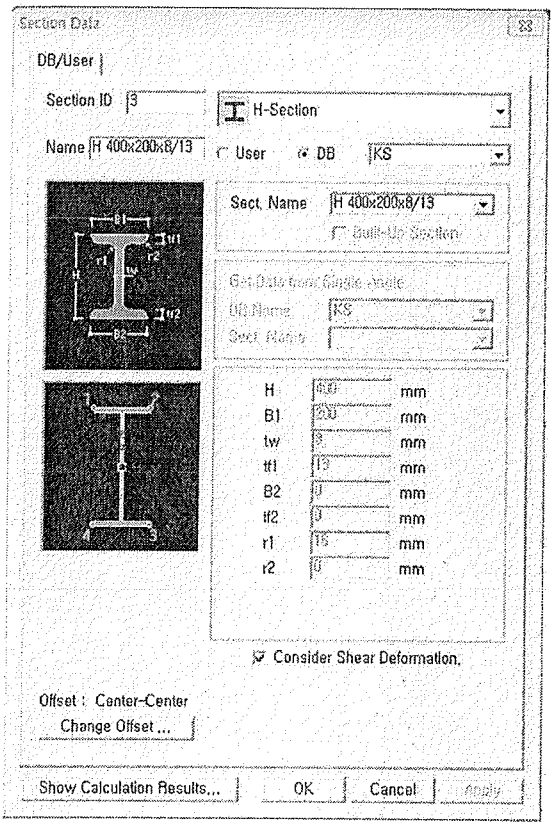


(3) 경계조건

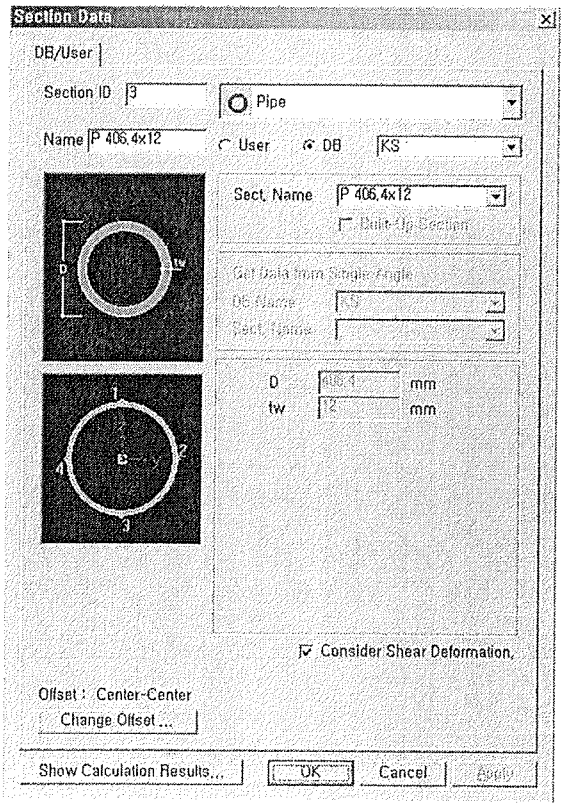


4. 부재 단면 특성

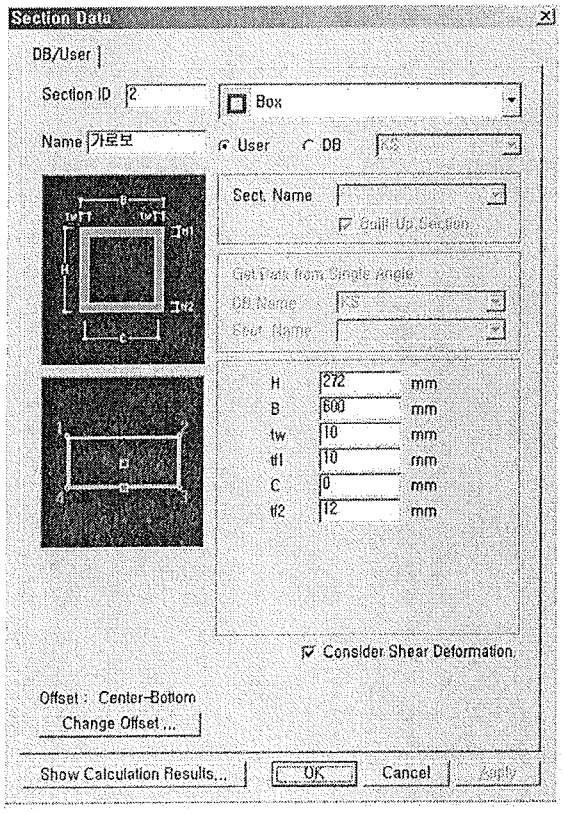
4.1 주거더



4.2 기둥(ST.pipe)



4.3 교각부 가로보(ST.Box)



5. 하중산정

5.1 고정하중

▶ 1차고정하중 (Selfweight) : 해석프로그램(Midas Civil)상에서 자동으로 재하

Selfweight x 1.3 (부부재 할증 20%)

▶ 2차 고정하중 :

∴ 강재 단위중량	=	78.5	kN/m^3
∴ 난간 중량	=	1.0	kN/m
∴ 탄성포장 단위중량	=	23.0	KN/m^3
∴ 몰탈 단위중량	=	23.0	kN/m^3

<시점부 계단>

ⓐ 난 간	:	1.0	KN/m	x	2	ea			=	2.00	kN/m
ⓑ 탄성포장	:	23.0	KN/m^3	x	1.75	m	x	0.015 m	=	0.60	KN/m
ⓑ 몰탈	:	23.0	KN/m^3	x	1.75	m	x	0.030 m	=	1.21	kN/m
ⓒ Step plate	:	78.5	KN/m^3	x	1.75	m	x	0.006 m	=	0.82	kN/m

2차 고정하중의 합계 = 4.64 KN/m ⇒ 거더2ea 분할 4.64 / 2 = **2.318 kN/m**

※ 강재 바닥판의 길이는 계단의 폭, 높이를 보정한 값임

5.2 설하중

∴ 압축된 눈 (두께 약 15cm)	=	1.00	KN/m^2

<시점부 계단>

ⓐ 설하중	:	1.00	KN/m^2	x	1.75	m		=	1.75	kN/m
				⇒	거더2ea 분할	1.75	/	2	=	**0.875 kN/m**

5.3 보도활하중

- 보도활하중은 도로교 설계기준의 보도규정에 의거 3.5×10^{-3}MPa를 적용한다.

지간장 L	L ≤ 80	80 < L ≤ 130	L > 130
하중(MPa)	3.5×10^{-3}	$(4.3-0.01L)\times10^{-3}$	3.0×10^{-3}

<시점부 계단>

ⓐ 군 중 하 중 :	3.5	KN/m^2	x	1.75	m	=	6.125	kN/m		
			⇒	거더2ea 분할	6.13	/	2	=	**3.063**	**kN/m**

5.4 풍하중

- 일반적인 중소지간 교량의 상부구조에 작용하는 풍하중은 플레이트거더교 또는 2주구 트러스 이외의 교량에 대하여 다음값을 적용한다.

[단위 : MPa]

부재의 단면형상		풍 하 중	
		풍상측 부재	풍하측 부재
원형	활하중 재하시	0.75×10^{-3}	0.75×10^{-3}
	활하중 비재하시	1.5×10^{-3}	1.5×10^{-3}
각형	활하중 재하시	1.5×10^{-3}	0.75×10^{-3}
	활하중 비재하시	3.0×10^{-3}	1.5×10^{-3}

- 하부구조에 대하여 기둥이 직경의 2배이상 떨어져 있는 경우 풍상측으로 재하한다

[단위 : MPa]

구체의 단면형상		풍하중
원형 및 트랙형	활하중 재하시	0.75×10^{-3}
	활하중 비재하시	1.5×10^{-3}
각형	활하중 재하시	1.5×10^{-3}
	활하중 비재하시	3.0×10^{-3}

- 계단

주형높이 H = 0.40 m이고 양측의 BEAM에 분산되어 분포되므로

① 활하중 재하시

W1 = 1.50 kN/m² × 0.40 m / 2 = 0.300 kN/m

② 활하중 비재하시

W2 = 3.00 kN/m² × 0.40 m / 2 = 0.600 kN/m

계단 Main Beam에 등분포 선하중으로 재하한다.

- 교각기둥

① 활하중 재하시

W1 = 0.75 kN/m² × 0.4064 m = 0.305 kN/m

② 활하중 비재하시

W2 = 1.50 kN/m² × 0.4064 m = 0.610 kN/m

5.5 온도하중

- 강재 선팽창 계수 : α = 1.2 x 10-5 / ℃

· 온도변화 : ΔT = -30 ~ 30 ℃ (전부재에 대해서)

5.6 지점침하

- 각 지점에 연직 방향으로 20mm 처짐이 발생한 경우에 대하여 가장 불리한 결과가 되도록 조합하여 적용함.
- δ = 20 mm

5.7 지진하중

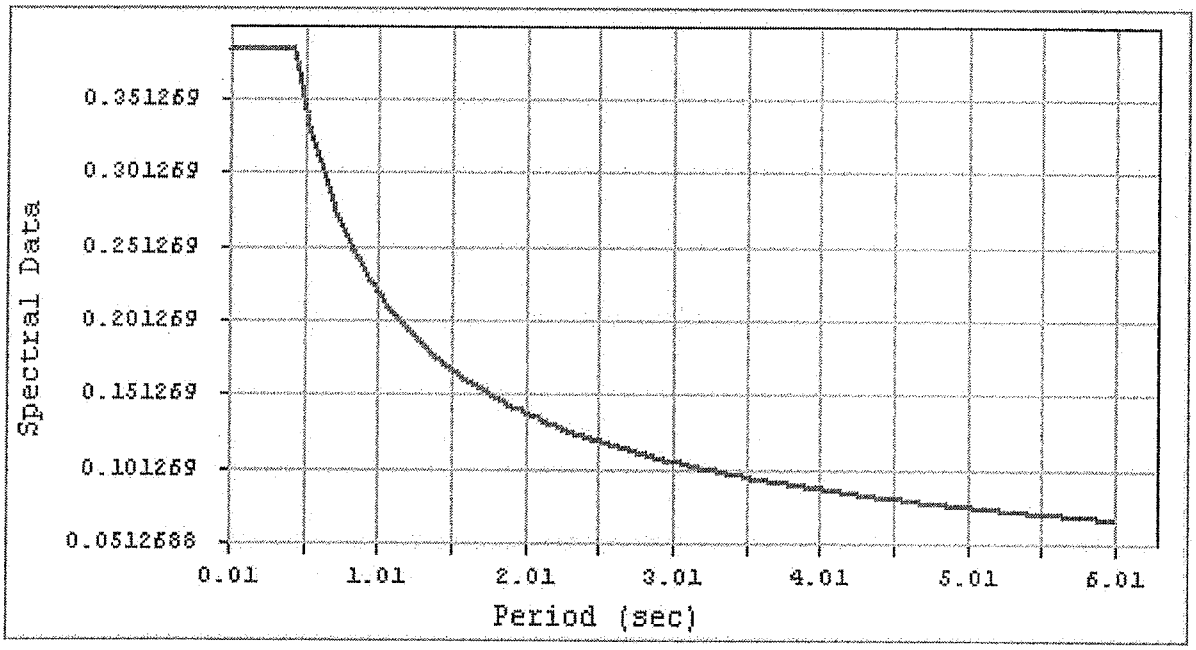
ⓐ 설계기준

$$C_s = \frac{1.2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}}$$

내진등급	내진 I 등급교 (재현주기 1000년)
지진구역	서울 I, 구역계수 0.11
위험도 계수	I = 1.4
가속도 계수	A = 0.11 x 1.4 = 0.154
지반 계수	S = 1.2 (지반종류 II)

ⓑ 지진응답스펙트럼

· 탄성지진 응답계수 :

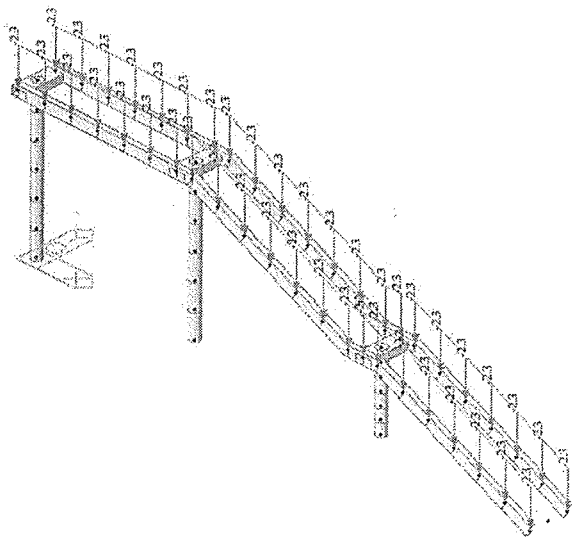
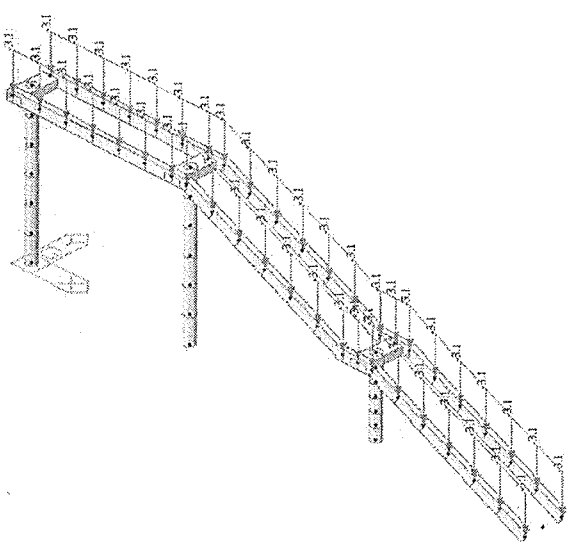


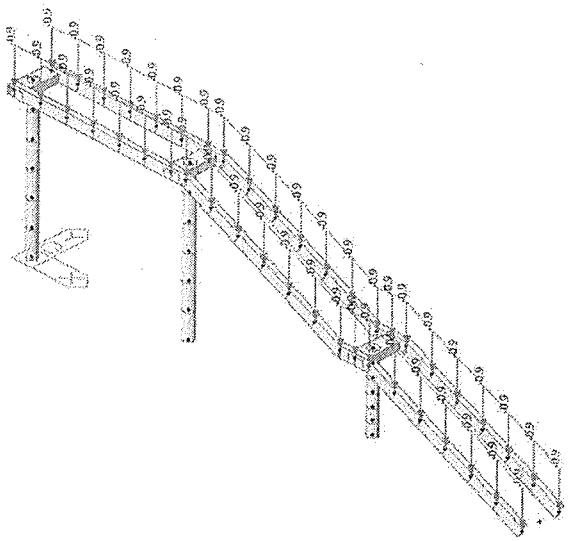
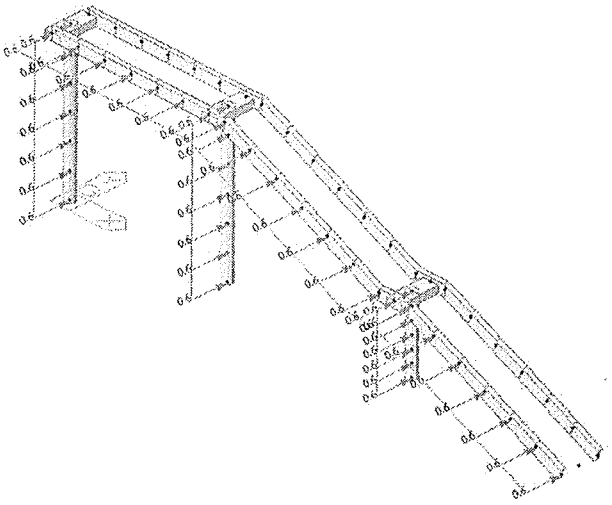
ⓒ 지진력의 조합

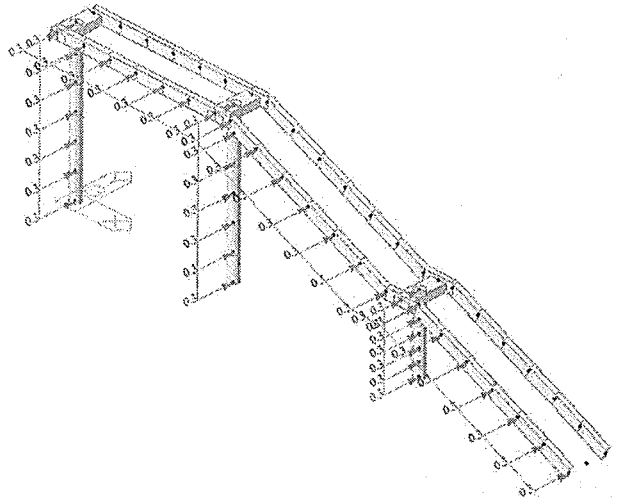
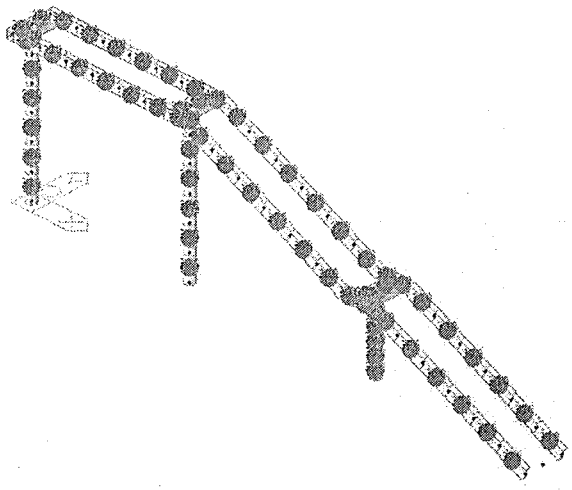
· 교 축 방 향 : 종방향축의 해석 지진력 + 0.3 x 횡방향축의 해석 지진력

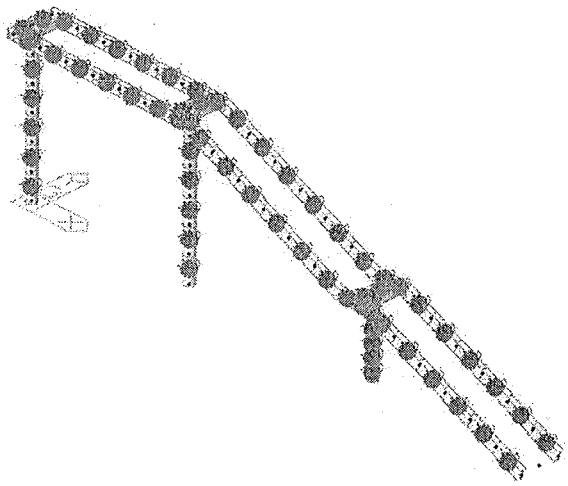
· 교축직각방향 : 0.3 x 종방향축의 해석 지진력 + 횡방향축의 해석 지진력

5.8 하중재하도

2차 고정하중	
보도활하중	

설하중	
풍하중 (활하중 비재하시)	

풍하중 (활하중 재하시)	
온도하중 (+30℃)	

온도하중 (-30℃)	

5.8 하중조합

1) 허용응력 설계 하중조합

☞ 상부의 설계를 위한 허용응력조합 및 허용응력 증가계수는 다음 표와 같다.

하중 경우	D	SD	L	SN	T	W	½W	EQ	할증계수	1/할증계수
COMB. 1	●	●	●						1.00	1.000
COMB. 2	●	●	●	●			●		1.25	0.800
COMB. 3	●	●	●	●	●				1.15	0.870
COMB. 4	●	●	●	●	●		●		1.35	0.741
COMB. 5	●					●			1.20	0.833
COMB. 6	●							●	1.50	0.667

여기서, D : 고정하중
L : 활하중
T : 온도변화
W : 풍하중 (활하중 비재하시)
½W : 풍하중 (활하중 재하시)
SD : 지점20mm 침하
SN : 설하중
EQ : 지진하중

2) 극한강도 설계 하중조합

구 분	D	SD	L	SN	T	W	½W	EQ	증가계수	비고
COMB. 7	1.30		2.15	1.30					1.00	
COMB. 8	1.30	1.30	1.30	1.30		0.65			1.00	
COMB. 9	1.30	1.30		1.30	1.30				1.00	
COMB. 10	1.25	1.25		1.25	1.25	1.25			1.00	
COMB. 11	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.625			1.00	
COMB. 12	1.00							1.00	1.00	

※ 하중조합시 각각의 하중조합에 대해 허용응력 증가계수로 나누어진 정규화된 단면력을 산출.

3) 피로검토

☞ 피로검토를 위한 허용응력조합은 다음 표와 같다.

하중 경우	D	SD	L	T	W	½W	EQ	할증계수	1/할증계수	비고
COMB. 13	●		●					1.00	1.000	
COMB. 14	●				●			1.00	1.000	

6. 단면력 집계

6.1 주요부재 단면력 집계

(1) 주거더

구 분	P(KN)	V_y(KN)	V_z(KN)	T(KN·m)	M_y(KN·m)	M_z(KN·m)	비고
case1	-19.9	0.0	40.6	0.0	-70.4	-0.1	
case2	-17.9	0.0	35.9	0.0	-58.4	0.1	
case3	-30.1	0.0	41.1	0.0	-52.8	0.0	
case4	24.8	0.0	35.0	0.0	-73.5	-0.1	
case5	-25.7	0.0	35.0	0.0	-45.0	0.0	
case6	21.1	0.0	29.8	0.0	-62.6	-0.1	
case7	31.1	5.3	30.1	0.9	6.3	2.1	

(2) 가로보 (ST Box)

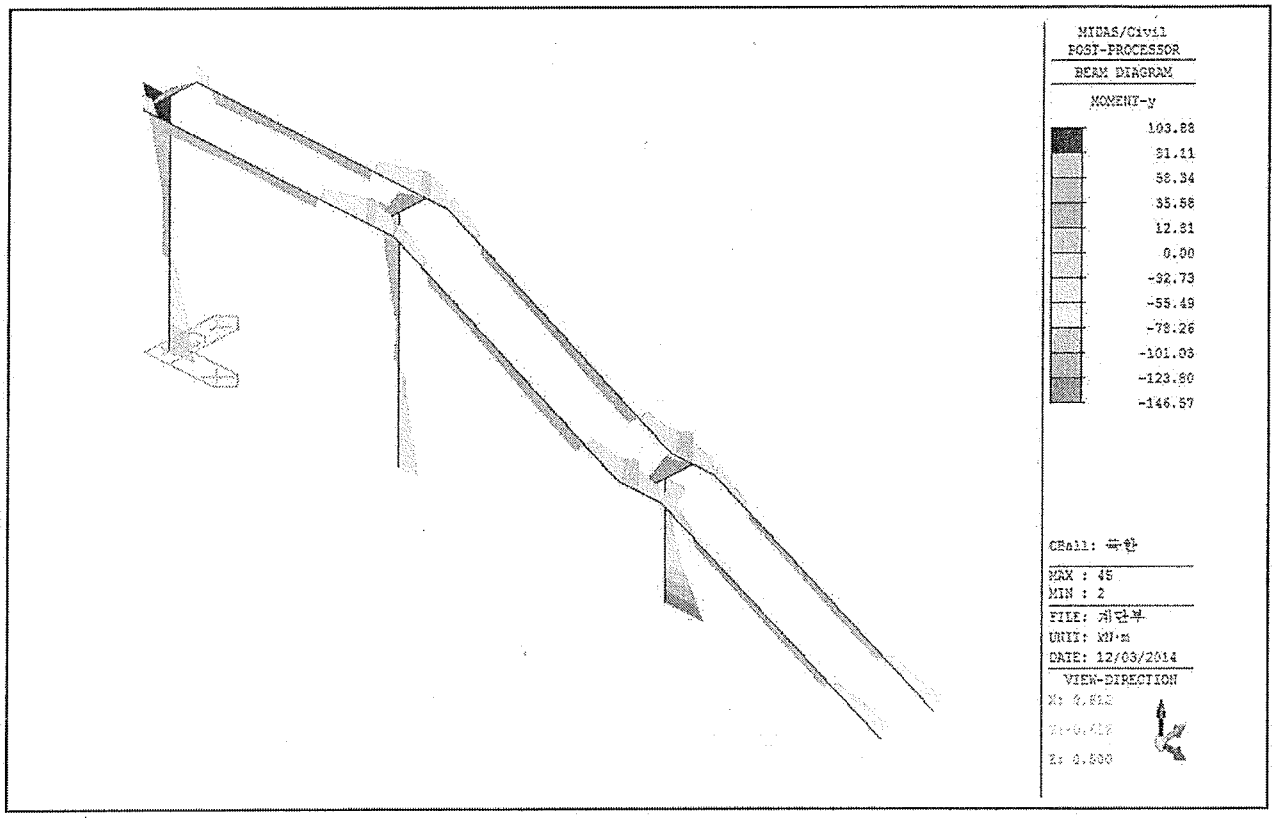
구 분	P(KN)	V_z(KN)	V_z(KN)	T(KN·m)	M_y(KN·m)	M_z(KN·m)	비고
case1	0.0	-29.8	87.9	-25.8	0.1	-0.1	
case2	0.0	23.5	75.7	-22.3	0.0	0.1	
case3	0.0	39.1	76.3	30.5	0.0	-0.1	
case4	0.0	-40.1	88.7	-34.3	0.1	-0.2	
case5	0.0	33.3	65.0	26.0	0.0	-0.1	
case6	0.0	-34.1	75.5	-29.2	0.1	-0.1	
case7	7.6	10.8	35.8	22.3	1.8	6.3	

(3) 기둥

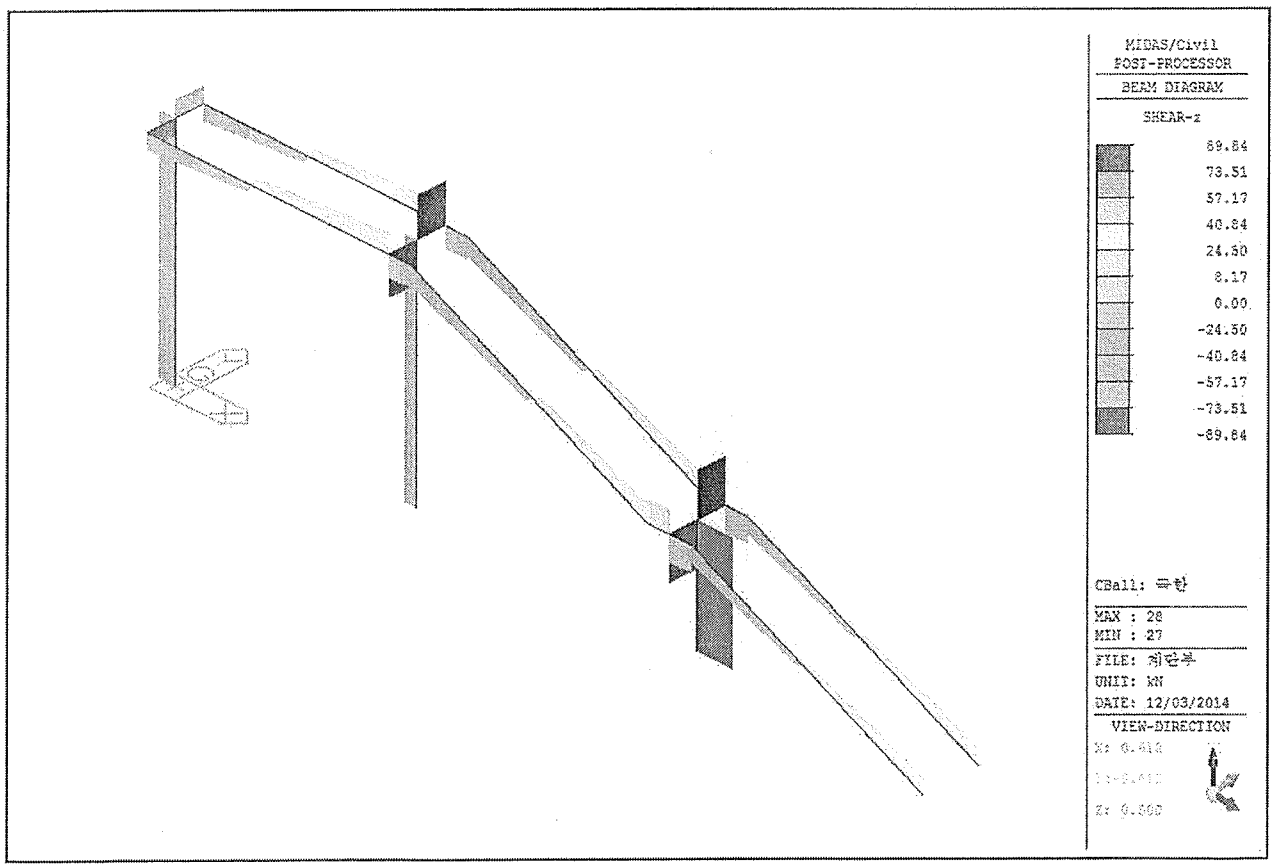
구 분	P(KN)	V_z(KN)	V_z(KN)	T(KN·m)	M_y(KN·m)	M_z(KN·m)	비고
case1	-182.7	0.0	59.6	0.0	-109.1	0.0	
case2	-157.1	-2.5	47.8	0.5	-87.4	-5.8	
case3	-158.5	0.0	-78.2	0.0	-146.6	0.0	
case4	-183.3	0.0	80.1	0.0	144.1	0.0	
case5	-135.0	0.0	-66.6	0.0	-124.8	0.0	
case6	-156.1	0.0	68.2	0.0	122.8	0.0	
case7	-41.4	13.7	7.6	4.2	7.6	40.4	

6.2 단면력도

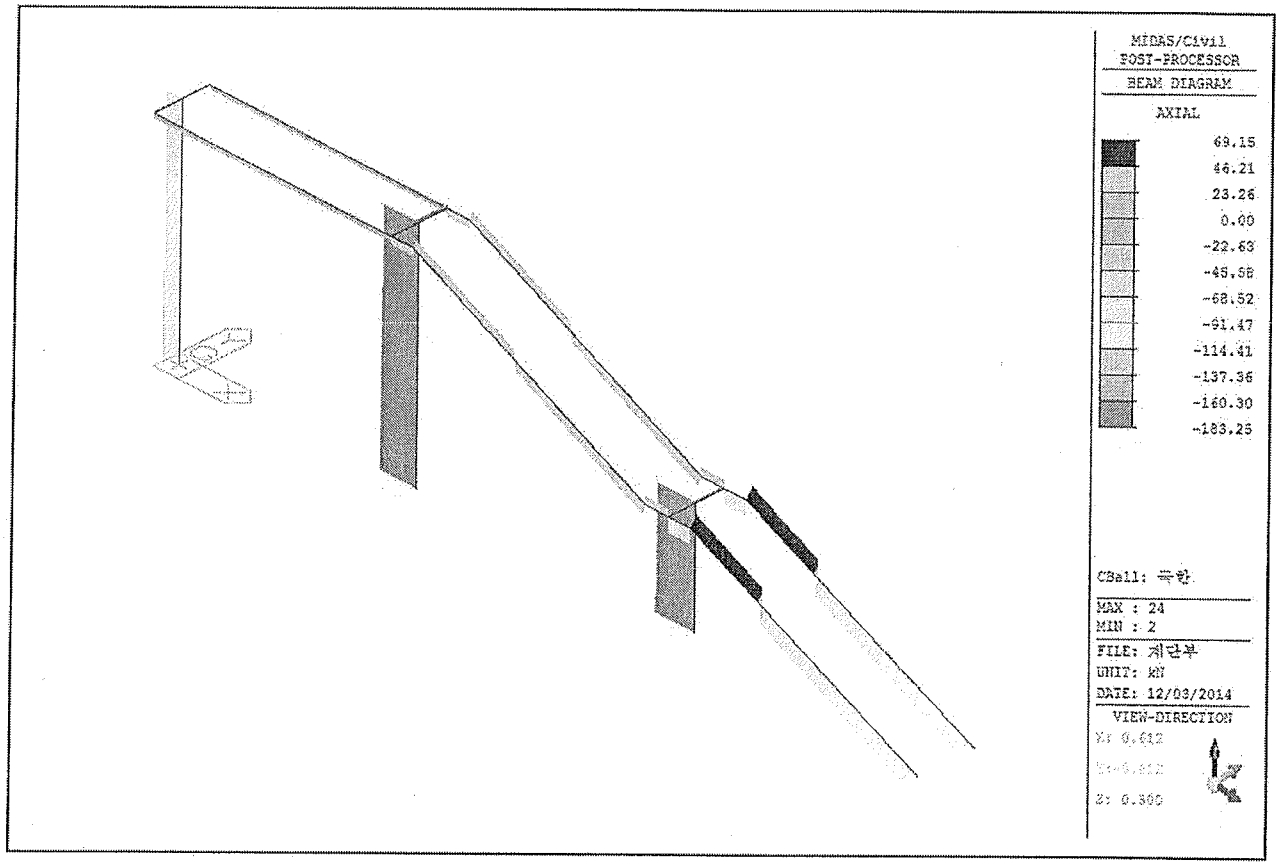
(1) 모멘트도



(2) 전단력도

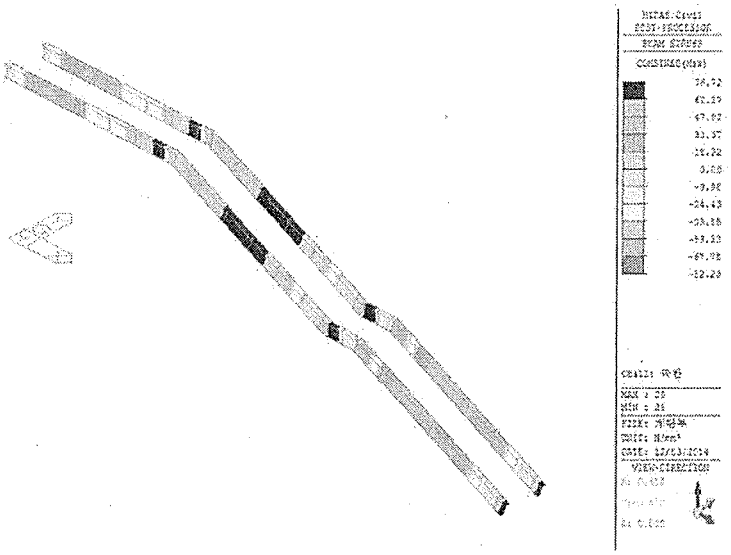


(3) 축력도


MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
AXIAL
69.15
46.21
23.26
0.00
-22.63
-45.58
-68.52
-91.47
-114.41
-137.36
-160.30
-183.25
CBall: 죽한
MAX : 24
MIN : 2
FILE: 계단부
UNIT: kN
DATE: 12/03/2014
VIEW-DIRECTION
X: 0.612
Z: 0.500

7. 응력검토

7.1 주거더 검토



최대응력 발생부재번호 **29 - I**

최대응력 발생하중조합 **comb4** (허용응력 할증계수 = 1.00)

조합응력 최대값 **82.2** Mpa

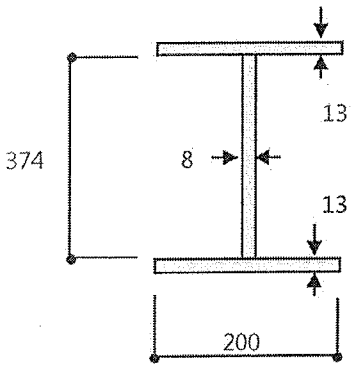
comb4 응력 (단위:MPa)

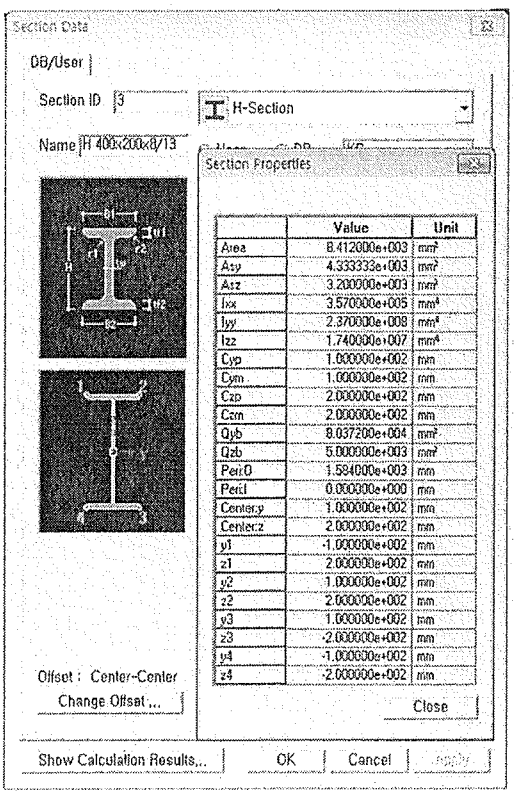
Elem No.	Axial	Shear-y	Shear-z	Bend(+y)	Bend(-y)	Bend(+z)	Bend(-z)
29 - I	-3.700	1.5	15.2	-30.2	30.2	-80.8	80.8

6.2 설계 허용응력 산정

- 휨압축, 국부좌굴, 현장용접에의한 허용응력감소를 고려한다.
- 하중조합별 허용응력 할증계수를 적용한다.

SM400





- I_y = 237000000 mm^4
- I_z = 17400000 mm^4
- A = 8412 mm^2
- r_y = 167.851 mm
- r_z = 45.480 mm

- 현장용접은 허용응력의 90%를 고려한다.

축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 허용응력

축방향력이 압축인 경우이므로

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}\right)} \le 1.0$$

$$f_c + \frac{f_{bcy}}{\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} \le f_{cal}$$

여기서, f_c : 단면에 작용하는 축방향력에 의한 인장 및 압축응력 (MPa)

f_{caz} : 표3.3.1에 의해 산출되는 약축(z축)방향의 허용응력 (MPa)

f_{bcy}, f_{bcz} : 각각 강축(y축) 및 약축(z축) 둘레에 작용하는 휨모멘트에 의한 휨압축응력 (MPa)

f_{bagy} : 표3.3.4의 국부좌굴을 고려하지 않은 강축(y축) 둘레의 허용휨압축응력 (MPa)

f_{bao} : 표3.3.2의 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값 (MPa)

f_{cal} : 양연지지판, 자유돌출판 및 보강된 판에 대해서 각각 3.4.2.1~3.4.2.3에 규정된 국부좌굴응력에 대한 허용응력 (MPa)

f_{Ey}, f_{Ez} : 각각 강축(y축) 및 약축(z축) 둘레의 허용 오일러 좌굴응력 (MPa)

$$f_{Ey} = \frac{12{,}000{,}000}{\left(\frac{l}{r_y}\right)^2}, \quad f_{Ez} = \frac{12{,}000{,}000}{\left(\frac{l}{r_z}\right)^2}$$

l : 유효 좌굴길이 (mm)

r_y, r_z : 각각 y축 및 z축 둘레의 단면2차 반경 (mm)

- 단면에 발생하는 응력

f_c	f_{bcy}	f_{bcz}
-3.70	-30.20	80.80

- f_{caz} 계산 : 식 3.3.1에 의해 산출되는 약축(z축)방향의 허용응력 (MPa)

f_{caz} = 125 MPa

감소율을 적용하면 f_{caz} = 113 MPa

- f_{bagy} 계산 : 국부좌굴을 고려하지 않은 강축(y축)둘레의 허용휨압축응력 (표 3.3.4)

Aw = 374 × 8 = 2992 mm

Ac = 200 × 13 = 2600 mm

Aw/Ac = 1.151 < 2 이므로

l = 1000 mm b = 200 mm

l/b = 5.00

f_{bagy} = 139 MPa

감소율을 적용하면 f_{bagy} = 125 MPa

- f_{bao} 계산 : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값

f_{bao} = 140 MPa

현장용접 감소율을 적용하면 f_{bao} = 126 MPa

- f_{Ey} , f_{Ez}계산

$$f_{Ey} = \frac{12{,}000{,}000}{\left(\frac{l}{r_y}\right)^2} = \frac{12{,}000{,}000}{\left(\frac{1{,}000}{167.851}\right)^2} = 338{,}088 \text{ MPa}$$

$$f_{Ez} = \frac{12{,}000{,}000}{\left(\frac{l}{r_z}\right)^2} = \frac{12{,}000{,}000}{\left(\frac{1{,}000}{45.480}\right)^2} = 24{,}822 \text{ MPa}$$

현장용접 감소율을 적용하면 f_{Ey} = 304,280 MPa , f_{Ez} = 22,340 MPa

- f_{cal} 계산 (압축응력을 받는 자유돌출판으로 검토)

b = 96 mm

t = 13 mm b/12.9 ≤ t 이므로

f_{cal} = 140 MPa

현장용접 감소율을 적용하면 f_{cal} = 126 MPa

- 압축응력을 받는 자유돌출판의 최소 t = 96 / 16 = 6.0 mm < 13 mm **OK!!!**

- 응력검토

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}\right)}$$

$$= \frac{3.70}{113} + \frac{30.20}{125\left(1 - \frac{3.700}{304{,}280}\right)} + \frac{80.80}{126\left(1 - \frac{3.700}{22{,}340}\right)} = 0.916 < 1.0 \quad \textbf{O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bcy}}{\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} \le f_{cal}$$

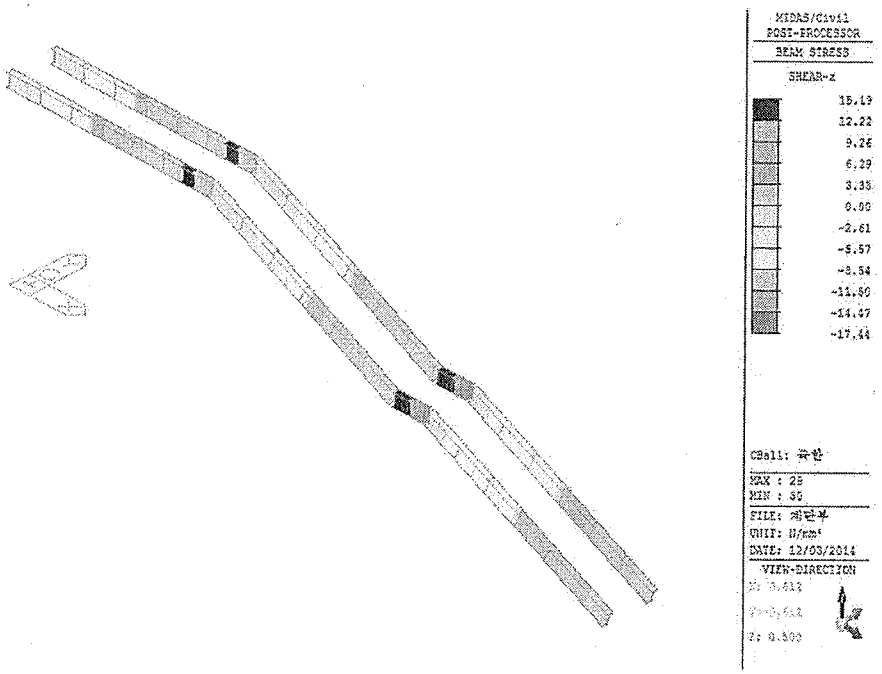
$$= 3.70 + \frac{30.20}{\left(1 - \frac{3.700}{304{,}280}\right)} + \frac{80.80}{\left(1 - \frac{3.700}{22{,}340}\right)} = 114.71 < 126 \quad \textbf{O.K} \quad (91\%)$$

5.3 전단응력 검토

- 허용전단응력

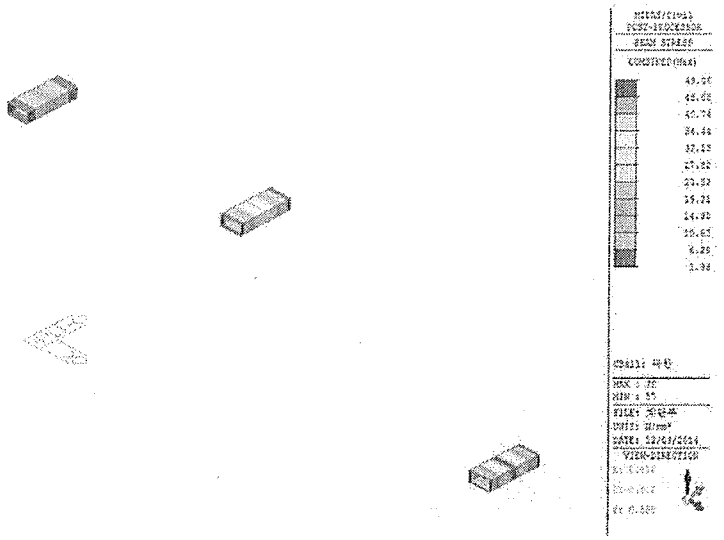
υ_a = 80 MPa

현장용접 감소을을 적용하면 υ_a = 72 MPa



υ_{max} = 17.440 MPa < υ_a = 72 MPa **O.K**

7.2 가로박스 검토



최대응력 발생부재번호 **28 - I**

최대응력 발생하중조합 **comb4** (허용응력 할증계수 = 1.00)

조합응력 최대값 49.4 Mpa

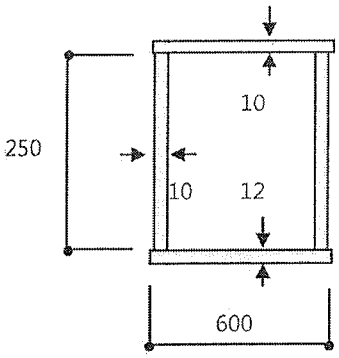
comb4 응력 (단위:MPa)

Elem No.	Axial	Shear-y	Shear-z	Bend(+y)	Bend(-y)	Bend(+z)	Bend(-z)
28 - I	0.42	3.78	18.2	10.8	-10.8	38.6	-38.6

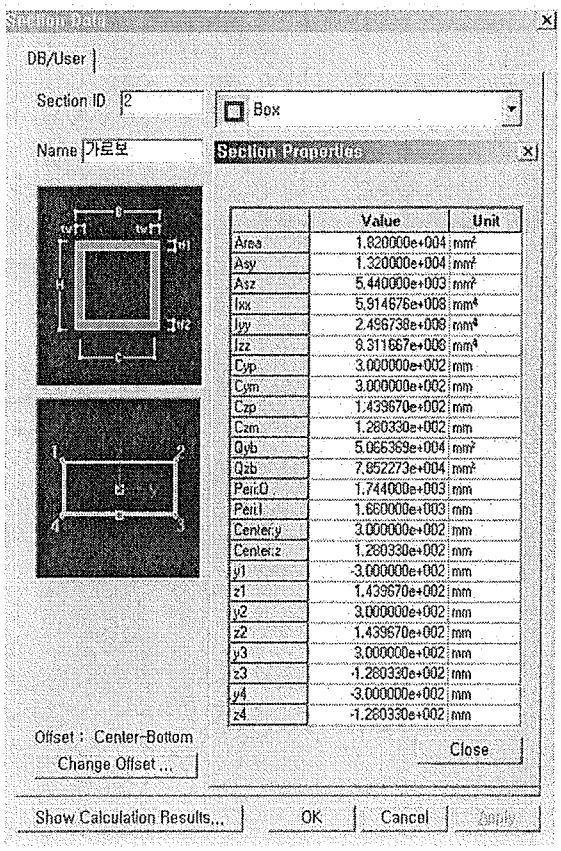
6.2 설계 허용응력 산정

- 휨압축, 국부좌굴, 현장용접에의한 허용응력감소를 고려한다.
- 하중조합별 허용응력 할증계수를 적용한다.

SM400



- I_y = 249673800 mm^4
- I_z = 831166700 mm^4
- A = 18200 mm^2
- r_y = 117.125 mm
- r_z = 213.702 mm



- 현장용접은 허용응력의 90%를 고려한다.

축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 허용응력

·축방향력이 압축인 경우이므로

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}\right)} \le 1.0$$

$$f_c + \frac{f_{bcy}}{\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} \le f_{cal}$$

여기서, f_c : 단면에 작용하는 축방향력에 의한 인장 및 압축응력 (MPa)

f_{caz} : 표3.3.1에 의해 산출되는 약축(z축)방향의 허용응력 (MPa)

f_{bcy}, f_{bcz} : 각각 강축(y축) 및 약축(z축) 둘레에 작용하는 휨모멘트에 의한 휨압축응력 (MPa)

f_{bagy} : 표3.3.4의 국부좌굴을 고려하지 않은 강축(y축) 둘레의 허용휨압축응력 (MPa)

f_{bao} : 표3.3.2의 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값 (MPa)

f_{cal} : 양연지지판, 자유돌출판 및 보강된 판에 대해서 각각 3.4.2.1~3.4.2.3에 규정된 국부좌굴응력에 대한 허용응력 (MPa)

f_{Ey}, f_{Ez} : 각각 강축(y축) 및 약축(z축) 둘레의 허용 오일러 좌굴응력 (MPa)

$$f_{Ey} = \frac{12{,}000{,}000}{\left(\frac{l}{r_y}\right)^2}, \quad f_{Ez} = \frac{12{,}000{,}000}{\left(\frac{l}{r_z}\right)^2}$$

l : 유효 좌굴길이 (mm)

r_y, r_z : 각각 y축 및 z축 둘레의 단면2차 반경 (mm)

- 단면에 발생하는 응력

f_c	f_{bcy}	f_{bcz}
0.42	10.80	-38.60

- f_{caz} 계산 : 식3.3.1에 의해 산출되는 약축(z축)방향의 허용응력 (MPa)

f_{caz} = 140 MPa

현장용접 감소율을 적용하면 f_{caz} = 126 MPa

- f_{bagy} 계산 : 국부좌굴을 고려하지 않은 강축(y축)둘레의 허용휨압축응력(표 3.3.4)

Aw = 250 × 10 × 2 = 5000 mm

Ac = 600 × 10 = 6000 mm

Aw/Ac = 0.833 < 2 이므로

l = 1750 mm b = 600 mm

l/b = 2.92

f_{bagy} = 140 MPa

현장용접 감소율을 적용하면 f_{bagy} = 126 MPa

- f_{bao} 계산 : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값 (도.기 p64)

f_{bao} = 140 MPa

현장용접 감소율을 적용하면 f_{bao} = 126 MPa

- f_{Ey} , f_{Ez}계산

$$f_{Ey} = \frac{12{,}000{,}000}{\left(\frac{l}{r_y}\right)^2} = \frac{12{,}000{,}000}{\left(\frac{1{,}750}{117.125}\right)^2} = 53{,}753 \text{ MPa}$$

$$f_{Ez} = \frac{12{,}000{,}000}{\left(\frac{l}{r_z}\right)^2} = \frac{12{,}000{,}000}{\left(\frac{1{,}750}{213.702}\right)^2} = 178{,}946 \text{ MPa}$$

현장용접 감소율을 적용하면 f_{Ey} = 48,378 MPa , f_{Ez} = 161,051 MPa

- f_{cal} 계산 (압축응력을 받는 양연지지판으로 검토)

b = 580 mm

t = 10 mm b/(39.3 x i) ≤ t 이므로

f_{cal} = 140 MPa

현장용접 감소율을 적용하면 f_{cal} = 126 MPa

▶ 응력구배 계수 (i) = 0.65 x φ^2 + 0.13 x φ + 1.0 = 3.860

- φ : 응력구배(z) = (f1 - f2) / f1 = 2

- 압축응력을 받는 양연지지판의 최소 t = 580 / 216 = 2.7 mm < 12 mm **OK!!!**

- 응력검토

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}\right)}$$

$$= \frac{0.42}{126} + \frac{10.80}{126\left(1 - \frac{0.420}{48{,}378}\right)} + \frac{38.60}{126\left(1 - \frac{0.420}{161{,}051}\right)} = 0.395 < 1.0 \quad \textbf{O.K}$$

$$f_c + \frac{f_{bcy}}{\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} \le f_{cal}$$

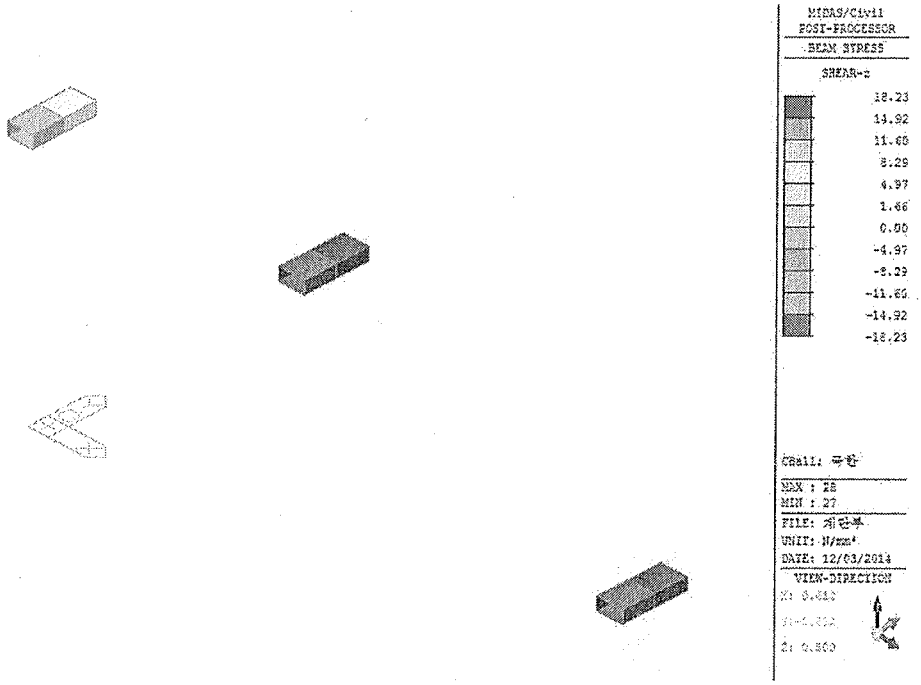
$$= 0.42 + \frac{10.80}{\left(1 - \frac{0.420}{48{,}378}\right)} + \frac{38.60}{\left(1 - \frac{0.420}{161{,}051}\right)} = 49.82 < 126 \quad \textbf{O.K} \quad (40\%)$$

5.3 전단응력 검토

- 허용전단응력

υ_a = 80 MPa

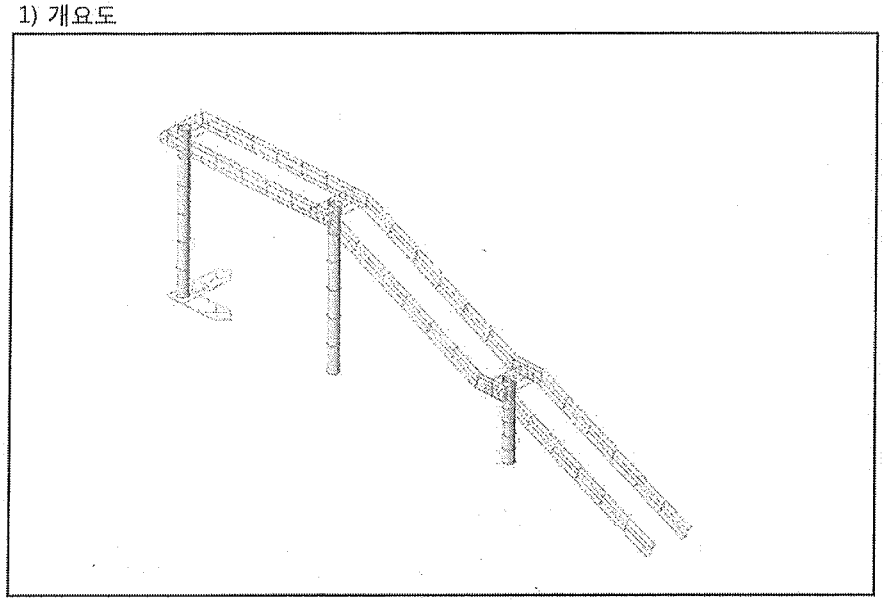
감소율을 적용하면 υ_a = 72 MPa



υ_{max} = 18.200 MPa < υ_a = 72 MPa **O.K**

7.3 기둥부 검토

1) 개요도

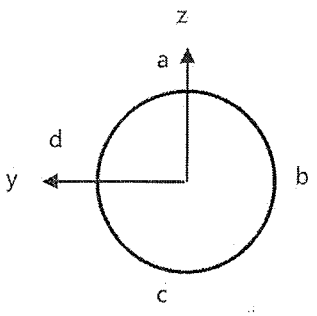


2) 검토단면특성

부재번호	2 - I				
사용강종	**STK400**				
총단면적	14870	mm^2	강관 t	12	mm
			강관 D	400	mm
I_Y =	289000000	mm^4	ZU	200.0	mm
			ZL	200.0	mm
I_Z =	289000000	mm^4	YL	200.0	mm
			YR	200.0	mm

면내좌굴 2800 mm

면외좌굴 2800 mm



3) 하중조합별 단면력

구분	축력	My	Mz	Vy	Vz	T
	kN	kN·m	kN·m	kN	kN	kN·m
comb1	-182.700	-109.080	0.000	0.000	59.550	0.000
comb2	-157.100	-87.380	-5.830	-2.450	47.760	0.500
comb3	-158.500	-146.570	0.000	0.000	-78.200	0.000
comb4	-183.200	-144.100	0.000	0.000	80.100	0.000
comb5	-135.000	-124.800	0.000	0.000	-66.600	0.000
comb6	-156.100	122.800	0.000	0.000	68.200	0.000
comb7	-41.400	9.100	40.400	13.700	7.600	4.200

- 수직응력

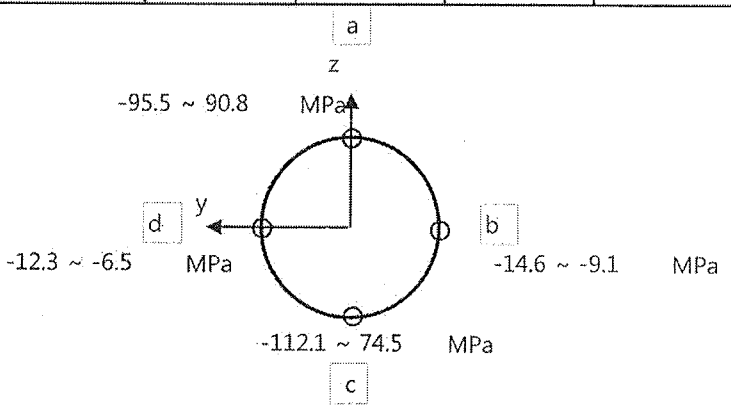
[단위 : MPa]

구분	축력	면내 모멘트		면외 모멘트		비고
	ft,fc	f_{bty}	f_{bcy}	f_{btz}	f_{bcz}	
comb1	-12.286	-75.488	75.488	0.000	0.000	
comb2	-10.565	-60.471	60.471	-4.035	4.035	
comb3	-10.659	-101.433	101.433	0.000	0.000	
comb4	-12.320	-99.723	99.723	0.000	0.000	
comb5	-9.079	-86.367	86.367	0.000	0.000	
comb6	-10.498	84.983	-84.983	0.000	0.000	
comb7	-2.784	6.298	-6.298	27.958	-27.958	

- 검토 위치별 응력

[단위 : MPa]

구분	a	b	c	d	최대휨압축	α	비고
comb1	63.201	-12.286	-87.774	-12.286	-75.488	1.200	
comb2	49.906	-14.599	-71.035	-6.530	-60.605	1.200	
comb3	90.773	-10.659	-112.092	-10.659	-101.433	1.200	
comb4	87.403	-12.320	-112.043	-12.320	-99.723	1.200	
comb5	77.288	-9.079	-95.445	-9.079	-86.367	1.200	
comb6	-95.480	-10.498	74.485	-10.498	-84.983	1.200	
comb7	-9.082	25.174	3.513	-30.743	-28.659	1.200	



4) 응력 검토

- 강관은 휨압축응력에 대하여 표 3.3.4의 각각의 강종에 대한 상한값을 사용하여도 좋다. (도.기 p181)
- 전체좌굴에 대한 축방향의 허용압축응력과 국부좌굴에 대한 축방향의 허용압축응력을 구하여 그중 작은 값을 써서 부재를 설계하기로 하였다.

* fta 계산 : 표3.3.1의 허용 축방향 인장응력

fta = 140.0 MPa

* fcag 계산 : 표3.3.2에 표시된 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력

① 면내 방향

면내좌굴길이(ly) = 2800 mm

단면회전반경(ry) = √(Iy / A) = 139 mm

ly / ry = 2800 / 139 = 20.1 20 < l/r ≤ 93 이므로

fcag = 139.93 MPa

② 면외 방향

면외좌굴길이(lz) = 2800 mm

단면회전반경(rz) = √(Iz / A) = 139 mm

lz / rz = 2800 / 139 = 20.1 20 < l/r ≤ 93 이므로

fcag = 139.93 MPa

* fcal 계산

α = 1.000 R = 200 mm t = 12 mm

R/(αt) ≤ 50 이므로

fcal = 140.0 MPa

- 주요 부재로서 사용하는 강관의 두께는 7.9mm이상으로 한다. 다만, 2차부재로서 사용하는 강관의 두께는 6.9mm이상으로 한다.
- 원형 단면 기둥의 최소 (t/R) 비는 표 8.1.2를 따른다. (강도로교 상세부설계지침 p207)

* 최소t검토

최소t : STK400일경우 일반부 = R/110, 모서리부 = R/40

R = 200 mm

t = 12 mm

R/110 = 1.8 mm, R/40 = 5.0 mm

최소t = 5 mm 이므로 . . . O.K !

- 보강재의 최대간격은 바깥지름의 3배로 한다.
  다만, R/t≤30 의 범위에 있는 경우에는 보강재를 생략할 수도 있다.
- 환보강재는 b≥d/20+70, t≥b/17를 만족해야 한다.
  위의 식을 만족하면, 보강재의 단면2차모멘트를 검사할 필요가 없다.

* 보강재 검토

R = 200 mm t = 12 mm

R/t = 16.667

R/t ≤ 30 이므로 보강재 생략가능 !

환보강재 설치시 아래의 폭과 두께를 만족해야 한다.

b = d/20 + 70 = 90.0 mm

t = b/17 = 5.3 mm

* va 계산 : 표 3.13.5에 표시된 강관의 허용전단응력

R = 200 mm t = 12 mm

보강재를 설치하지 않는경우 STK400 = 50MPa

va = 50.000 MPa

- 수직응력 검토

구 분	인장		압축-강관(면내)		압축-강관(면외)		축+휨압축응력		검토결과
	작용	fta	작용	fca	작용	fca	작용	fca	
comb1	63.201	126.0	87.774	126.0	12.286	126.0	0.697	1.0	O.K
comb2	50.040	126.0	71.035	126.0	14.599	126.0	0.565	1.0	O.K
comb3	90.773	126.0	112.092	126.0	10.659	126.0	0.890	1.0	O.K
comb4	87.403	126.0	112.043	126.0	12.320	126.0	0.889	1.0	O.K
comb5	77.288	126.0	95.445	126.0	9.079	126.0	0.758	1.0	O.K
comb6	74.485	126.0	95.480	126.0	10.498	126.0	0.758	1.0	O.K
comb7	25.875	126.0	9.082	126.0	30.743	126.0	0.250	1.0	O.K

- 전단응력 및 합성응력 검토

구 분	휨 전단응력		비틀림 응력	조합응력		Va	합성 응력		검토
	Vby	Vbz	Vt	Vy	Vz		합성	max	
comb1	0.000	3.949	0.000	0.000	3.949	50.000	0.70	1.0	O.K
comb2	-0.162	3.167	0.166	0.003	3.333	50.000	0.57	1.0	O.K
comb3	0.000	-5.186	0.000	0.000	-5.186	50.000	0.89	1.0	O.K
comb4	0.000	5.312	0.000	0.000	5.312	50.000	0.90	1.0	O.K
comb5	0.000	-4.417	0.000	0.000	-4.417	50.000	0.76	1.0	O.K
comb6	0.000	4.523	0.000	0.000	4.523	50.000	0.77	1.0	O.K
comb7	0.909	0.504	1.393	2.301	1.897	50.000	0.25	1.0	O.K

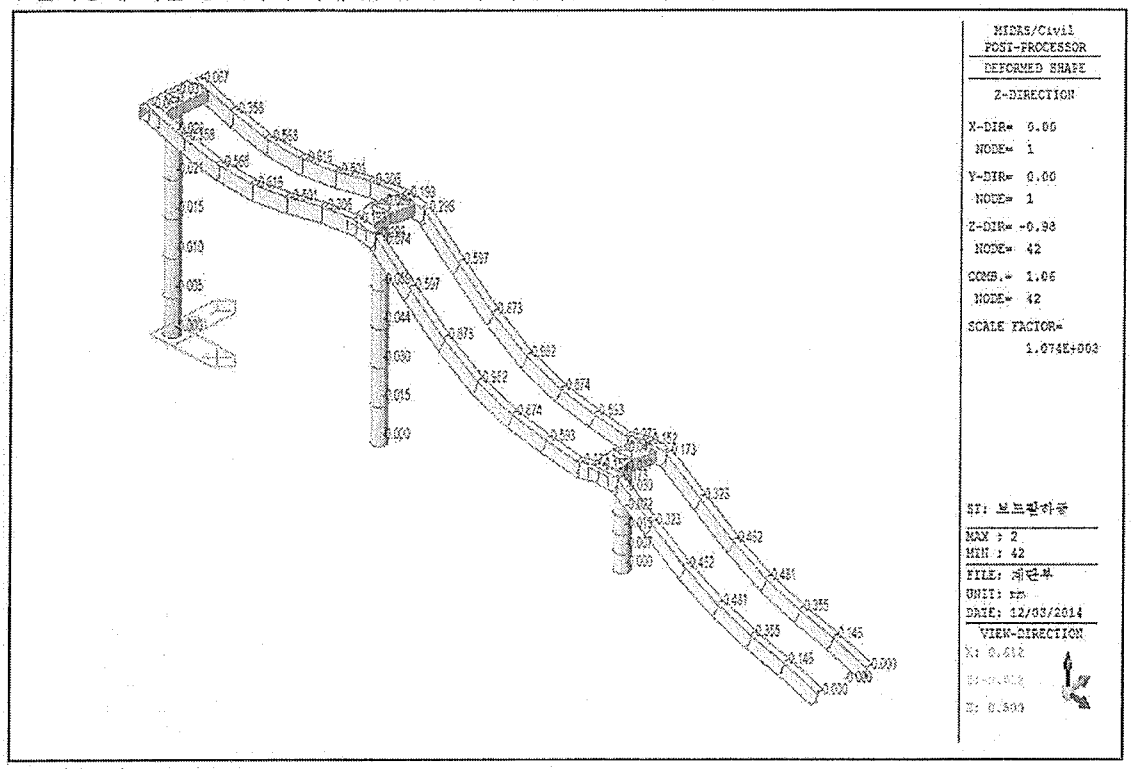
5) 검토 결과 요약

구분	휨 응 력			전 단 응 력		압축+전단 합성응력	축+휨압축 합성응력
	인장	면내	면외	Vy	Vz		
작 용 치	90.773	112.092	14.599	0.003	5.312	0.901	0.890
허 용 치	126.000	126.000	126.000	50.000	50.000	1.000	1.000
사 용 율	72%	89%	12%	0.01%	11%	90%	89%
판 정	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

※위의 검토에 적용된 허용응력은 하중조합별 할증과 현장용접감소율을 고려한 것이다.

8. 처짐검토

; 활하중에 의한 강교의 주거더 및 가로보의 최대처짐을 고려한다.



* 활하중에 의한 처짐 - δ_{max} = 0.98 mm (전산구조해석 결과)

* 처짐 검토 : L/600

L = 7.500 m 이므로

δ_a = L/600 = 7.500 / 600.00 = 0.013 m = 12.500 mm

∴ δ_{max} < δ_a O.K!!

9. 진동검토

1) 보도교에서는 진동을 배려하지 않으면 보행자에게 불안감을 줄 우려가 있다.

보행자에 의한 동적 하중의 특성은 보행자의 주행 주파수가 평균적으로 2Hz이고 편차가 극히 작은 정규분포에 가깝다. 보행자로 인한 보도교의 진동을 고려할 때에는 보행 주파수의 영향이 지배적이다. 따라서 보도교를 쾌적한 사용한계 내에 설치하기 위해서는 유해한 진동을 제거하거나 공진진폭을 작게하는 것이 바람직하다.

(강구조 편람 제 4권 강도로교의 설계 12.2.7 참조 p608, 609 참조)

2) 대처 방안

① 진동감쇠를 크게 하는 방법

② 활하중에 비해 고정하중을 크게 하는 방법

③ 보도교의 최소 진동수를 보행 주파수(2 Hz)와 일치시키지 않는 방법

3) 본 교량의 고유 진동수

보행자의 통행에 영향을 주는 연직방향 모드형상(보행자의 진동과 상응하는 응답 성분)은 18 mode로서, 이때 진동수는 20.422Hz로 보행자의 진동수 2HZ와 상이함을 보인다.
따라서, 공진형상이 발생하지 않는다고 판단된다.

4) 주기

MODE	FREQUENCY (RAD/TIME)	FREQUENCY (CYC/TIME)	PERIOD (TIME)	TOLERANCE
1	15.519	2.470	0.405	2.360E-16
2	24.289	3.866	0.259	1.927E-16
3	24.484	3.897	0.257	5.690E-16
4	32.898	5.236	0.191	4.202E-16
5	34.945	5.562	0.180	5.586E-16
6	37.074	5.900	0.169	0.000E+00
7	58.435	9.300	0.108	2.664E-16
8	59.104	9.407	0.106	1.302E-16
9	78.384	12.475	0.080	7.401E-16
10	88.693	14.116	0.071	0.000E+00
11	89.551	14.253	0.070	2.268E-16
12	96.332	15.332	0.065	3.920E-16
13	96.946	15.429	0.065	5.806E-16
14	115.541	18.389	0.054	1.363E-16
15	116.195	18.493	0.054	6.736E-16
16	118.032	18.785	0.053	1.306E-16

MODE	FREQUENCY (RAD/TIME)	FREQUENCY (CYC/TIME)	PERIOD (TIME)	TOLERANCE
17	120.709	19.211	0.052	6.242E-16
18	128.316	20.422	0.049	4.419E-16
19	129.137	20.553	0.049	0.000E+00
20	144.245	22.957	0.044	3.497E-16
21	153.174	24.378	0.041	0.000E+00
22	158.951	25.298	0.040	0.000E+00
23	191.245	30.438	0.033	1.989E-16
24	195.601	31.131	0.032	5.705E-16
25	200.626	31.931	0.031	1.265E-15
26	219.754	34.975	0.029	6.027E-16
27	232.578	37.016	0.027	1.345E-16
28	236.927	37.708	0.027	7.777E-16
29	240.993	38.355	0.026	0.000E+00
30	247.906	39.456	0.025	0.000E+00
31	289.729	46.112	0.022	3.307E-11
32	301.448	47.977	0.021	1.004E-13
33	316.951	50.444	0.020	2.099E-11
34	320.976	51.085	0.020	1.587E-11
35	321.451	51.160	0.020	9.916E-10
36	336.302	53.524	0.019	1.073E-07
37	338.049	53.802	0.019	5.062E-07
38	344.601	54.845	0.018	4.919E-07
39	366.304	58.299	0.017	2.908E-07
40	375.539	59.769	0.017	2.627E-05

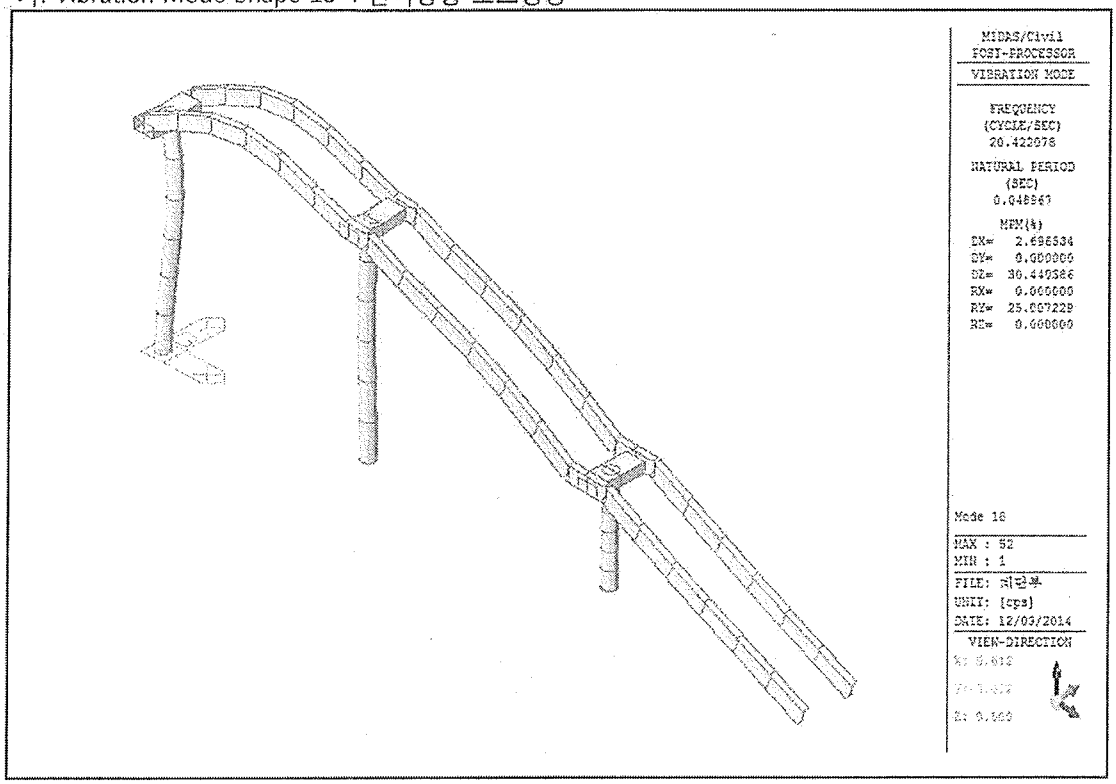
5) 질량기여도

MODE	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (MASS)			CUMULATIVE SUM (MASS)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.404871	0.000	56.550	0.000	0.000	56.550	0.000
2	0.258680	0.000	0.000	0.000	0.000	56.550	0.000
3	0.256626	0.000	0.390	0.000	0.000	56.940	0.000
4	0.190987	0.000	10.720	0.000	0.000	67.660	0.000
5	0.179802	0.000	14.870	0.000	0.000	82.530	0.000
6	0.169478	0.000	0.000	0.000	0.000	82.530	0.000
7	0.107525	0.000	0.000	0.000	0.000	82.530	0.000
8	0.106308	0.000	1.240	0.000	0.000	83.770	0.000
9	0.080159	0.000	0.310	0.000	0.000	84.080	0.000
10	0.070842	0.010	0.000	0.030	0.010	84.080	0.030
11	0.070163	3.130	0.000	5.190	3.140	84.080	5.220
12	0.065225	0.000	1.990	0.000	3.140	86.070	5.220
13	0.064811	0.000	0.340	0.000	3.140	86.400	5.220
14	0.054381	2.330	0.000	0.270	5.470	86.400	5.480
15	0.054075	48.940	0.000	4.850	54.410	86.400	10.330
16	0.053233	0.000	2.150	0.000	54.410	88.550	10.330
17	0.052052	0.000	0.310	0.000	54.410	88.860	10.330
18	0.048967	2.700	0.000	30.440	57.110	88.860	40.770
19	0.048655	0.000	0.610	0.000	57.110	89.480	40.770
20	0.043559	0.000	2.370	0.000	57.110	91.840	40.770
21	0.041020	13.730	0.000	21.610	70.840	91.840	62.390
22	0.039529	0.060	0.000	0.040	70.900	91.840	62.420
23	0.032854	0.000	0.000	0.000	70.900	91.840	62.430
24	0.032122	0.000	0.010	0.000	70.900	91.850	62.430
25	0.031318	0.000	0.260	0.000	70.900	92.110	62.430
26	0.028592	0.000	0.000	0.000	70.900	92.110	62.430
27	0.027015	0.010	0.000	0.000	70.910	92.110	62.430
28	0.026519	0.000	0.490	0.000	70.910	92.610	62.430
29	0.026072	0.000	0.490	0.000	70.910	93.100	62.430
30	0.025345	8.520	0.000	1.840	79.430	93.100	64.270
31	0.021686	0.000	1.290	0.000	79.430	94.390	64.270
32	0.020843	0.000	0.000	0.010	79.430	94.390	64.280
33	0.019824	0.020	0.000	0.110	79.450	94.390	64.380
34	0.019575	0.460	0.000	1.600	79.910	94.390	65.990
35	0.019546	0.000	0.020	0.000	79.910	94.410	65.990
36	0.018683	2.080	0.000	1.250	81.980	94.410	67.240
37	0.018587	0.000	0.080	0.000	81.980	94.480	67.240

MODE	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (MASS)			CUMULATIVE SUM (MASS)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
38	0.018233	0.000	0.010	0.000	81.980	94.500	67.240
39	0.017153	0.000	0.000	0.090	81.980	94.500	67.330
40	0.016731	0.000	0.520	0.000	81.980	95.020	67.330

6) MODE SHAP

가. Vibration Mode Shape 18 : 연직방향 모드형상



10. 앵커볼트 검토

10.1 기둥 앵커볼트 검토

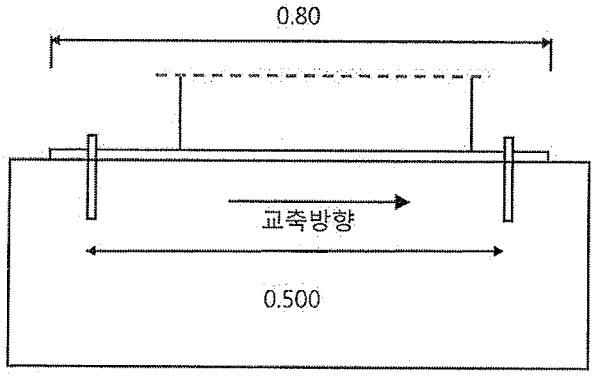
(1) 설계 상수

- 사용볼트 : M 36 x 500L
- 작용단면력

P(kN)	Fx(kN)	My(kN.m)	Fy(kN)	Mx(kN.m)
183.800	25.299	68.650	4.337	12.805

* Global 좌표 - (x) : 교축직각방향 , (y) : 교축방향

- Anchor As : 1017.88 mm^2
- 허용 인장력 : 142.50 kN (140 x As)
- 허용 전단력 : 81.43 kN (80 x As)
- Base Plate : 0.80 x 0.80 x 0.020 x 1 ea



(2) ANCHOR BOLT에 작용하는 단면력

- ANCHOR가 받는 인장력

  = P/n + Mx/L/nx + My/L/ny

  = -183.800 / 4 + 12.805 / 0.500 / 2 + 68.650 / 0.500 / 2

  = 35.504 kN < Ta = 142.5 kN ..... OK

  여기서

  n : 총 앵커볼트 개수 = 4 ea

  nx : Mx 에 저항하는 앵커볼트 개수 = 2 ea

  ny : My 에 저항하는 앵커볼트 개수 = 2 ea

- ANCHOR 1개가 받는 전단력

  25.668 / 4 ea = 6.417 kN < Va = 81.4 kN ..... OK

(3) Anchor의 정착길이 산정

① 허용부착응력

τ_{oa} = 0.64 √fck = 0.64 √ 270 = 10.516 = 1.05 MPa

② 정착길이의 산정

· 정착길이(Ld)

$$\text{req'd Ld} = \frac{\text{Bolt Tension}}{\tau_{oa} \times \pi \times db} = \frac{35504}{1.052 \times \pi \times 36}$$

= 298.5 mm

USE Ld = 500.0 mm ..... OK

11.HCP 말뚝검토

1) 설계조건

① 지반조건 및 기본가정

구 분		적 용		비 고
말뚝의 시공방법		프리보링 HCP말뚝		
말뚝 머리의 평균 N치	NH	8		
말뚝 선단의 평균 N치	Ne	40		
변 형 계 수	E0	22400	kN/m	
말뚝 선단의 근입깊이		1.0	m	
두부의 돌출길이		0.0	m	
말뚝의 총길이	L	22.7	m	

② 말뚝의 제원

a. 강관말뚝의 제원

구 분		적 용		비 고
말 뚝 지 름	Ds	600	mm	
말 뚝 두 께	ts	12	mm	
부 식 두 께	t1s	2	mm	
유 효 지 름	Des	596	mm	
말 뚝 길 이	Ls	4.0	m	
단면2차모멘트	Is	790458704	mm^4	
탄 성 계 수	Es	210000	MPa	
강재의 종류		SKK400		

b. PHC말뚝의 제원

구 분		적 용		비 고
말 뚝 지 름	Dp	600	mm	A 종
말 뚝 두 께	tp	90	mm	
말뚝압축강도	fc	80	MPa	
말뚝유효프리스트레스	fce	4	MPa	
부 식 두 께	t1p	0	mm	
유 효 지 름	Dep	600	mm	
말 뚝 길 이	Lp	18.7	m	
단면2차모멘트	Ip	4834274921	mm^4	
탄 성 계 수	Ep	40000	MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ600으로 동일함

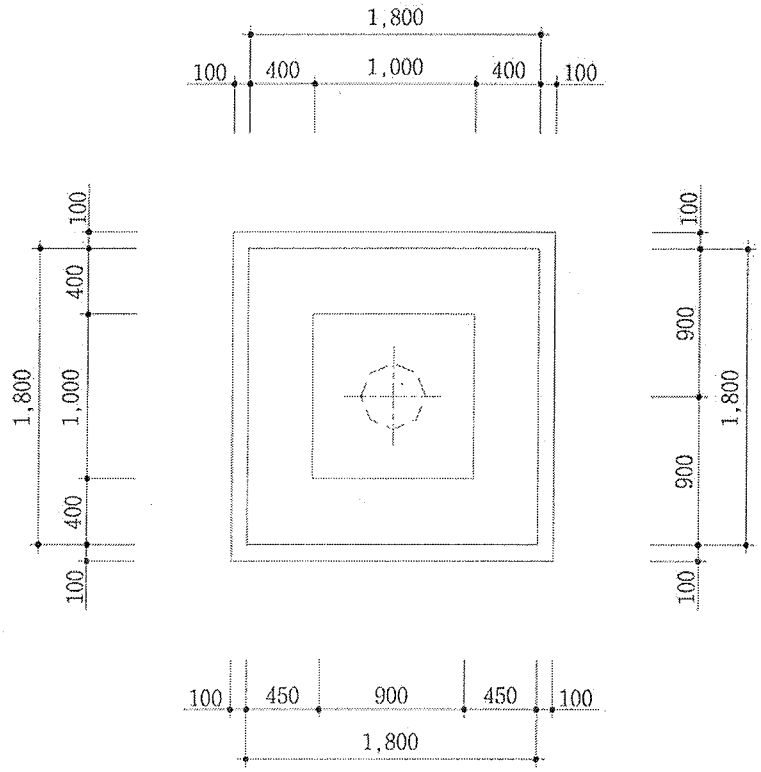
b. 강관말뚝과 PHC의 연결은 하중분산용 구조체인 결합구를 강관말뚝 내측에 삽입후 강결시켜야 하며, 결합구가 부착된 강관말뚝과 PHC를 용접으로 연결 함.

2) 파일도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	210.600	92.100	165.700	축력최대
	COMBO 2	182.200	89.800	168.470	모멘트최대
	COMBO 3	46.400	5.200	26.930	지진시
계수하중	COMBO 1	278.300	77.830	142.300	축력최대
	COMBO 2	174.500	117.400	218.300	모멘트최대
	COMBO 3	46.400	5.200	26.930	지진시

※ 말뚝검토시 말뚝에 가장 큰 영향을 미치는 축력 최대시, 모멘트 최대시 및 지진시 COMBO로 검토함

3) 말뚝의 배치



4) 말뚝의 스프링 정수 산정

① 축방향 스프링정수

구 분	계 산 식	적 용 값
a	0.013 ·(L/D)+ 0.53	1.025
Kv	a·A·E / L	238390 kN/m

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

구 분		계 산 식	적 용 값		
			상시	지진시	
E_0			22400		kN/m^2
α		-	1	2	
B_H		$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	1.236	1.123	
K_{H0}		$\frac{1}{30}\alpha E_o$	74667	149333	kN/m^3
K_H		$k_{H0}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	25821	55481	kN/m^3
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.390	0.472	m^{-1}
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝)	8.857 ≥ 3	10.723 ≥ 3	
		1<βL<3 (유한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	
고정	K1	4·E·I·β^3	39442	69998	kN/m
	K2	2·E·I·β^2	50543	74088	kN/rad
	K3	2·E·I·β^2	50543	74088	kN.m/m
	K4	2·E·I·β	129537	156833	kN.m/rad
힌지	K1	2·E·I·β^3	19721	34999	kN/m
	K2,K3,K4	-	0	0	

h : 설계 지반면보다 위에 있는 부분의 말뚝 축방향 길이 (m)

5) 말뚝의 변위 및 부재력

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	39442	69998
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-50543	-74088
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	238390	238390
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i + K_2 \sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i \sin\theta_i + K_4\right\}$	129537	156833
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0079486	0.0008834	0.0043806	0.0067620	0.0011674	0.0037369
COMBO 2	0.0078868	0.0007643	0.0043778	0.0102722	0.0007320	0.0056932
COMBO 3	0.0005121	0.0001946	0.0004136	0.0005121	0.0001946	0.0004136

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.949 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0079486	0.0008834	0.0043806	210.600	92.100	165.700
COMBO 2	1	0.0078868	0.0007643	0.0043778	182.200	89.800	168.470
COMBO 3	1	0.0005121	0.0001946	0.0004136	46.400	5.200	26.930

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0067620	0.0011674	0.0037369	278.300	77.830	142.300
COMBO 2	1	0.0102722	0.0007320	0.0056932	174.500	117.400	218.300
COMBO 3	1	0.0005121	0.0001946	0.0004136	46.400	5.200	26.930

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	0.000	0	210.600	92.100	165.700	1
	계			210.600	92.100	165.700	1
COMBO 2	1	0.000	0	182.200	89.800	168.470	1
	계			182.200	89.800	168.470	1
COMBO 3	1	0.000	0	46.400	5.200	26.930	1
	계			46.400	5.200	26.930	1

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	0.000	0	278.300	77.830	142.300	1
	계			278.300	77.830	142.300	1
COMBO 2	1	0.000	0	174.500	117.400	218.300	1
	계			174.500	117.400	218.300	1
COMBO 3	1	0.000	0	46.400	5.200	26.930	1
	계			46.400	5.200	26.930	1

3. 말뚝머리 작용력 집계표

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	210.600	92.100	165.700	278.300	77.830	142.300
COMBO 2	1	182.200	89.800	168.470	174.500	117.400	218.300
COMBO 3	1	46.400	5.200	26.930	46.400	5.200	26.930

4. 말뚝의 안정성 검토

1) 말뚝의 허용지지력 검토

① 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra1 = 1359.750 kN(평상시)

Ra2 = 2039.625 kN(지진시)

② 말뚝의 허용변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 7.949 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 0.512 mm ∴ O.K

③ 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 417.300 kN(평상시)

Pa2 = 625.950 kN(지진시)

④ 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	210.600	210.600	1359.750	417.300	O.K
	HINGE	210.600	210.600	1359.750	417.300	O.K
COMBO 2	FIX	182.200	182.200	1359.750	417.300	O.K
	HINGE	182.200	182.200	1359.750	417.300	O.K
COMBO 3	FIX	46.400	46.400	2039.625	625.950	O.K
	HINGE	46.400	46.400	2039.625	625.950	O.K

2) 말뚝의 응력 검토

① 말뚝의 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

장경비 (L/D) = 22.70/0.600 = 37.833 < 85 이므로 장경비에 따른 허용응력의 감소 없음.

② 강관말뚝의 합성응력 검토

fsa = 140 MPa (평상시)

= 210 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M × y/Io

= V ÷ 18000 ± M × (600 ÷ 2) ÷ 790458704

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	210.600	207.180	90.330	140	O.K
	HINGE	210.600	76.101	40.582	140	O.K
COMBO 2	FIX	182.200	208.111	89.106	140	O.K
	HINGE	182.200	74.200	38.283	140	O.K
COMBO 3	FIX	46.400	27.807	13.131	210	O.K
	HINGE	46.400	3.549	3.925	210	O.K

③ 강관말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80 MPa (평상시)

= 120 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (596.000^2 + 596.000 \times 576.000 + 576.000^2) \div (3 \times (596.000^2 + 576.000^2))$

= 2.000 ; 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	92.100	10.231	80	O.K
	HINGE	92.100	10.231	80	O.K
COMBO 2	FIX	89.800	9.976	80	O.K
	HINGE	89.800	9.976	80	O.K
COMBO 3	FIX	5.200	0.578	120	O.K
	HINGE	5.200	0.578	120	O.K

④ PHC 말뚝의 합성응력 검토

fca' (압축측) = 20.00 MPa (평상시)
= 26.60 MPa (지진시)
fca (인장측) = 0 MPa (평상시)
= -3 MPa (지진시)

f = V/Ap + fpe ± M × y/Io
= V ÷ 144199 + 4.00 ± M × (600.0 ÷ 2) ÷ 4834274921

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fmin	fca'	fca	비 고
평상시 최대	FIX	210.600	54.971	8.872	2.049	20	0	O.K
	HINGE	210.600	45.672	8.295	2.626	20	0	O.K
평상시 최소	FIX	182.200	54.971	8.675	1.852	20	0	O.K
	HINGE	182.200	45.672	8.098	2.429	20	0	O.K
지진시 최대	FIX	46.400	7.281	4.774	3.870	26.60	-3	O.K
	HINGE	46.400	3.084	4.513	4.130	26.60	-3	O.K
지진시 최소	FIX	46.400	7.281	4.774	3.870	26.60	-3	O.K
	HINGE	46.400	3.084	4.513	4.130	26.60	-3	O.K

⑤ PHC 말뚝의 전단응력 검토

τpa = 0.85 Mpa × C_N [축방향압축력에 대한 보정계수]

여기서, C_N = 1 + M_0 / M
= 1.113 (1 ≤ CN ≤ 2)

※ CN = 1.113 적용

M : 부재단면에 작용하는 휨모멘트 (N.mm)

M_0 : 축방향 압축력에 의해 콘크리트 응력이 부재 인장연에서 영으로 되는 휨모멘트 (N.mm)

$$M_0 = \frac{N \times Ic}{Ac \times y}$$

N : 부재단면에 작용하는 축방향압축력 (N)

Ic : 부재단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

Ac : 부재단면적 (mm^2)

y : 부재단면의 도심에서 부재인장선까지의 거리 (mm)

τpa = 0.85 × C_N ≤ 1.20 MPa (평상시)

∴ τpa = 0.85 × C_N = 0.95 MPa (평상시)

※ τpa = 0.950 MPa (평상시) 적용
= 1.264 MPa (지진시)

τp = α × Ho / Ap

α = 4 × (600.000^2 + 600.000 × 420.000 + 420.000^2) ÷
(3 × (600.000^2 + 420.000^2)) = 1.960 ; 전단형상계수

= 1.960 × Ho / 144199

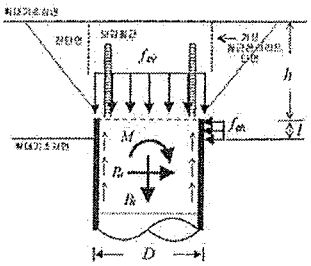
구 분		H(kN)	τp	τpa	비 고
평상시최대	FIX	7.191	0.098	0.950	O.K
	HINGE	40.395	0.549	0.950	O.K
지진시최대	FIX	0.555	0.008	1.264	O.K
	HINGE	1.720	0.023	1.264	O.K

6. 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

6.1 설계조건

1) 말뚝머리 작용 사용하중

구 분	상 시		지진시	
	MAX	MIN	MAX	MIN
V(kN)	210.600	182.200	46.400	46.400
H(kN)	92.100		5.200	
M(kN)	168.470		26.930	



2) 강관말뚝 제원

말뚝직경 (D) 600.0㎜ 말뚝두께 (t') 12.0㎜ , 부식두께 2.0㎜

3) 확대기초 제원

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck}) 27.0 MPa 기초두께 (H) 1200.0㎜

수직 유효두께 (h) 1100.0㎜

수평 유효두께 (h') 600.0㎜

말뚝 매입길이 (l) 100.0㎜

4) 보강철근 제원

보강철근 H19(SD40) 12.0EA

5) 고장력볼트 제원

고장력 볼트 M16(L50) 12.0EA

6.2 확대기초에 대한 검토

1) 수직지압응력(f_{cv}) 검토

$$\text{상 시: } f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{210600.0}{\pi/4 \times 600.0^2} = 0.74\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.75\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{46400.0}{\pi/4 \times 600.0^2} = 0.16\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 8.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 수직압발전단응력(τ_u) 검토

$$\text{상 시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{210600.0}{\pi \times (600.0 + 1100) \times 1100} = 0.04\ \text{MPa} \le \tau_{a3} = 0.95\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{46400.0}{\pi \times (600.0 + 1100) \times 1100} = 0.01\ \text{MPa} \le \tau_{a3}' = 1.26\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 수평지압응력(f_{ch})검토

$$\text{상 시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{92100.0}{600.0 \times 100} = 1.54\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.75\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{5200.0}{600.0 \times 100} = 0.09\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 8.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 수평압발전단응력(τ_h) 검토

상 시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+0+2h')} = \frac{92100.0}{600\times(2\times100+600.0+2\times600)} = 0.08$ MPa $\leq \tau_{a3} = 0.95$ MPa $\therefore$ O.K

지진시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+0+2h')} = \frac{5200.0}{600\times(2\times100+600.0+2\times600)} = 0.00$ MPa $\leq \tau_{a3}' = 1.26$ MPa $\therefore$ O.K

6.3 덮개판과 속채움 콘크리트의 결합부 수직지압응력(f_{cs})검토

D' { 강관의 내경 = D600.0 - 2(부식두께) × 12t' }	=	576.0mm
t' { 강관의 두께 = 12.0t' - 2(부식두께) }	=	10.0mm
α (속채움 콘크리트의 지압응력 보정계수)	=	6.0EA
n_1 (덮개판의 계수)	=	1.0EA
S'{지압력 = π×(D600.0-10t')×10t'×13.5(fcsa)}	=	250.228 kN (상시)
S'{지압력 = π×(D600.0-10t')×10t'×18.0(fcsa')}	=	332.803 kN (지진시)

상 시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{210600.0 - 250227.9}{6\times1\times\pi\times(576.0-65)\times65} = -0.06$ MPa $\leq f_{csa} = 13.50$ MPa $\therefore$ O.K

지진시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{46400.0 - 332803.0}{6\times1\times\pi\times(576.0-65)\times65} = -0.46$ MPa $\leq f_{csa}' = 17.96$ MPa $\therefore$ O.K

6.4 확대기초내의 보강철근의 정착길이(L_0)

$$L_0 = \frac{f_{sa1}\times A_{st}}{\tau_{oa}\times U} = \frac{180.0\times286.5}{1.7\times60.0} = 505.6\text{mm} \geq L0min=35d_1 = 35\times19.1 = 668.5\text{mm}$$

Max(505.6mm , 668.5mm) = 668.5mm

∴ 보강철근의 정착장은 668.5mm 이상으로 한다.

※ 일반적으로, $L_0 \geq L_{0min} = 35d_1$(35×$d_1$공칭지름)로 하는 것이 좋다.
만약, L_0값이 L_{0min}값보다 작으면 L_{0min}값을 사용한다.

6.5 가상 철근콘크리트 단면의 휨응력 검토

r { 가상단면의 반경 = (D600.0 + 200)/ 2 }	=	400.0㎜
rs {가상단면중심에서 보강철근중심까지거리 = 400.0(r)-(30+100)}	=	270.0㎜
p {가상단면의 철근비 = 3438.0(As) / π × 400(r)² }	=	0.0068
np = 탄성계수(n=15) × 0.0068	=	0.103
rs / r (270.0 / 400.0)	=	0.675

1) 최대 압입력(Pn,max)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최대 압입력(Pn,max)	=	210.600 kN
최대 모멘트(M max)	=	168.470 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	252.710 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	799.953㎜
e/r = 799.953 / 400.0	=	2.000

이므로, 휨압축응력계수(c) = 1.758 , 휨인장응력계수 (S) = 2.787

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{252710000.0}{400^3} \times 1.758 = 6.94\ MPa < f_{ca} = 10.80\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{252710000.0}{400^3} \times 2.787 \times 15 = 165.1\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore O.K$$

(2) 지진시

최대 압입력(Pn,max)	=	46.400 kN
최대 모멘트(M max)	=	26.930 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	45.490 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	580.388㎜
e/r = 580.388 / 400.0	=	1.451

이므로, 휨압축응력계수(c) = 1.508 , 휨인장응력계수 (S) = 2.096

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{45490000.0}{400^3} \times 1.508 = 1.07\ MPa < f_{ca} = 14.36\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{45490000.0}{400^3} \times 2.096 \times 15 = 22.35\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore O.K$$

2) 최소 압입력(Pn,min)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최소 압입력(Pn,min)	=	182.200 kN
최대 모멘트(M max)	=	168.470 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	241.350 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	924.643mm
e/r = 924.643 / 400.0	=	2.312

이므로, 휨압축응력계수(c) = 1.859 , 휨인장응력계수 (S) = 3.075

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{241350000.0}{400^3} \times 1.859 = 7.01\ MPa < f_{ca} = 10.80\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{241350000.0}{400^3} \times 3.075 \times 15 = 174.0\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore O.K$$

(2) 지진시

최소 압입력(Pn,min)	=	46.400 kN
최대 모멘트(M max)	=	26.930 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	45.490 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	580.388mm
e/r = 580.388 / 400.0	=	1.451

이므로, 휨압축응력계수(c) = 1.508 , 휨인장응력계수 (S) = 2.096

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{45490000.0}{400^3} \times 1.508 = 1.07\ MPa < f_{ca} = 14.36\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{45490000.0}{400^3} \times 2.096 \times 15 = 22.35\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore O.K$$

2.3 내진해석

목 차

1. 설 계 조 건

2. 종 단 면 도

3. 단 면 특 성
   1) 상 부 구 조
   2) 교 각
   3) 기 초

4. 구조해석 MODELING
   1) 상부 모델링
   2) 하부 모델링

5. 고유치 해석
   1) Mode별 자유진동 특성
   2) 모델링 및 주요진동모드의 형상

6. 응답스펙트럼 해석
   1) 응답스펙트럼의 결정
   2) 지진력의 방향 결정
   3) 응답스펙트럼 해석결과

7. 설계지진력의 조합
   1) 하중경우 1
   2) 하중경우 2

8. 지진시 변위
   1) 교축방향 변위
   2) 교축직각방향 변위

1. 설 계 조 건

1) 일 반 조 건

(1) 교량형식 : STEEL PLATE

(2) 교량연장 : L = 13.000 + 2@27.000 + 13.000 = 80.000 m

(3) 교량폭원 : B = 8.000 m

(4) 교각형식 : T형 교각,벽식 교각

2) 내 진 설 계 조 건

(1) 내진등급 : I 등급

(2) 가속도계수 : A = 0.154 (지진구역계수 : 0.110, 위험도계수 : 1.400)

(3) 지반계수 : S = 1.000 (지반종류 I)

(4) 받침형식 : 탄성받침

3) 설계강도 및 탄성계수

구 분			Fck(MPa)	Fy(MPa)	Ec(MPa)	n=Es/Ec
상부	바닥판		27	-	28693	7
	거 더		0	-	0	1
하부	교 대		24	300	27849	7
	교각	두부보	40	400	31879	6
		기둥	40	500	31879	6
		기초	27	500	28693	7

- 강재 탄성계수 : Es = 200000.0 MPa

4) 해 석 방 법

다중모드 스펙트럼 해석법

5) 참 고 문 헌

(1) 도 로 교 설 계 기 준 : 국토해양부 (2010)

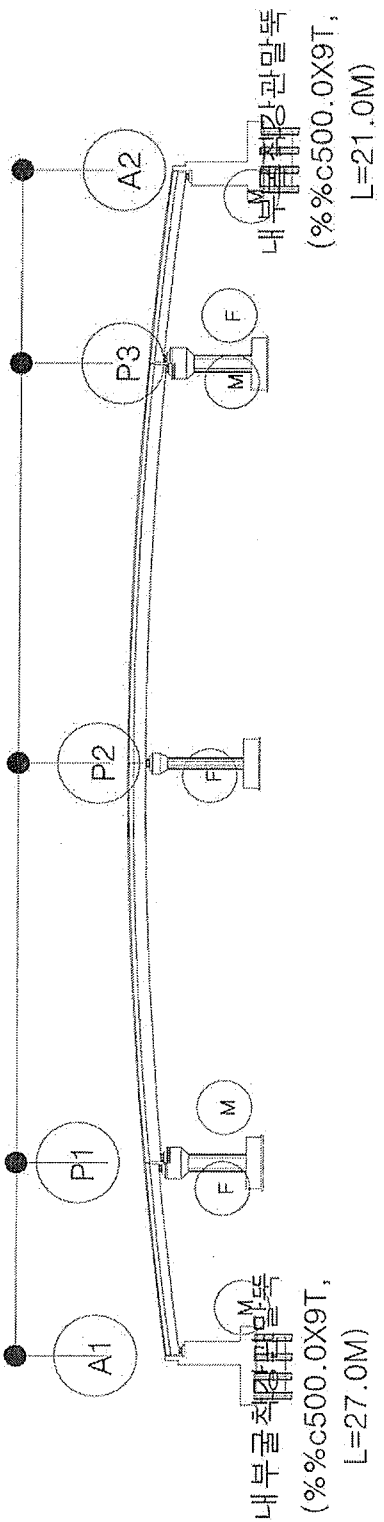
(2) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)

(3) 도 로 교 표준시방서 : 국토해양부 (2000)

(4) 콘크리트교 표준시방서 : 국토해양부 (2000)

(5) 고속도로교량의 내진설계지침 : 한국도로공사 (2000)

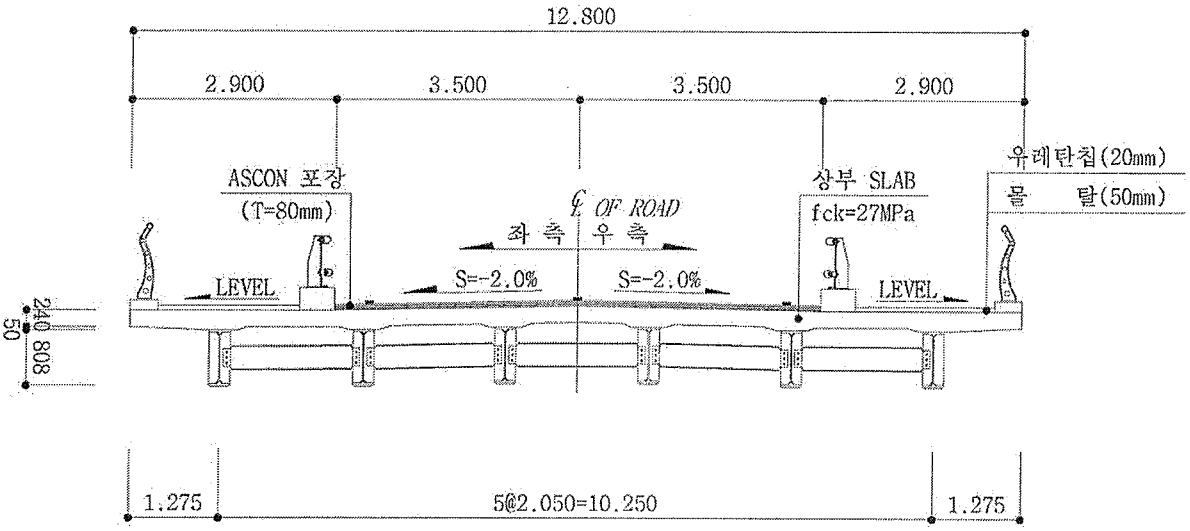
2. 종 단 면 도


A1
P1
P2
P3
A2
M
F
M
F
F
M
내부굴착말뚝
(%%c500.0X9T,
L=27.0M)
내부굴착말뚝
(%%c500.0X9T,
L=21.0M)

3. 단 면 특 성

1) 상 부 구 조

(1) 횡 단 면 도



2) 교 각

(1) 교각 P1, P3

R = 0.250 m

B = 4.000 m

H = 1.200 m

$A = B \times H + \pi D^2 / 4 = 7.596\ m^2$

$I = B \times H^3 / 12 + \pi D^4 / 64 = 9.938\ m^4$ ⁴

$K = 5.158\ m^4$

(2) 교각 P2

R = 0.250 m

B = 7.000 m

H = 0.800 m

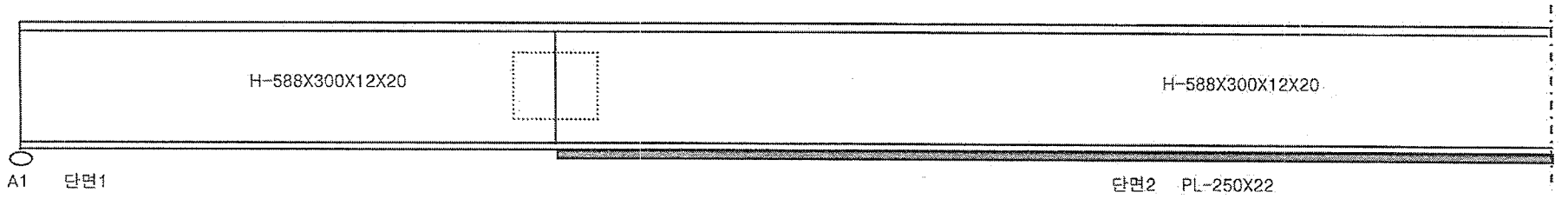
$A = B \times H + \pi D^2 / 4 = 9.696\ m^2$

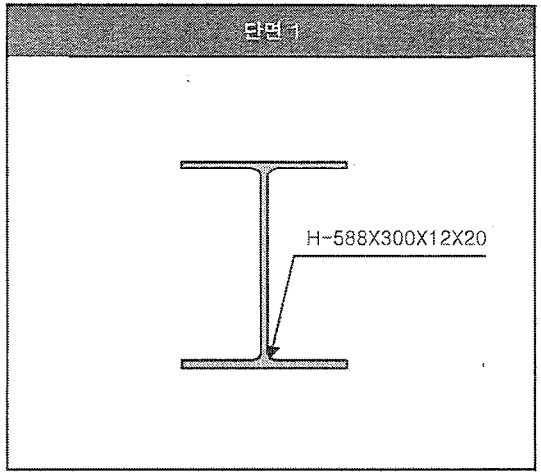
$I = B \times H^3 / 12 + \pi D^4 / 64 = 39.713\ m^4$ ⁴

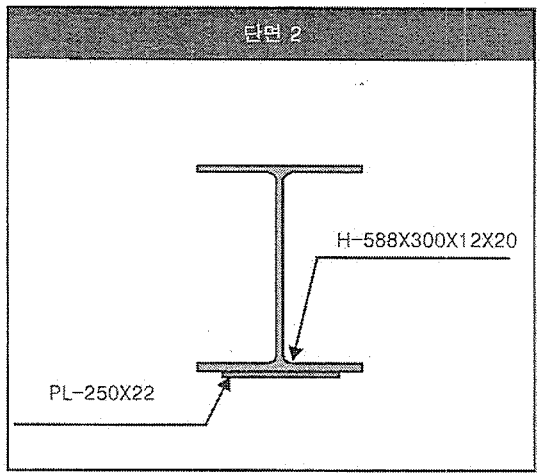
$K = 4.549\ m^4$

3) 주 형 구 성

(1) 측경간부



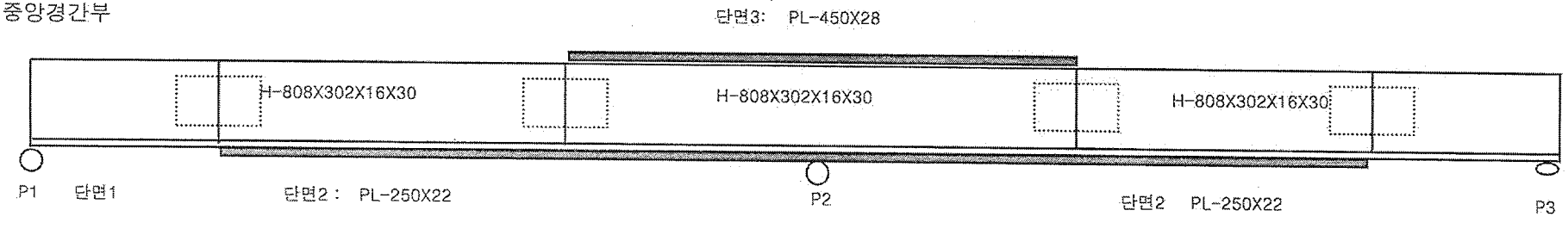


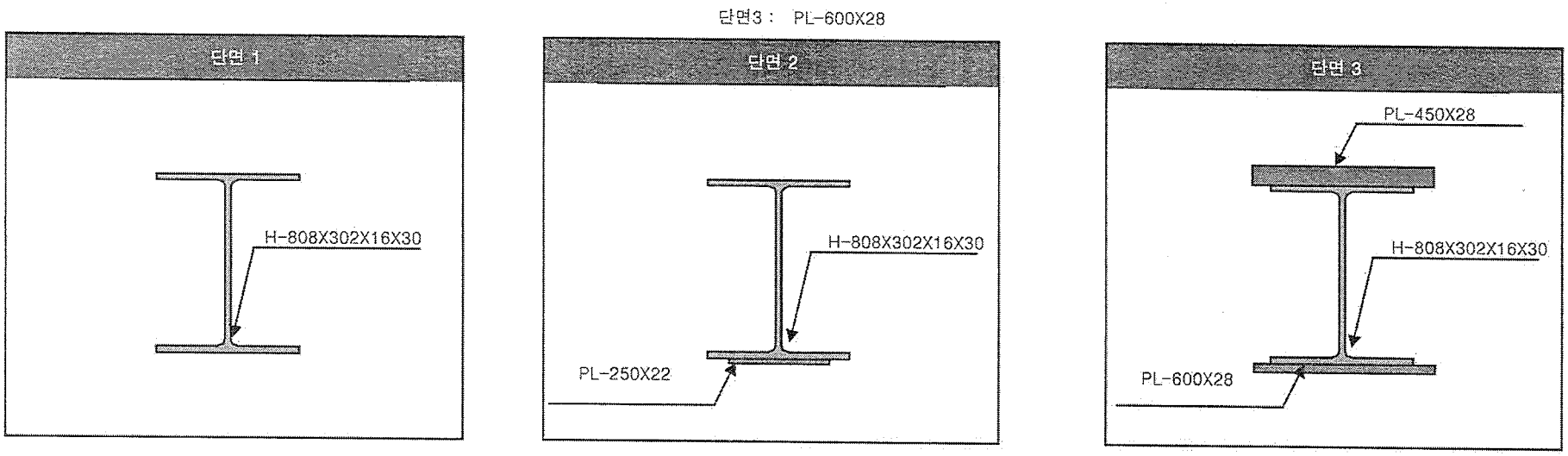


사용부재 제원

부 재 명	강 종	단면제원	A (m^2)	I_{33} (m^4)	I_{22} (m^4)	r_{33} (m)	r_{22} (m)	J (m^4)
주 형 (1)	SM490	H-588X300X12X20	0.019250	0.0011800000	0.0000902000	0.247586	0.068452	0.0000019156
주 형 (2)	SM490	H-588X300X12X20	0.019250	0.0011800000	0.0000902000	0.247586	0.068452	0.0000019156
하중분배 가로보	SM400	H-400X200X8X13	0.008412	0.0002370000	0.0000174000	0.167851	0.045480	0.0000003568
단 지 점 가로보	SM400	H-400X200X8X13	0.008412	0.0002370000	0.0000174000	0.167851	0.045480	0.0000003568
중간지점 가로보	SM400	H-400X200X8X13	0.008412	0.0002370000	0.0000174000	0.167851	0.045480	0.0000003568
중간일반 가로보	SM400	H-350X175X7X11	0.006314	0.0001360000	0.0000098400	0.146763	0.039477	0.0000001928
하연 COVER PL 1	SM520	PL-250X22	0.005500	0.0000002218	0.0000286458	0.006351	0.072169	0.0000008873

(1) 중앙경간부



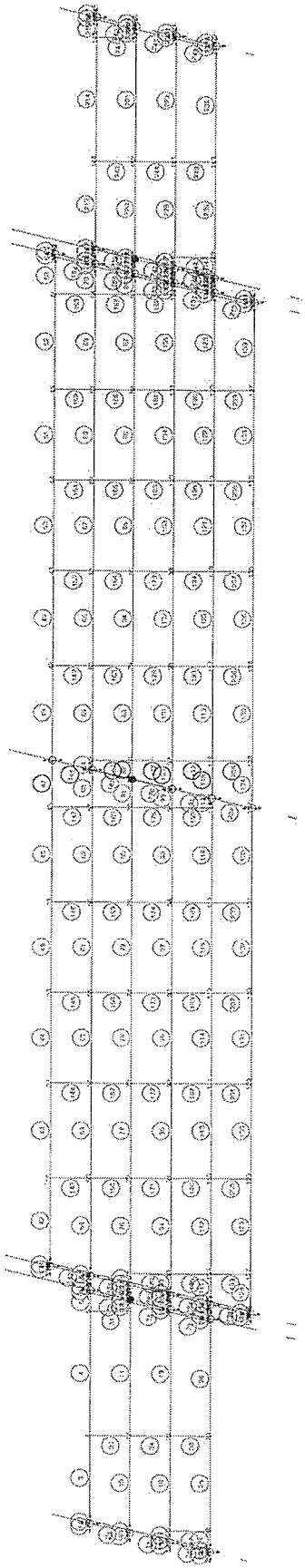


사용부재 제원

부 재 명	강 종	단면제원	A (m^2)	I_{33} (m^4)	I_{22} (m^4)	r_{33} (m)	r_{22} (m)	J (m^4)
주 형 (1)	SM490	H-808X302X16X30	0.030760	0.0033900000	0.0001380000	0.331976	0.066980	0.0000064573
주 형 (2)	SM490	H-808X302X16X30	0.030760	0.0033900000	0.0001380000	0.331976	0.066980	0.0000064573
하중분배 가로보	SS400	H-600X200X11X17	0.013440	0.0007760000	0.0000228000	0.240288	0.041188	0.0000009062
단 지 점 가로보	SS400	H-600X200X11X17	0.013440	0.0007760000	0.0000228000	0.240288	0.041188	0.0000009062
중간지점 가로보	SS400	H-600X200X11X17	0.013440	0.0007760000	0.0000228000	0.240288	0.041188	0.0000009062
중간일반 가로보	SS400	H-350X175X7X11	0.006314	0.0001360000	0.0000098400	0.146763	0.039477	0.0000001928
상연 COVER PL 1	SM520	PL-450X28	0.012600	0.0000008232	0.0002126250	0.008083	0.129904	0.0000032928
하연 COVER PL 1	SM520	PL-250X22	0.005500	0.0000002218	0.0000286458	0.006351	0.072169	0.0000008873
하연 COVER PL 2	SM520	PL-600X28	0.016800	0.0000010976	0.0005040000	0.008083	0.173205	0.0000043904
하연 COVER PL 3	SM520	PL-250X22	0.005500	0.0000002218	0.0000286458	0.006351	0.072169	0.0000008873

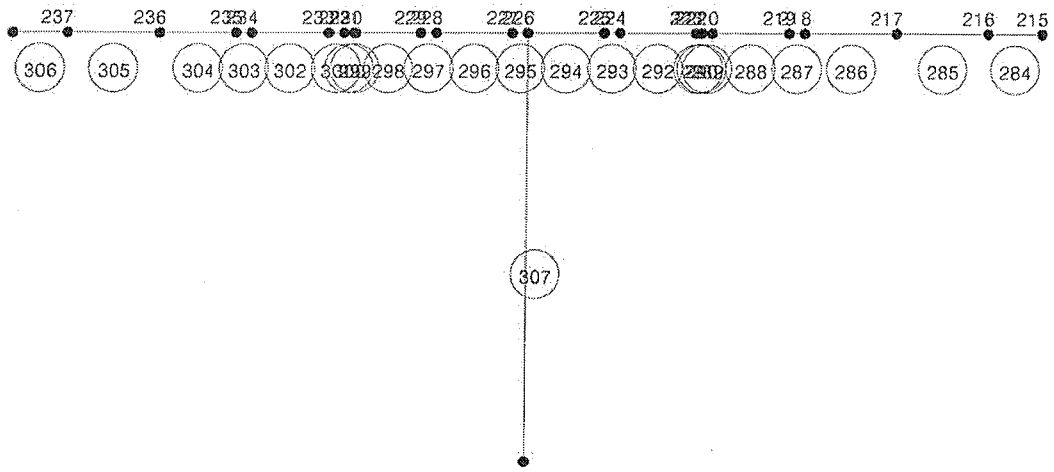
4. 구조해석 MODELING

1) 상부 모델링



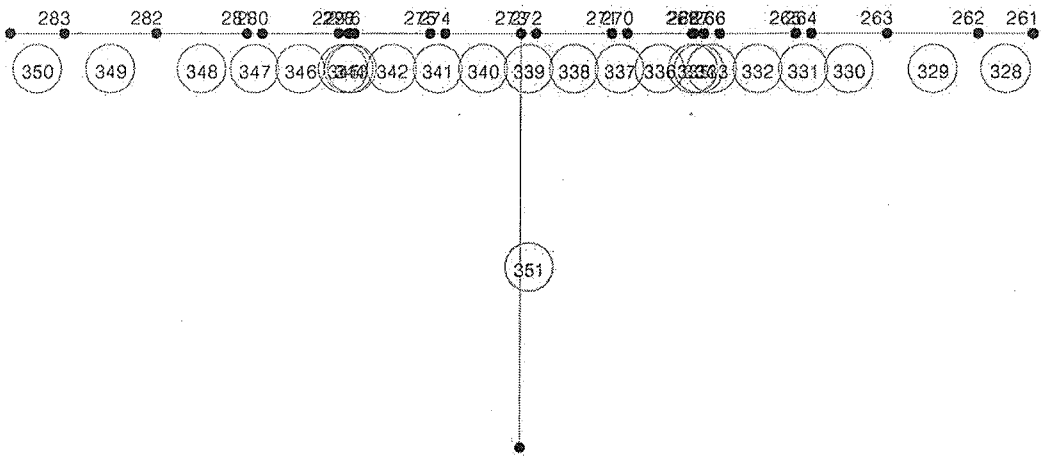
2) 하부 모델링

(1) P1



(2) P2

(3) P3


283
282
263
262
261
350
349
348
347
346
342
341
340
339
338
337
332
331
330
329
328
351

5. 고유치 해석

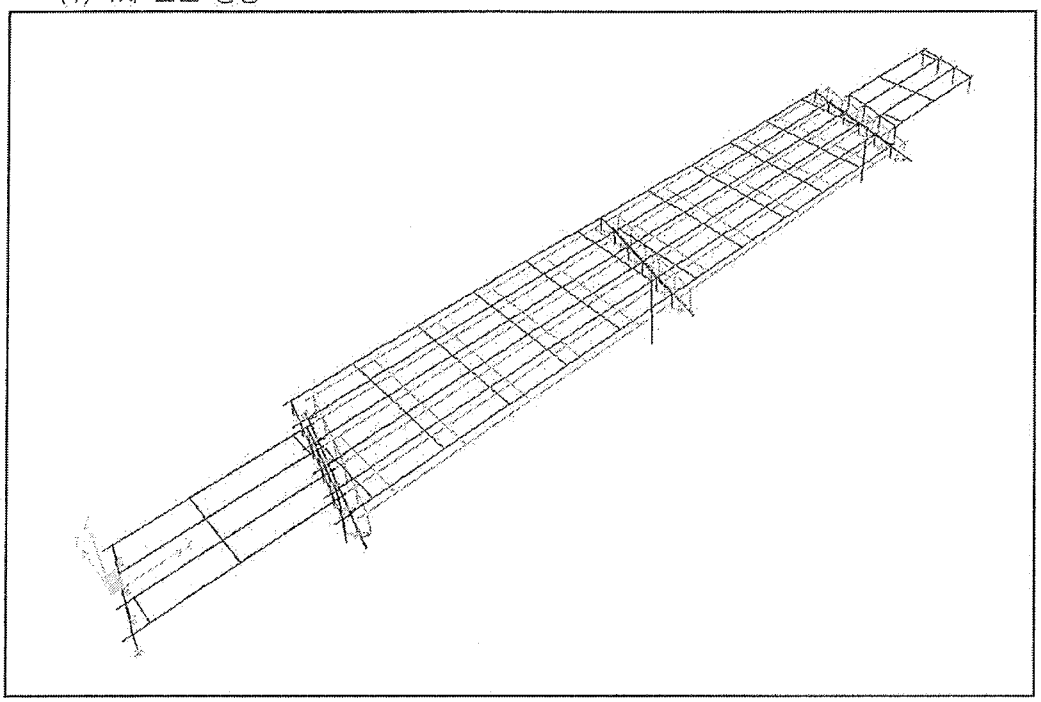
1) Mode별 자유진동 특성

Mode	Period (sec)	Frequency (Hz)	Participating Mass Ratios(질량누가)			비 고
			X-Axis	Y-Axis	Z-Axis	
1	1.17882	0.84831	56.967	16.987	0.000	
2	1.16219	0.86044	73.966	72.878	0.000	
3	0.82416	1.21336	73.966	72.878	0.007	
4	0.57843	1.72881	74.035	72.882	0.007	
5	0.56355	1.77446	79.001	73.704	0.007	
6	0.56338	1.77499	84.417	74.661	0.007	
7	0.56115	1.78207	85.020	78.342	0.007	
8	0.56113	1.78213	86.203	85.088	0.007	
9	0.45546	2.19559	86.203	85.088	0.179	
10	0.42955	2.32804	86.203	85.088	0.179	
11	0.42941	2.32876	86.203	85.088	0.181	
12	0.38244	2.61482	86.203	85.088	54.178	
13	0.35184	2.84222	86.204	85.091	54.178	
14	0.26326	3.79853	86.204	85.091	54.178	
15	0.18034	5.54514	86.204	85.138	54.178	
16	0.14135	7.07491	86.208	85.139	54.180	
17	0.13019	7.68093	86.209	85.139	62.234	
18	0.12828	7.79556	86.210	85.147	63.051	
19	0.09751	10.25535	93.009	85.558	63.134	
20	0.08953	11.16986	98.917	85.907	63.296	
21	0.07550	13.24573	98.930	86.182	64.749	
22	0.07380	13.55000	98.930	86.224	78.482	
23	0.04748	21.06240	99.085	86.246	78.613	
24	0.04411	22.66859	99.085	86.249	90.768	
25	0.02541	39.35702	99.767	97.302	90.770	

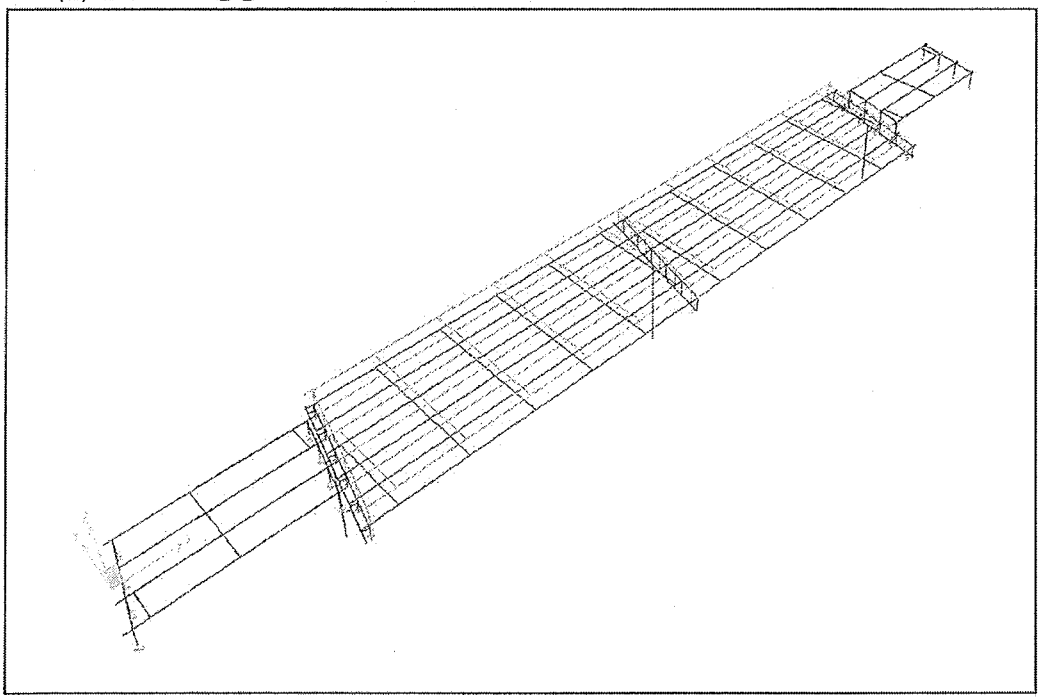
※ 유효모드 질량의 합이 전체질량의 90%이상이 되도록 Mode수를 결정한다.

2) 모델링 및 주요진동모드의 형상

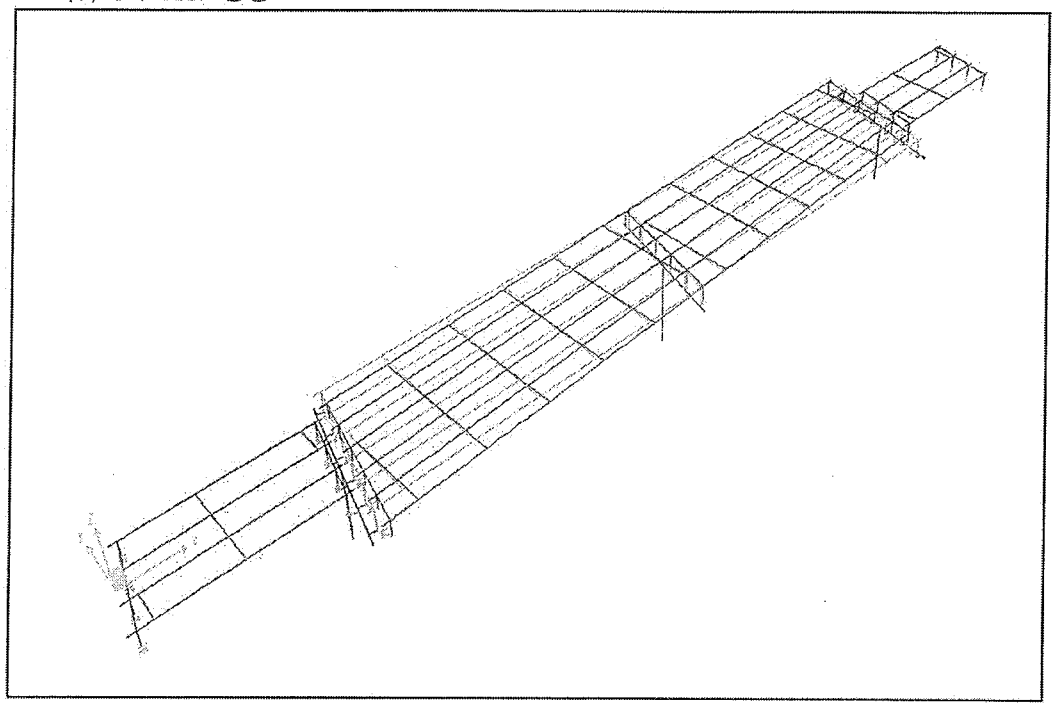
(1) 1차 모드 형상



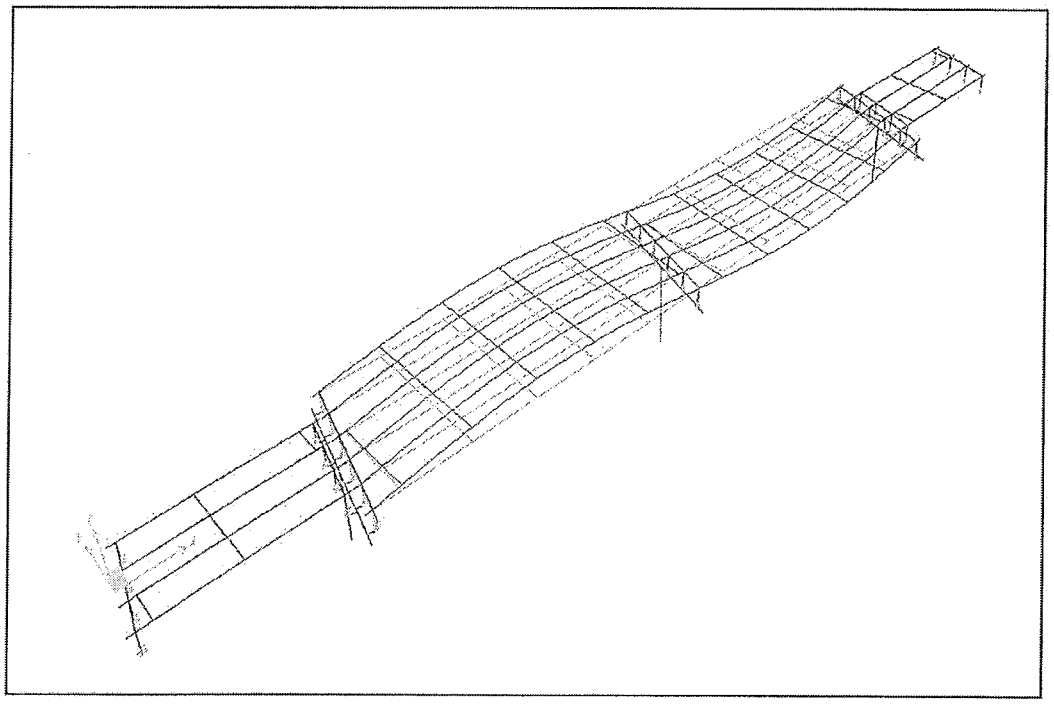
(2) 2차 모드 형상



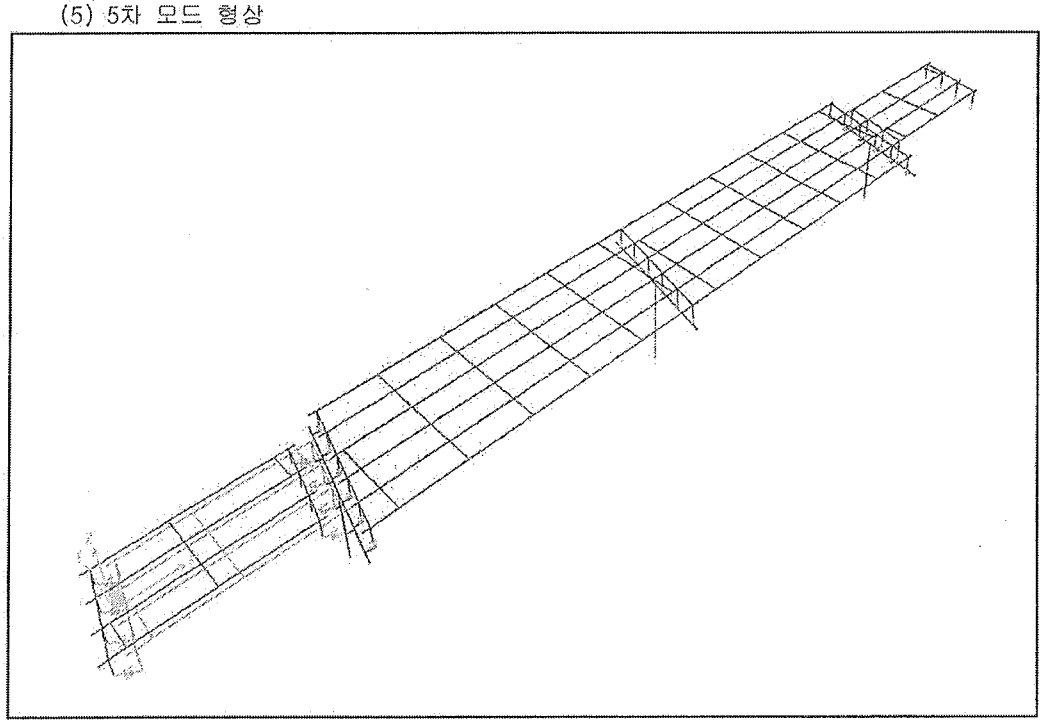
(3) 3차 모드 형상



(4) 4차 모드 형상



(5) 5차 모드 형상



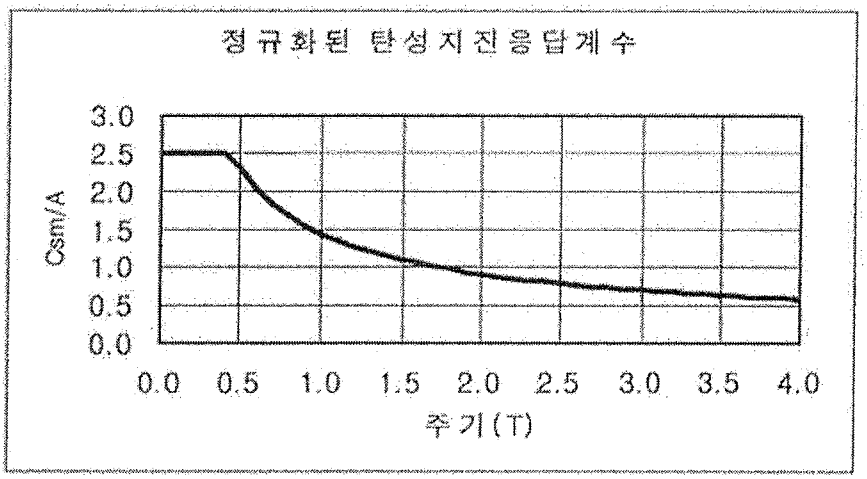
6. 응답스펙트럼 해석

1) 응답스펙트럼의 결정

Sa = Cs x g

Cs = 1.2 x A x S / T^2/3 ≤ 2.5A (T≤4.0인경우)

Cs = 3.0 x A x S / T^4/3 ≤ 2.5A (T>4.0인경우)



Sa : 탄성지진응답 가속도 (m/sec²) Cs : 탄성지진응답 계수(무차원)

g = 9.810 m/sec² ,중력가속도 A = 0.154, 지진가속도 계수

S = 1.000, 지반특성에 따른 무차원의 지반계수

T : 진동모드의 주기

T	Cs	Sa	T	Cs	Sa	T	Cs	Sa
0.0	0.385	3.777	2.3	0.106	1.040	5.5	0.048	0.467
0.1	0.385	3.777	2.4	0.103	1.011	5.8	0.045	0.440
0.2	0.385	3.777	2.5	0.100	0.984	6.0	0.042	0.416
0.3	0.385	3.777	2.6	0.098	0.959	6.3	0.040	0.394
0.4	0.340	3.339	2.7	0.095	0.935	6.5	0.038	0.374
0.5	0.293	2.878	2.8	0.093	0.913	6.8	0.036	0.355
0.6	0.260	2.548	2.9	0.091	0.891	7.0	0.035	0.338
0.7	0.234	2.300	3.0	0.089	0.872	7.3	0.033	0.323
0.8	0.214	2.104	3.1	0.087	0.853	7.5	0.031	0.309
0.9	0.198	1.945	3.2	0.085	0.835	7.8	0.030	0.296
1.0	0.185	1.813	3.3	0.083	0.818	8.0	0.029	0.283
1.1	0.173	1.701	3.4	0.082	0.802	8.3	0.028	0.272
1.2	0.164	1.605	3.5	0.080	0.786	8.5	0.027	0.261
1.3	0.155	1.522	3.6	0.079	0.772	8.8	0.026	0.251
1.4	0.148	1.449	3.7	0.077	0.758	9.0	0.025	0.242
1.5	0.141	1.383	3.8	0.076	0.744	9.3	0.024	0.233
1.6	0.135	1.325	3.9	0.075	0.732	9.5	0.023	0.225
1.7	0.130	1.273	4.0	0.073	0.719	9.8	0.022	0.218
1.8	0.125	1.225	4.3	0.067	0.658	10.0	0.021	0.210
1.9	0.120	1.182	4.5	0.062	0.610	15.0	0.012	0.123
2.0	0.116	1.142	4.8	0.058	0.568	20.0	0.009	0.083
2.1	0.113	1.105	5.0	0.054	0.530			
2.2	0.109	1.072	5.3	0.051	0.497			

2) 지진력의 방향 결정

기하학적 현상이 불규칙하여 진동의 각 모드 내에서 3개의 좌표축 방향으로 진동이 연계되는 교량에서는 이러한 연계효과로 인해 각 모드를 진동의 단순한 종방향 혹은 횡방향 모드로 분류하기가 어렵고 진동의 여러 모드들이 구조물의 전체적인 응답에 기여하게 된다.

이러한 연계효과와 최종 응답에 대한 다중모드의 기여분을 결정하기 위해서는 공간 뼈대의 동적 해석을 할 수 있는 전산 프로그램을 사용해야 한다. 지점에서 수평의 두 방향 중 어느 한 방향으로 곡선형태의 구조물에 대해서 종방향 운동은 교대들을 연결하는 현(Chord)을 따라서 작용되고 종방향 및 횡방향 운동에 의해 발생하는 힘은 4.4[직교 지진력의 조합]에 규정한 바와 같이 합성해야 한다.

다중모드 스펙트럼 해석은 적절한 선형 진동해석 전산프로그램으로 수행하여야 한다.

『도로교표준시방서』 5.4.1, 1996

∴ X, Y방향의 응답스펙트럼을 사용한다.

3) 응답스펙트럼 해석결과

(1) 교축방향(X방향) 지진하중 재하시

① 교량받침

구 분		절 점	V2(kN)	V3(kN)	비 고
교대 1	1	173	36.807	0.783	
	2	174	36.619	0.785	
	3	175	36.569	0.783	
	4	176	36.643	0.779	
교각 1	1	177	36.224	0.864	
	2	178	36.084	0.849	
	3	179	36.049	0.838	
	4	180	36.141	0.834	
	5	181	126.184	10.304	
	6	182	126.050	10.325	
	7	183	126.016	10.343	
	8	184	125.938	10.332	
	9	185	125.782	10.306	
	10	186	125.718	10.279	
교각 2	1	187	101.787	9.291	
	2	188	101.486	9.306	
	3	189	101.335	9.312	
	4	190	101.338	9.312	
	5	191	101.496	9.306	
	6	192	101.804	9.291	
교각 3	1	193	125.944	10.270	
	2	194	126.051	10.297	
	3	195	126.239	10.323	
	4	196	126.324	10.334	
	5	197	126.343	10.314	
	6	198	126.455	10.291	
	7	199	36.139	0.795	
	8	200	36.046	0.791	
	9	201	36.074	0.795	
	10	202	36.210	0.800	
교대 2	1	203	36.600	0.748	
	2	204	36.526	0.752	
	3	205	36.572	0.753	
	4	206	36.759	0.750	

※ 교량받침를 구성하는 ELEMENT와 NODE의 LOCAL AXIS에 대한 결과치임.
탄성받침 요소번호는 NLLINK의 절점번호임.

② 기둥 상단 변위

구 분	절 점	x(m)	y(m)	비 고
교각 1	226	0.00172	0.00039	
교각 2	251	0.00342	0.00083	
교각 3	273	0.00153	0.00035	

③ 기둥 상단 부재력

구 분	절 점	V2(kN)	V3(kN)	M2(kN.m)	M3(kN.m)
교각 1	226	214.202	842.125	856.852	258.392
교각 2	251	167.326	612.343	592.965	202.356
교각 3	273	212.814	826.600	715.542	224.293

※ 단면력은 기둥상단부재의 i단 값임.

④ 기둥 하단 부재력

구 분	절 점	V2(kN)	V3(kN)	M2(kN.m)	M3(kN.m)
교각 1	239	214.202	842.125	4056.445	1036.334
교각 2	252	167.326	612.343	3644.526	997.816
교각 3	285	212.814	826.600	3855.870	1003.149

※ 단면력은 기둥하단부재의 j단 값임.

(2) 교축직각방향(Y방향) 지진하중 재하시

① 교량받침

구 분		절 점	V2(kN)	V3(kN)	비 고
교대 1	1	173	0.992	36.463	
	2	174	0.888	36.482	
	3	175	0.825	36.459	
	4	176	0.802	36.402	
교각 1	1	177	0.903	36.536	
	2	178	0.864	36.562	
	3	179	0.853	36.548	
	4	180	0.869	36.489	
	5	181	10.653	121.459	
	6	182	10.593	121.756	
	7	183	10.563	121.969	
	8	184	10.554	121.832	
	9	185	10.541	121.550	
	10	186	10.535	121.251	
교각 2	1	187	8.676	109.685	
	2	188	8.636	109.845	
	3	189	8.600	109.916	
	4	190	8.600	109.916	
	5	191	8.637	109.845	
	6	192	8.677	109.686	
교각 3	1	193	10.554	121.218	
	2	194	10.561	121.527	
	3	195	10.575	121.824	
	4	196	10.583	121.967	
	5	197	10.608	121.746	
	6	198	10.662	121.442	
	7	199	0.823	36.482	
	8	200	0.797	36.541	
	9	201	0.798	36.554	
	10	202	0.827	36.526	
교대 2	1	203	0.767	36.394	
	2	204	0.785	36.450	
	3	205	0.843	36.471	
	4	206	0.944	36.451	

※ 교량받침를 구성하는 ELEMENT와 NODE의 LOCAL AXIS에 대한 결과치임.
탄성받침 요소번호는 NLLINK의 절점번호임.

② 기둥 상단 변위

구 분	절 점	x(m)	y(m)	비 고
교각 1	226	0.00038	0.00030	
교각 2	251	0.00089	0.00028	
교각 3	273	0.00034	0.00027	

③ 기둥 상단 부재력

구 분	절 점	V2(kN)	V3(kN)	M2(kN.m)	M3(kN.m)
교각 1	226	829.964	208.700	212.206	1840.064
교각 2	251	676.845	161.936	157.482	1675.482
교각 3	273	820.981	204.548	177.024	1715.246

※ 단면력은 기둥상단부재의 i단 값임.

④ 기둥 하단 부재력

구 분	절 점	V2(kN)	V3(kN)	M2(kN.m)	M3(kN.m)
교각 1	239	829.964	208.700	1005.083	4854.894
교각 2	252	676.845	161.936	964.804	4978.717
교각 3	285	820.981	204.548	954.042	4715.780

※ 단면력은 기둥하단부재의 j단 값임.

7. 설계 지진력의 조합

1) 하중경우 1 : 교축방향 + 교축직각방향 x 0.3

(1) 교량받침

구 분		절 점	V2(kN)	V3(kN)	비 고
교대 1	1	173	37.104	11.722	
	2	174	36.885	11.730	
	3	175	36.816	11.721	
	4	176	36.884	11.700	
교각 1	1	177	36.495	11.824	
	2	178	36.343	11.818	
	3	179	36.304	11.802	
	4	180	36.402	11.780	
	5	181	129.380	46.741	
	6	182	129.228	46.852	
	7	183	129.185	46.934	
	8	184	129.105	46.882	
	9	185	128.944	46.771	
	10	186	128.878	46.654	
교각 2	1	187	104.390	42.196	
	2	188	104.077	42.259	
	3	189	103.915	42.287	
	4	190	103.918	42.287	
	5	191	104.087	42.259	
	6	192	104.407	42.197	
교각 3	1	193	129.110	46.635	
	2	194	129.219	46.755	
	3	195	129.412	46.870	
	4	196	129.499	46.924	
	5	197	129.525	46.838	
	6	198	129.654	46.723	
	7	199	36.386	11.740	
	8	200	36.285	11.753	
	9	201	36.314	11.761	
	10	202	36.458	11.758	
교대 2	1	203	36.830	11.666	
	2	204	36.762	11.687	
	3	205	36.825	11.694	
	4	206	37.042	11.685	

※ 교량받침를 구성하는 ELEMENT와 NODE의 LOCAL AXIS에 대한 결과치임.
탄성받침 요소번호는 NLLINK의 절점번호임.

(2) 기둥 상단 변위

구 분	절 점	x(m)	y(m)	비 고
교각 1	226	0.00184	0.00048	
교각 2	251	0.00369	0.00092	
교각 3	273	0.00164	0.00043	

(3) 기둥 상단 부재력

구 분	절 점	V2(kN)	V3(kN)	M2(kN.m)	M3(kN.m)
교각 1	226	463.191	904.735	920.513	810.412
교각 2	251	370.380	660.923	640.210	705.000
교각 3	273	459.108	887.965	768.649	738.867

※ 단면력은 기둥상단부재의 i단 값임.

(4) 기둥 하단 부재력

구 분	절 점	V2(kN)	V3(kN)	M2(kN.m)	M3(kN.m)
교각 1	239	463.191	904.735	4357.970	2492.802
교각 2	252	370.380	660.923	3933.967	2491.431
교각 3	285	459.108	887.965	4142.082	2417.883

※ 단면력은 기둥하단부재의 j단 값임.

2) 하중경우 2 : 교축직각방향 + 교축방향 x 0.3

(1) 교량받침

구 분		절 점	V2(kN)	V3(kN)	비 고
교대 1	1	173	12.034	36.698	
	2	174	11.874	36.717	
	3	175	11.795	36.694	
	4	176	11.795	36.636	
교각 1	1	177	11.770	36.795	
	2	178	11.689	36.817	
	3	179	11.667	36.799	
	4	180	11.712	36.739	
	5	181	48.508	124.550	
	6	182	48.408	124.854	
	7	183	48.368	125.072	
	8	184	48.335	124.931	
	9	185	48.276	124.642	
	10	186	48.251	124.334	
교각 2	1	187	39.213	112.472	
	2	188	39.082	112.636	
	3	189	39.000	112.709	
	4	190	39.001	112.710	
	5	191	39.085	112.637	
	6	192	39.218	112.474	
교각 3	1	193	48.337	124.299	
	2	194	48.377	124.616	
	3	195	48.447	124.921	
	4	196	48.480	125.067	
	5	197	48.511	124.840	
	6	198	48.599	124.529	
	7	199	11.665	36.721	
	8	200	11.611	36.778	
	9	201	11.620	36.792	
	10	202	11.690	36.766	
교대 2	1	203	11.747	36.618	
	2	204	11.743	36.675	
	3	205	11.815	36.697	
	4	206	11.972	36.676	

※ 교량받침를 구성하는 ELEMENT와 NODE의 LOCAL AXIS에 대한 결과치임.
탄성받침 요소번호는 NLLINK의 절점번호임.

(2) 기둥 상단 변위

구 분	절 점	x(m)	y(m)	비 고
교각 1	226	0.00090	0.00041	
교각 2	251	0.00192	0.00053	
교각 3	273	0.00080	0.00037	

(3) 기둥 상단 부재력

구 분	절 점	V2(kN)	V3(kN)	M2(kN.m)	M3(kN.m)
교각 1	226	894.224	461.337	469.261	1917.582
교각 2	251	727.043	345.638	335.372	1736.188
교각 3	273	884.826	452.528	391.686	1782.534

※ 단면력은 기둥상단부재의 i단 값임.

(4) 기둥 하단 부재력

구 분	절 점	V2(kN)	V3(kN)	M2(kN.m)	M3(kN.m)
교각 1	239	894.224	461.337	2222.017	5165.794
교각 2	252	727.043	345.638	2058.162	5278.062
교각 3	285	884.826	452.528	2110.803	5016.725

※ 단면력은 기둥하단부재의 j단 값임.

8. 지진시 변위

지진시에 상부구조와 교대 혹은 인접하는 상부구조간의 충돌에 의한 주요 구조부재의 손상을 방지하고, 설계시 고려된 내진성능이 충분히 발휘할 수 있도록 하기 위하여 상부구조의 단부에는 여유간격을 설치하여야 한다.

상부구조의 여유간격은 다음식에 의한 값보다 작아서는 안된다.

『도로교 설계기준, 2005 P487』

$\Delta li = d + \Delta ls + \Delta lc + 0.4\Delta lt$

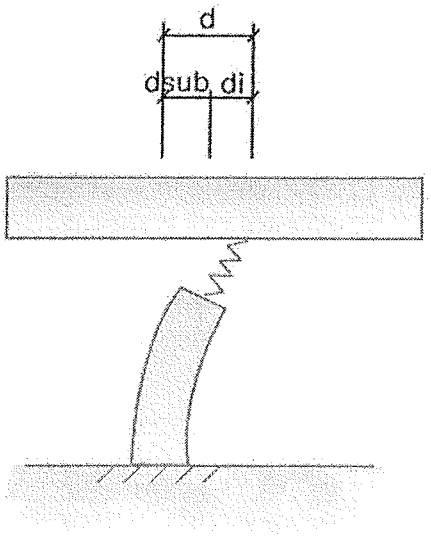
여기서, Δli : 상부구조의 여유간격

d : 지반에 대한 상부구조의 총변위 (di + dsub)

Δls : 콘크리트 건조수축에 의한 이동량

Δlc : 콘크리트 크리프에 의한 이동량

Δlt : 온도변화에 의한 이동량



i) 교축방향 변위

구 분		하부구조변위(dsub)		상부구조변위(d)		교량받침변위(di)
		절점	변위(m)	절점	변위(m)	
교대 1	1	-	-	173	0.021373	0.021373
	2	-	-	174	0.021267	0.021267
	3	-	-	175	0.02124	0.02124
	4	-	-	176	0.021286	0.021286
교각 1	1	240	0.001853	177	0.021357	0.019504
	2	241	0.001744	178	0.021267	0.019523
	3	242	0.001751	179	0.02125	0.019499
	4	243	0.001868	180	0.021313	0.019445
	5	244	0.001998	181	0.05676	0.054762
	6	245	0.001855	182	0.056599	0.054744
	7	246	0.001746	183	0.056513	0.054767
	8	247	0.00175	184	0.056512	0.054762
	9	248	0.001868	185	0.056585	0.054717
	10	249	0.002025	186	0.056733	0.054708
교각 2	1	254	0.004549	187	0.057506	0.052957
	2	255	0.004547	188	0.057347	0.0528
	3	256	0.004546	189	0.057267	0.052721
	4	257	0.004546	190	0.057269	0.052723
	5	258	0.004548	191	0.057352	0.052804
	6	259	0.00455	192	0.057515	0.052965
교각 3	1	286	0.001928	193	0.056721	0.054793
	2	287	0.001732	194	0.056577	0.054845
	3	288	0.001578	195	0.056509	0.054931
	4	289	0.001549	196	0.056513	0.054964
	5	290	0.001642	197	0.056603	0.054961
	6	291	0.001771	198	0.056767	0.054996
	7	292	0.001733	199	0.021285	0.019552
	8	293	0.00158	200	0.021222	0.019642
	9	294	0.001547	201	0.021237	0.01969
	10	295	0.00164	202	0.021328	0.019688
교대 2	1	-	-	203	0.021261	0.021261
	2	-	-	204	0.021215	0.021215
	3	-	-	205	0.021239	0.021239
	4	-	-	206	0.021345	0.021345

2) 교축직각방향 변위

구 분		하부구조변위(dsub)		상부구조변위(d)		교량받침변위(di)
		절점	변위(m)	절점	변위(m)	
교대 1	1	-	-	173	0.021169	0.021169
	2	-	-	174	0.021175	0.021175
	3	-	-	175	0.021164	0.021164
	4	-	-	176	0.021138	0.021138
교각 1	1	240	0.000402	177	0.021285	0.020883
	2	241	0.000388	178	0.021297	0.020909
	3	242	0.000411	179	0.021293	0.020882
	4	243	0.00045	180	0.021273	0.020823
	5	244	0.000487	181	0.053333	0.052846
	6	245	0.000448	182	0.053389	0.052941
	7	246	0.00041	183	0.053421	0.053011
	8	247	0.000389	184	0.053335	0.052946
	9	248	0.000403	185	0.053212	0.052809
	10	249	0.000435	186	0.053086	0.052651
교각 2	1	254	0.001106	187	0.057635	0.056529
	2	255	0.001106	188	0.057697	0.056591
	3	256	0.001105	189	0.057726	0.056621
	4	257	0.001105	190	0.057726	0.056621
	5	258	0.001106	191	0.057698	0.056592
	6	259	0.001106	192	0.057636	0.05653
교각 3	1	286	0.000407	193	0.053057	0.05265
	2	287	0.000364	194	0.053184	0.05282
	3	288	0.000342	195	0.053311	0.052969
	4	289	0.000359	196	0.053399	0.05304
	5	290	0.000393	197	0.053365	0.052972
	6	291	0.000428	198	0.053307	0.052879
	7	292	0.000426	199	0.021264	0.020838
	8	293	0.000377	200	0.021284	0.020907
	9	294	0.000345	201	0.021287	0.020942
	10	295	0.000354	202	0.021274	0.02092
교대 2	1	-	-	203	0.021133	0.021133
	2	-	-	204	0.021158	0.021158
	3	-	-	205	0.021168	0.021168
	4	-	-	206	0.021162	0.021162

Ⅲ. 수리계산서

제1장 집수정 용량 계산서

서울 제물포터널 시점부 집수정 용량 설계

1) 집수면적 A

- 지하차도 폭(B) : 8.10 M
- 지하차도 연장 : 120.00 M
  - U-TYPE 구간 : 인천방향 = 120.0 M, 여의도방향 = M
  - BOX 구간 : 0.00 M

- 접속도로 유입구간 : 지하차도 쪽으로 하향종구배를 가지는 부분만 고려.

인천 = 20.0 M, 여의도 = M

I) 시점부 집수면적 (A_1)

A_1 = 8.10 x (120.0 + 20.0) = 1134.00 M^2

II) 종점부 집수면적 (A_2)

A_2 = 8.10 x (+) = 0.00 M^2

III) 전체 집수면적 (A)

$A = A_1 + A_2$ = 1134.00 + 0.00 = 1134.00 M^2

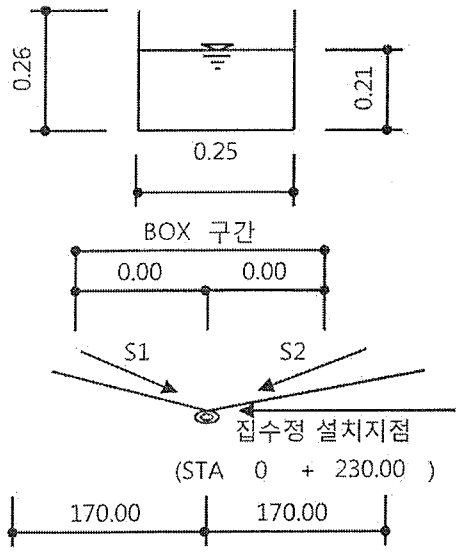
2) 강우도달시간

i) 유입 시간 (t_1) <kerby 공식> 도로설계요령 제2권 토공 및 배수 p.517

$$t_1 = 2.18 \left(\frac{L \times N}{S^{0.5}} \right)^{0.467}$$

$$= 2.18 \left(\frac{8.10 \times 0.02}{0.02^{0.5}} \right)^{0.467} = 2.32 \text{ 분}$$

ii) 유하 시간 (t_2)



- 측구 규격 : 0.26 x 0.25 M
- 측구내 수위 : 높이의 80% 적용 0.21 M

- 좌측평균 SLOPE : 1.100 %, L = 0.00 M
  1.100 %, L = 40.00 M
  5.900 %, L = 130.00 M
  5.900 %, L = 0.00 M

- 우측평균 SLOPE : 1.100 %, L = 0.00 M
  1.100 %, L = 40.00 M
  5.900 %, L = 130.00 M
  5.900 %, L = 0.00 M

유하시간 $t_2 = \frac{L}{\alpha \times V}$, $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ n = 0.011 (콘크리트 개거수로의 조도계수 0.011~0.020)

α = 1.25 (보정계수, 이상 하수도시설기준 2011)

$$\text{좌측 } t_2 = \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.21}{0.21 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.011^{1/2}} + \frac{0.015 \times 40.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.21}{0.21 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.011^{1/2}} + \frac{0.015 \times 130.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.21}{0.21 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.059^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.21}{0.21 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.059^{1/2}} = 1.00 \text{ 분}$$

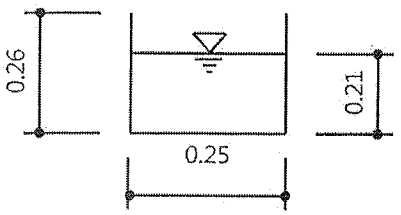
$$\text{우측 } t_2 = \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.21}{0.21 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.011^{1/2}} + \frac{0.015 \times 40.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.21}{0.21 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.011^{1/2}} + \frac{0.015 \times 130.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.21}{0.21 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.059^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.21}{0.21 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.059^{1/2}} = 1.00 \text{ 분}$$

iii) 도달시간 : $t = t_1 + t_2$

구 분	좌 측	우 측	비 고
t_1	2.32	2.32	유입시간
t_2	1.00	1.00	유하시간
계 (t)	3.32	3.32	

3) U형 측구 설계

i) 단면 가정



- 측구 규격 : 0.26 x 0.25 M
- 측구내 수위 : 높이의 80% 적용 0.21 M

ii) 강우강도 (서울특별시 50년 빈도 강우강도식 적용)

$$\text{좌측 } I_1 = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05} = \frac{660}{3.320^{0.5} + 0.05} = 352.55 \text{ mm/hr}$$

$$\text{우측 } I_1 = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05} = \frac{660}{3.320^{0.5} + 0.05} = 352.55 \text{ mm/hr}$$

iii) 유입량 산출 (합리식)

좌측 $Q_1 = \frac{1}{3.6} C\ I\ A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times 352.55 \times 0.0011340 = 0.094\ m^3/sec$

우측 $Q_1 = \frac{1}{3.6} C\ I\ A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times 352.55 \times 0.0000000 = 0.000\ m^3/sec$

C : 강우에 대해 배수유역의 특성에 따라 결정되는 유출계수

I : 설계강우강도 (㎜/hr)

A : 유역면적 (km^2)

iv) 설계 유속 결정

유속 $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$

경심 $R = \frac{A\ (단면적)}{P\ (윤변)} = \frac{0.25 \times 0.21}{0.21 \times 2 + 0.25} = \frac{0.052}{0.666} = 0.078$

좌측 $V_1 = \frac{1}{0.011} \times 0.078^{2/3} \times \{ 0.011^{1/2} \times 40.00$

$+ 0.059^{1/2} \times 130.00 + 0.059^{1/2} \times 0.00 \} / 170.00$

$= 3.495$ m/sec

우측 $V_1 = \frac{1}{0.011} \times 0.078^{2/3} \times \{ 0.011^{1/2} \times 0.00$

$+ 0.011^{1/2} \times 40.00 + 0.059^{1/2} \times 130.00 \} / 170.00$

$= 3.495$ m/sec

v) 설계 배수량 검토

배수량 $Q_2 = A \times V$

좌측 $Q_2 = 0.052 \times 3.495 \times 1\ ea = 0.182\ m^3/sec > Q_1 = 0.094\ m^3/sec$ ..... **O.K**

우측 $Q_2 = 0.052 \times 3.495 \times 1\ ea = 0.182\ m^3/sec > Q_1 = 0.000\ m^3/sec$ ..... **O.K**

5) 강우 분포

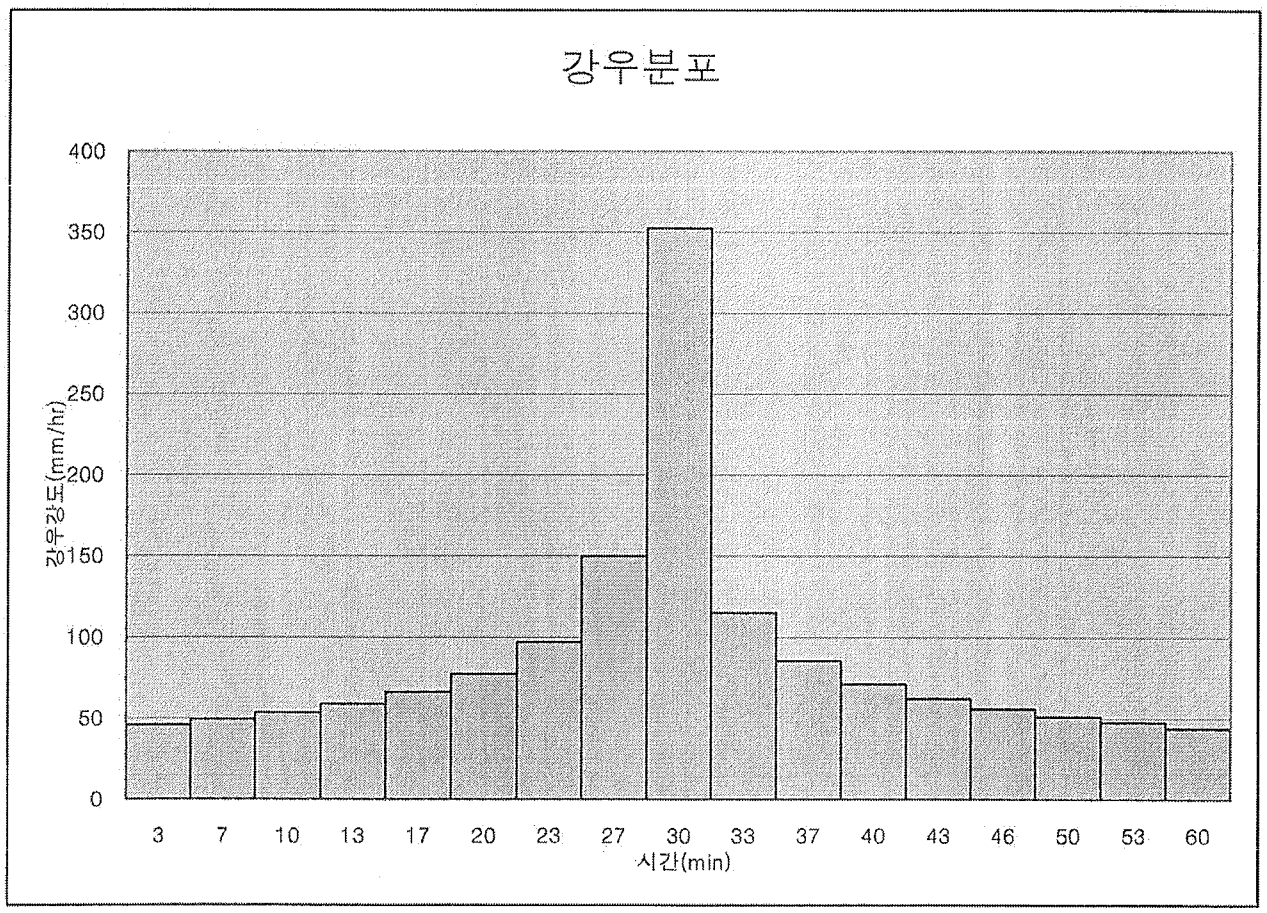
i) 적용공식 : 서울특별시 50년 빈도 강우강도식 적용.

$$I_{50} = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05}$$

ii) 구간우량 : 3.32 분 적용

iii) 강우분포 : 중앙집중형 분포

t (분)	강 우 강 도 I (mm/hr)	누가 강우량 ∑Ri (mm)	구간 강우량 Ri (mm)	강 우 분 포 (mm)	강 우 강 도 I (mm/hr)
3.32	352.55	19.51	19.51	2.55	46.01
6.64	251.25	27.81	8.30	2.73	49.30
9.96	205.87	34.17	6.37	2.96	53.42
13.28	178.66	39.54	5.37	3.25	58.78
16.60	160.03	44.27	4.73	3.66	66.16
19.92	146.24	48.55	4.28	4.28	77.30
23.24	135.50	52.48	3.93	5.37	97.04
26.56	126.83	56.15	3.66	8.30	149.96
29.88	119.65	59.58	3.44	19.51	352.55
33.20	113.56	62.84	3.25	6.37	115.09
36.52	108.32	65.93	3.09	4.73	85.49
39.84	103.74	68.89	2.96	3.93	71.08
43.16	99.70	71.72	2.83	3.44	62.14
46.48	96.10	74.45	2.73	3.09	55.90
49.80	92.87	77.08	2.63	2.83	51.23
53.12	89.94	79.63	2.55	2.63	47.57
60.00	84.66	84.66	5.03	5.03	43.90

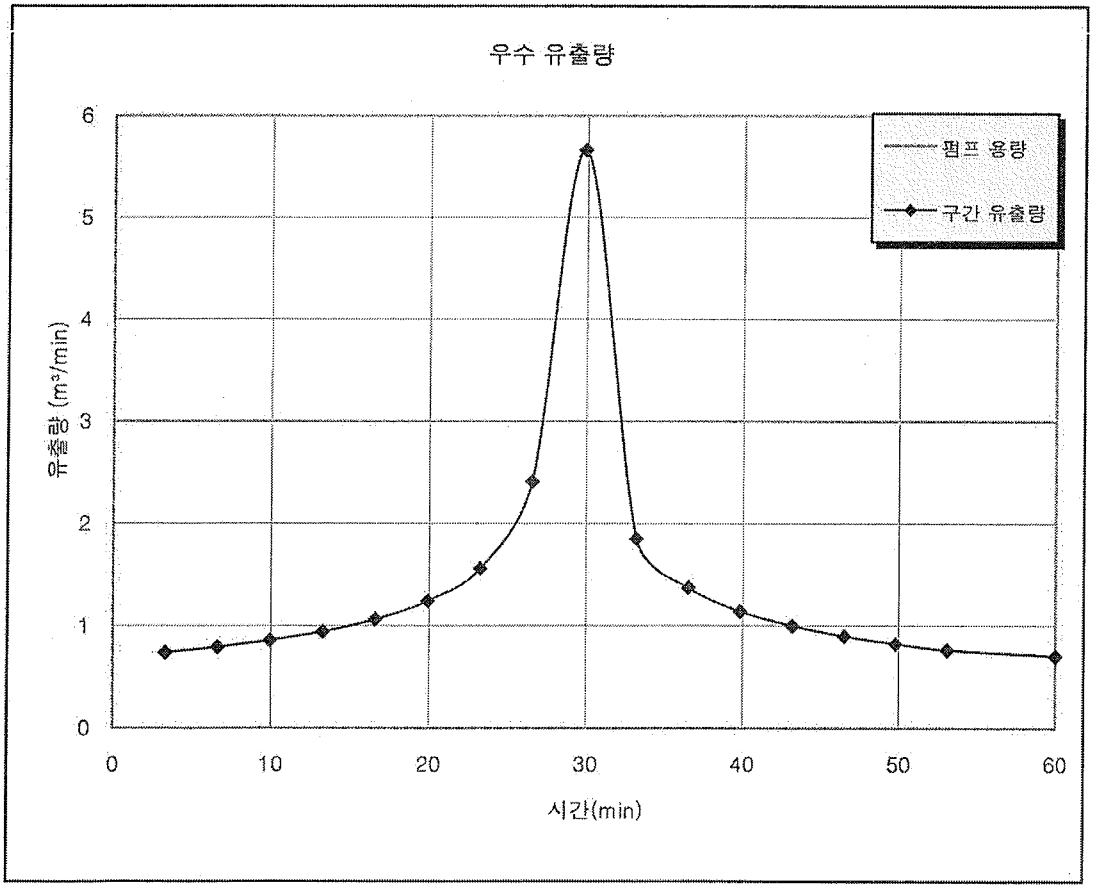


6) 우수 유출량

- $Q = \frac{1}{3.6} C\ I\ A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times I \times 0.0011340$

- $Qp = 0.094\ m^3 / sec$

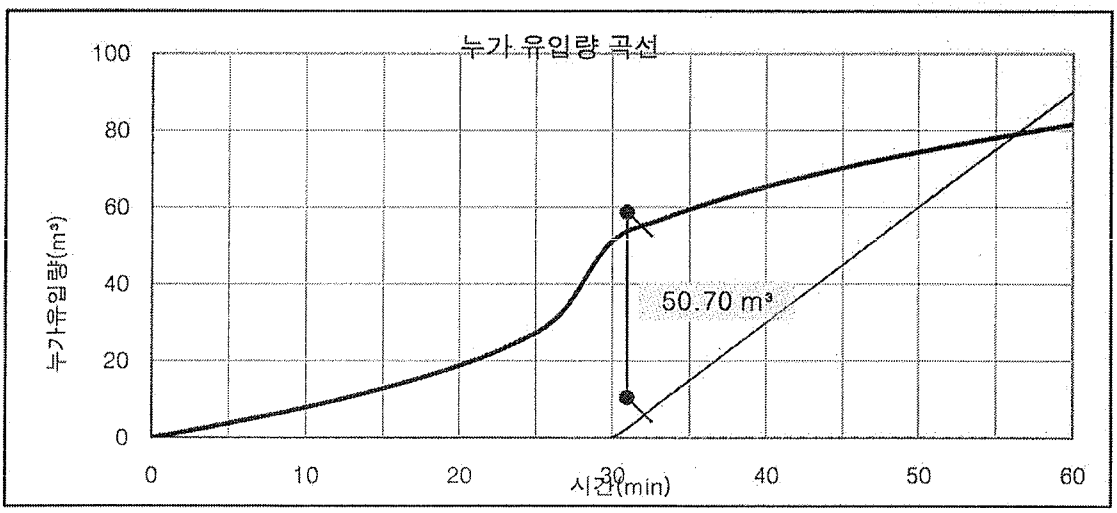
홍수추적시간 (분)	구간 유출량 (m^3/min)	누가 유출량 (m^3)	홍 수 량 (10^{-2} m^3/sec)	비 고
3.32	0.739	2.454	1.232	
6.64	0.792	5.083	1.320	
9.96	0.858	7.932	1.430	
13.28	0.944	11.067	1.574	
16.60	1.063	14.596	1.772	
19.92	1.242	18.718	2.070	
23.24	1.559	23.894	2.598	
26.56	2.409	31.892	4.015	
29.88	5.664	50.696	9.439	
33.20	1.849	56.834	3.082	
36.52	1.373	61.394	2.289	
39.84	1.142	65.185	1.903	
43.16	0.998	68.500	1.664	
46.48	0.898	71.482	1.497	
49.80	0.823	74.214	1.372	
53.12	0.764	76.751	1.274	
60.00	0.705	81.603	1.175	



7) 집수정 규격 및 펌프용량 결정(펌프가동은 30분이후부터 작동하는 것으로 가정)

펌프 용량 = 3.0 (M^3/min)× 1 ea = 3.0 (M^3/min)

지 속 시 간 (분)	누적 유입량 (m^3)	펌프 배수용량 (m^3)	누적펌핑시간 (분)	펌프누적배수량 (m^3)	집수정 크기 (m^3)
0	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
3.32	2.454	9.960	0.000	0.000	2.454
6.64	5.083	19.920	0.000	0.000	5.083
9.96	7.932	29.880	0.000	0.000	7.932
13.28	11.067	39.840	0.000	0.000	11.067
16.60	14.596	49.800	0.000	0.000	14.596
19.92	18.718	59.760	0.000	0.000	18.718
23.24	23.894	69.720	0.000	0.000	23.894
26.56	31.892	79.680	0.000	0.000	31.892
29.88	50.696	89.640	0.000	0.000	50.696
33.20	56.834	99.600	3.200	9.600	47.234
36.52	61.394	109.560	6.520	19.560	41.834
39.84	65.185	119.520	9.840	29.520	35.665
43.16	68.500	129.480	13.160	39.480	29.020
46.48	71.482	139.440	16.480	49.440	22.042
49.80	74.214	149.400	19.800	59.400	14.814
53.12	76.751	159.360	23.120	69.360	7.391
60.00	81.603	180.000	30.000	90.000	-8.397



i) 집수조 규격

집수조 크기는 향후 예측이 어려운 강우상황을 고려하여 1.2~1.5배 할증.

집수용량의 규모를 고려하여 할증은 1.3 배 적용.

필요 집수용량 = 50.70 M^3 × 1.3 = 65.90 M^3

□ 집수조

B = 11.4 M, H = 2.5 M(월류벽 높이), L = 2.5 M

유효집수조 용량 = 11.4 x 2.5 x 2.5 = 71.25 M^3 > 65.90 M^3 ..... **O.K**

ii) 침사조 규격 : 집수조 전용량의 20~30%

□ 침사조 (집수정 용량의 30%) 65.90 × 0.3 = 19.77 m'

H = 2.50m B = 9.0m L = 1.50m

Q = 2.500 × 9.0 × 1.500 = 33.75 M^3 > 19.77 M^3 ..... **O.K**

서울 제물포터널 종점부 Ramp-A 집수정 용량 설계

1) 집수면적 A

- 지하차도 폭(B) : 8.60 M
- 지하차도 연장 : 140.00 M

U-TYPE 구간 : 시점부 = 140.0 M, 종점부 = 0.0 M
BOX 구간 : 0.00 M

- 접속도로 유입구간 : 지하차도 쪽으로 하향종구배를 가지는 부분만 고려.

시점부 = 20.0 M, 종점부 = 0.0 M

I) 시점부 집수면적 (A_1)

A_1 = 8.60 x (140.0 + 20.0) = 1376.00 M^2

II) 종점부 집수면적 (A_2)

A_2 = 8.60 x (0.0 + 0.0) = 0.00 M^2

III) 전체 집수면적 (A)

$A = A_1 + A_2$ = 1376.00 + 0.00 = 1376.00 M^2

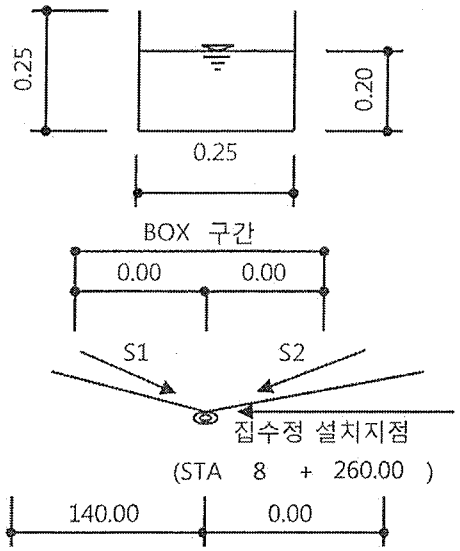
2) 강우도달시간

i) 유입 시간 (t_1) <kerby 공식> 도로설계요령 제2권 토공 및 배수 p.517

$$t_1 = 2.18 \left(\frac{L \times N}{S^{0.5}} \right)^{0.467}$$

$$= 2.18 \left(\frac{8.60 \times 0.02}{0.02^{0.5}} \right)^{0.467} = 2.39 \text{ 분}$$

ii) 유하 시간 (t_2)



- 측구 규격 : 0.25 x 0.25 M
- 측구내 수위 : 높이의 80% 적용 0.20 M

- 좌측평균 SLOPE : 0.100 %, L = 0.00 M
  0.190 %, L = 65.00 M
  6.964 %, L = 75.00 M
  6.964 %, L = 0.00 M

- 우측평균 SLOPE : 1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M

유하시간 $t_2 = \frac{L}{\alpha \times V}$, $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ n = 0.011 (콘크리트 개거수로의 조도계수 0.011~0.020)

α = 1.25 (보정계수, 이상 하수도시설기준 2011)

$$\text{좌측 } t_2 = \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.001^{1/2}} + \frac{0.015 \times 65.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.002^{1/2}} + \frac{0.015 \times 75.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.070^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.070^{1/2}} = 1.96 \text{ 분}$$

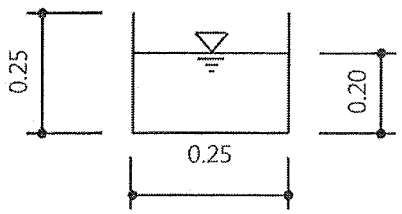
$$\text{우측 } t_2 = \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} = 0.00 \text{ 분}$$

iii) 도달시간 : $t = t_1 + t_2$

구 분	좌 측	우 측	비 고
t_1	2.39	2.39	유입시간
t_2	1.96	0.00	유하시간
계 (t)	4.35	0.00	

3) U형 측구 설계

i) 단면 가정



- 측구 규격 : 0.25 x 0.25 M
- 측구내 수위 : 높이의 80% 적용 · 0.20 M

ii) 강우강도 (서울특별시 50년 빈도 강우강도식 적용)

$$\text{좌측 } I_1 = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05} = \frac{660}{4.350^{0.5} + 0.05} = 309.04 \text{ mm/hr}$$

$$\text{우측 } I_1 = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05} = \frac{660}{0.000^{0.5} + 0.05} = 0.00 \text{ mm/hr}$$

iii) 유입량 산출 (합리식)

좌측 $Q_1 = \frac{1}{3.6} C\ I\ A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times 309.04 \times 0.0013760 = 0.100\ m^3/sec$

우측 $Q_1 = \frac{1}{3.6} C\ I\ A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times 0.00 \times 0.0000000 = 0.000\ m^3/sec$

C : 강우에 대해 배수유역의 특성에 따라 결정되는 유출계수

I : 설계강우강도 (㎜/hr)

A : 유역면적 (km^2)

iv) 설계 유속 결정

유속 $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$

경심 $R = \frac{A\ (단면적)}{P\ (윤변)} = \frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25} = \frac{0.050}{0.650} = 0.077$

좌측 $V_1 = \frac{1}{0.011} \times 0.077^{2/3} \times \{ 0.002^{1/2} \times 65.00$

$+ 0.070^{1/2} \times 75.00 + 0.070^{1/2} \times 0.00 \} / 140.00$

$= 2.657$ m/sec

우측 $V_1 = \frac{1}{0.011} \times 0.077^{2/3} \times \{ 0.010^{1/2} \times 0.00$

$+ 0.010^{1/2} \times 0.00 + 0.010^{1/2} \times 0.00 \} / 0.00$

$= 0.000$ m/sec

v) 설계 배수량 검토

배수량 $Q_2 = A \times V$

좌측 $Q_2 = 0.050 \times 2.657 \times 1\ ea = 0.133\ m^3/sec > Q_1 = 0.100\ m^3/sec$ ..... **O.K**

5) 강우 분포

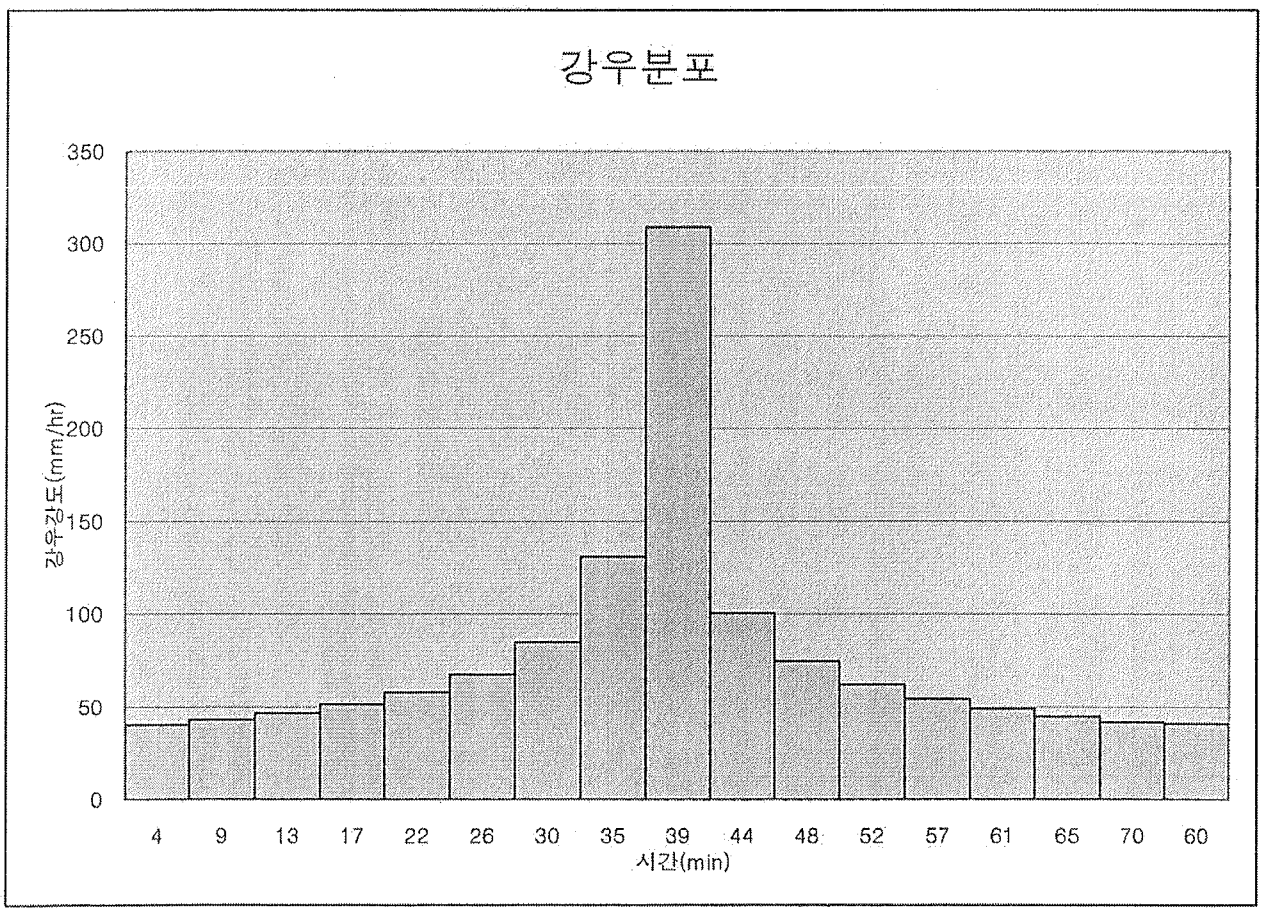
i) 적용공식 : 서울특별시 50년 빈도 강우강도식 적용.

$$I_{50} = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05}$$

ii) 구간우량 : 4.35 분 적용

iii) 강우분포 : 중앙집중형 분포

t (분)	강 우 강 도 I (mm/hr)	누가 강우량 ∑Ri (mm)	구간 강우량 Ri (mm)	강 우 분 포 (mm)	강 우 강 도 I (mm/hr)
4.35	309.04	22.41	22.41	2.91	40.19
8.70	220.03	31.90	9.50	3.12	43.07
13.05	180.21	39.19	7.29	3.38	46.67
17.40	156.35	45.34	6.15	3.72	51.35
21.75	140.02	50.76	5.42	4.19	57.80
26.10	127.94	55.65	4.90	4.90	67.53
30.45	118.53	60.15	4.50	6.15	84.78
34.80	110.94	64.35	4.19	9.50	131.02
39.15	104.65	68.28	3.94	22.41	309.04
43.50	99.32	72.00	3.72	7.29	100.56
47.85	94.73	75.55	3.54	5.42	74.69
52.20	90.72	78.93	3.38	4.50	62.10
56.55	87.19	82.17	3.25	3.94	54.29
60.90	84.04	85.30	3.12	3.54	48.84
65.25	81.20	88.31	3.01	3.25	44.76
69.60	78.64	91.22	2.91	3.01	41.56
60.00	84.66	84.66	-6.56	-6.56	41.02

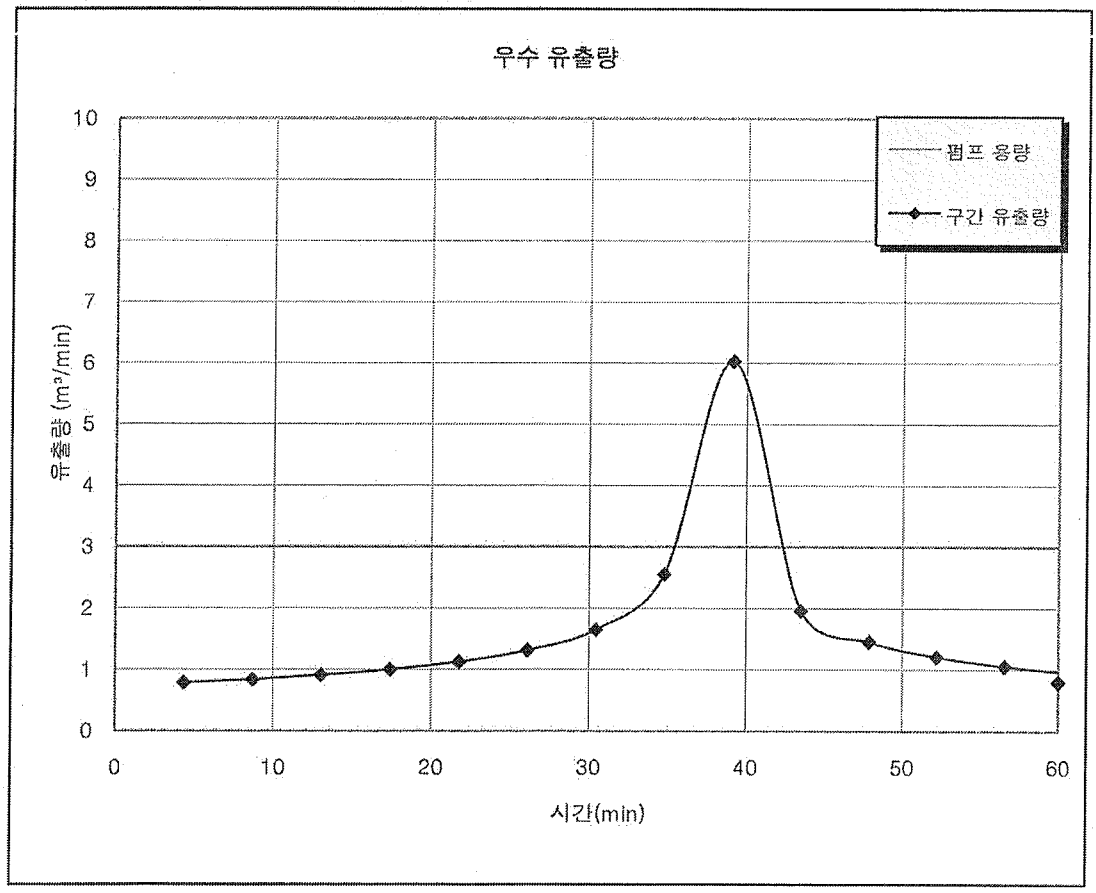


6) 우수 유출량

- $Q = \frac{1}{3.6} C\ I\ A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times I \times 0.0013760$

- $Qp = 0.100\ m^3 / sec$

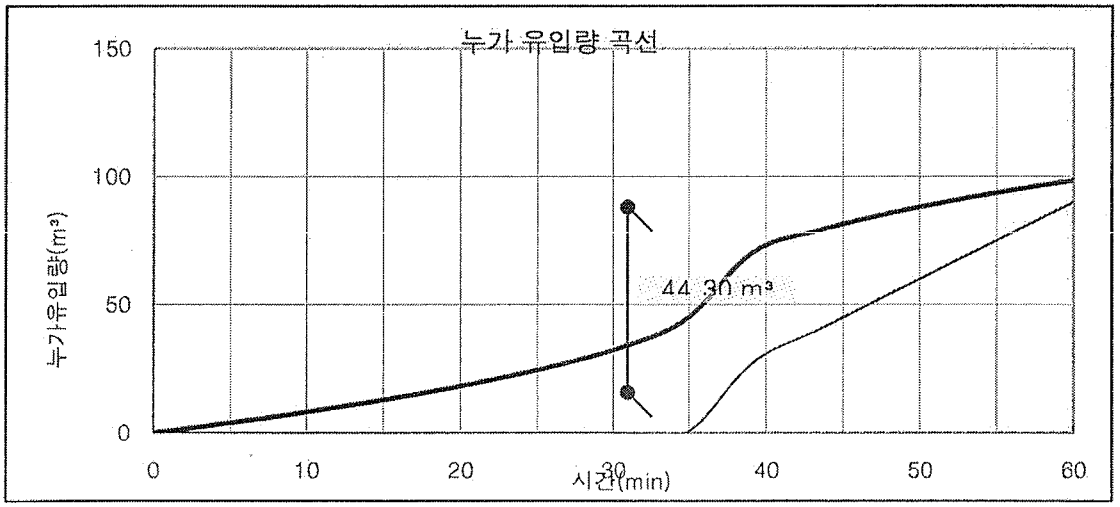
홍수추적시간 (분)	구간 유출량 (m^3/min)	누가 유출량 (m^3)	홍 수 량 (10^{-2} m^3/sec)	비 고
4.35	0.783	3.408	1.306	
8.70	0.840	7.060	1.399	
13.05	0.910	11.017	1.516	
17.40	1.001	15.371	1.668	
21.75	1.127	20.273	1.878	
26.10	1.316	25.999	2.194	
30.45	1.653	33.188	2.754	
34.80	2.554	44.298	4.257	
39.15	6.024	70.503	10.040	
43.50	1.960	79.030	3.267	
47.85	1.456	85.364	2.427	
52.20	1.211	90.630	2.018	
56.55	1.058	95.233	1.764	
60.90	0.952	99.375	1.587	
65.25	0.873	103.170	1.454	
69.60	0.810	106.694	1.350	
60.00	0.800	99.017	1.333	



7) 집수정 규격 및 펌프용량 결정(펌프가동은 30분이후부터 작동하는 것으로 가정)

펌프 용량 = 3.0 (M^3/min)× 1 ea = 3.0 (M^3/min)

지 속 시 간	누적 유입량	펌프 배수용량	누적펌핑시간	펌프누적배수량	집수정 크기
(분)	(m^3)	(m^3)	(분)	(m^3)	(m^3)
0	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
4.35	3.408	13.050	0.000	0.000	3.408
8.70	7.060	26.100	0.000	0.000	7.060
13.05	11.017	39.150	0.000	0.000	11.017
17.40	15.371	52.200	0.000	0.000	15.371
21.75	20.273	65.250	0.000	0.000	20.273
26.10	25.999	78.300	0.000	0.000	25.999
30.45	33.188	91.350	0.000	0.000	33.188
34.80	44.298	104.400	0.000	0.000	44.298
39.15	70.503	117.450	9.150	27.450	43.053
43.50	79.030	130.500	13.500	40.500	38.530
47.85	85.364	143.550	17.850	53.550	31.814
52.20	90.630	156.600	22.200	66.600	24.030
56.55	95.233	169.650	26.550	79.650	15.583
60.90	99.375	182.700	30.900	92.700	6.675
65.25	103.170	195.750	35.250	105.750	-2.580
69.60	106.694	208.800	39.600	118.800	-12.106
60.00	99.017	180.000	30.000	90.000	9.017



i) 집수조 규격

집수조 크기는 향후 예측이 어려운 강우상황을 고려하여 1.2~1.5배 할증.

집수용량의 규모를 고려하여 할증은 1.3 배 적용.

필요 집수용량 = 44.30 M^3 × 1.3 = 57.59 M^3

☐ 집수조

B = 14.4 M, H = 2.5 M(월류벽 높이), L = 2.5 M

유효집수조 용량 = 14.4 x 2.5 x 2.5 = 90.00 M^3 > 57.59 M^3 ..... **O.K**

ii) 침사조 규격 : 집수조 전용량의 20~30%

☐ 침사조 (집수정 용량의 30%) 57.59 × 0.3 = 17.28 ㎥

H = 2.50m B = 11.9m L = 1.50m

Q = 2.500 × 11.9 × 1.500 = 44.63 M^3 > 17.28 M^3 ..... **O.K**

서울 제물포터널 종점부 Ramp-B 집수정 용량 설계

1) 집수면적 A

- 지하차도 폭(B) : 8.60 M
- 지하차도 연장 : **150.00** M
  - U-TYPE 구간 : 시점부 = 150.0 M, 종점부 = 0.0 M
  - BOX 구간 : 0.00 M

- 접속도로 유입구간 : 지하차도 쪽으로 하향종구배를 가지는 부분만 고려.

시점부 = 20.0 M, 종점부 = 0.0 M

I) 시점부 집수면적 (A_1)

A_1 = 8.60 x (150.0 + 20.0) = 1462.00 M^2

II) 종점부 집수면적 (A_2)

A_2 = 8.60 x (0.0 + 0.0) = 0.00 M^2

III) 전체 집수면적 (A)

$A = A_1 + A_2$ = 1462.00 + 0.00 = 1462.00 M^2

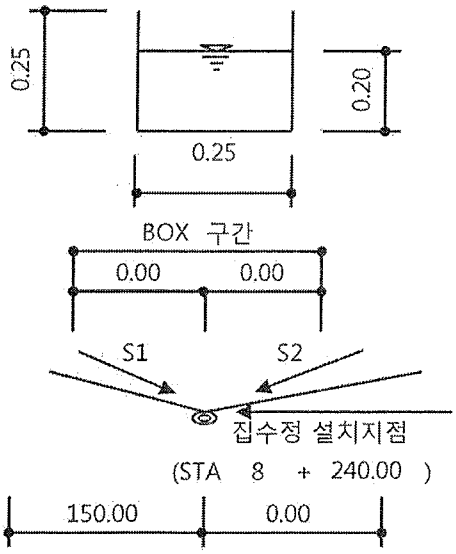
2) 강우도달시간

i) 유입 시간 (t_1) <kerby 공식> 도로설계요령 제2권 토공 및 배수 p.517

$$t_1 = 2.18 \left(\frac{L \times N}{S^{0.5}} \right)^{0.467}$$

$$= 2.18 \left(\frac{8.60 \times 0.02}{0.02^{0.5}} \right)^{0.467} = 2.39 \text{ 분}$$

ii) 유하 시간 (t_2)



- 측구 규격 : 0.25 x 0.25 M
- 측구내 수위 : 높이의 80% 적용 0.20 M

- 좌측평균 SLOPE : 0.100 %, L = 0.00 M
  0.100 %, L = 60.00 M
  6.923 %, L = 90.00 M
  6.923 %, L = 0.00 M

- 우측평균 SLOPE : 1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M

유하시간 $t_2 = \frac{L}{\alpha \times V}$, $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ n = 0.011 (콘크리트 개거수로의 조도계수 0.011~0.020)

α = 1.25 (보정계수, 이상 하수도시설기준 2011)

$$\text{좌측 } t_2 = \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.001^{1/2}} + \frac{0.015 \times 60.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.001^{1/2}} + \frac{0.015 \times 90.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.069^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.069^{1/2}} = 2.48 \text{ 분}$$

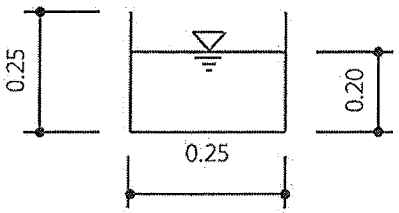
$$\text{우측 } t_2 = \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} = 0.00 \text{ 분}$$

iii) 도달시간 : $t = t_1 + t_2$

구 분	좌 측	우 측	비 고
t_1	2.39	2.39	유입시간
t_2	2.48	0.00	유하시간
계 (t)	4.87	0.00	

3) U형 측구 설계

i) 단면 가정



- 측구 규격 : 0.25 x 0.25 M
- 측구내 수위 : 높이의 80% 적용 0.20 M

ii) 강우강도 (서울특별시 50년 빈도 강우강도식 적용)

$$\text{좌측 } I_1 = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05} = \frac{660}{4.870^{0.5} + 0.05} = 292.45 \text{ mm/hr}$$

$$\text{우측 } I_1 = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05} = \frac{660}{0.000^{0.5} + 0.05} = 0.00 \text{ mm/hr}$$

iii) 유입량 산출 (합리식)

$$\text{좌측 } Q_1 = \frac{1}{3.6} C\ I\ A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times 292.45 \times 0.0014620 = 0.101 \ m^3/sec$$

$$\text{우측 } Q_1 = \frac{1}{3.6} C\ I\ A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times 0.00 \times 0.0000000 = 0.000 \ m^3/sec$$

C : 강우에 대해 배수유역의 특성에 따라 결정되는 유출계수

I : 설계강우강도 (㎜/hr)

A : 유역면적 (km^2)

iv) 설계 유속 결정

$$\text{유속 } V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$\text{경심 } R = \frac{\text{A (단면적)}}{\text{P (윤변)}} = \frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25} = \frac{0.050}{0.650} = 0.077$$

$$\text{좌측 } V_1 = \frac{1}{0.011} \times 0.077^{2/3} \times \{ 0.001^{1/2} \times 60.00 + 0.069^{1/2} \times 90.00 + 0.069^{1/2} \times 0.00 \} / 150.00$$

$$= 2.804 \ m/sec$$

$$\text{우측 } V_1 = \frac{1}{0.011} \times 0.077^{2/3} \times \{ 0.010^{1/2} \times 0.00 + 0.010^{1/2} \times 0.00 + 0.010^{1/2} \times 0.00 \} / 0.00$$

$$= 0.000 \ m/sec$$

v) 설계 배수량 검토

배수량 Q_2 = A×V

좌측 Q_2 = 0.050 × 2.804 × 1 ea = 0.140 m^3/sec > Q_1 = 0.101 m^3/sec ..... **O.K**

5) 강우 분포

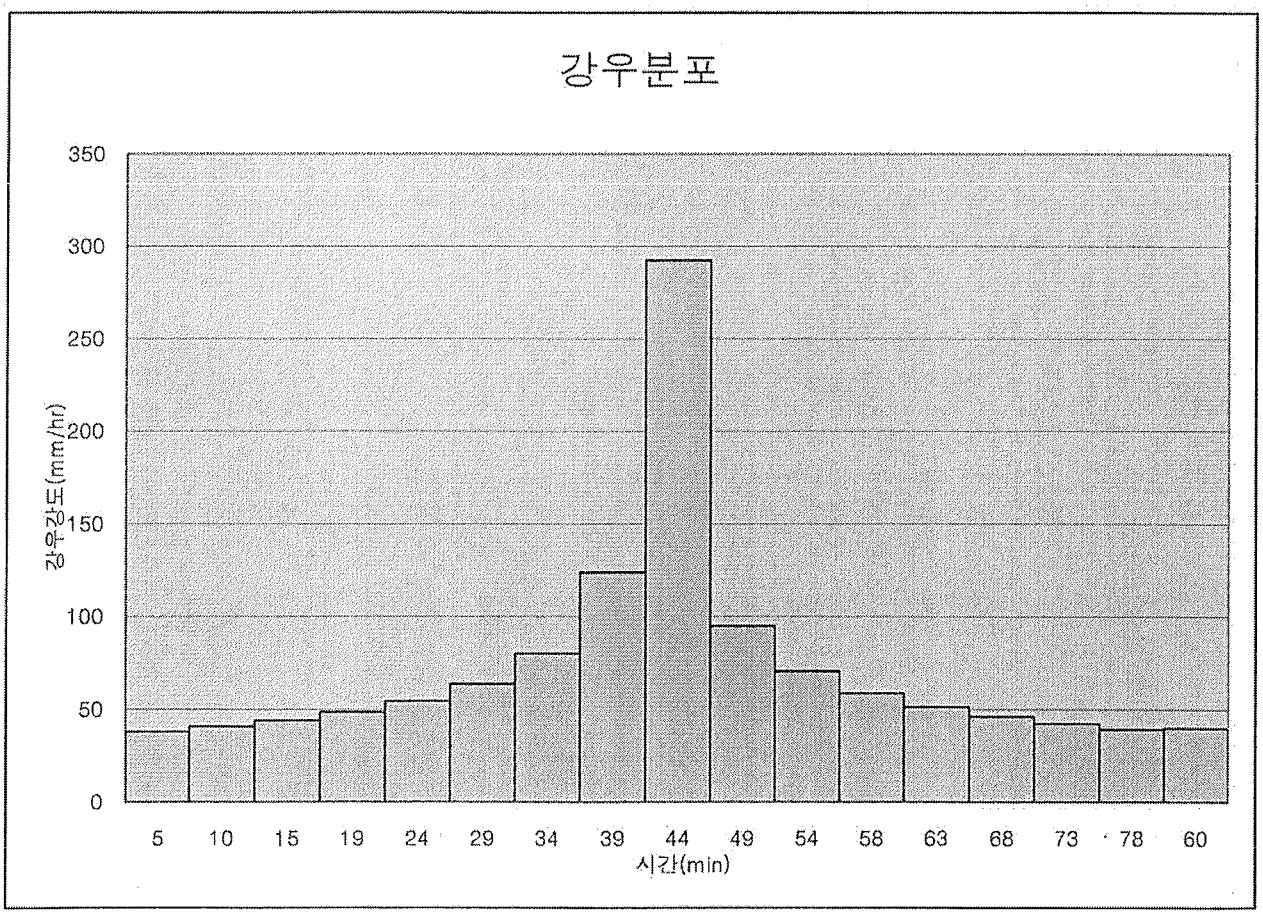
i) 적용공식 : 서울특별시 50년 빈도 강우강도식 적용.

$$I_{50} = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05}$$

ii) 구간우량 : 4.87 분 적용

iii) 강우분포 : 중앙집중형 분포

t (분)	강 우 강 도 I (mm/hr)	누가 강우량 ∑Ri (mm)	구간 강우량 Ri (mm)	강 우 분 포 (mm)	강 우 강 도 I (mm/hr)
4.87	292.45	23.74	23.74	3.08	37.99
9.74	208.14	33.79	10.05	3.30	40.70
14.61	170.44	41.50	7.71	3.58	44.10
19.48	147.86	48.01	6.50	3.94	48.53
24.35	132.41	53.74	5.73	4.43	54.63
29.22	120.98	58.92	5.18	5.18	63.82
34.09	112.08	63.68	4.76	6.50	80.13
38.96	104.90	68.11	4.43	10.05	123.84
43.83	98.94	72.28	4.16	23.74	292.45
48.70	93.90	76.22	3.94	7.71	95.04
53.57	89.56	79.96	3.75	5.73	70.59
58.44	85.77	83.54	3.58	4.76	58.69
63.31	82.43	86.98	3.43	4.16	51.31
68.18	79.45	90.28	3.30	3.75	46.16
73.05	76.77	93.47	3.19	3.43	42.30
77.92	74.35	96.55	3.08	3.19	39.27
60.00	84.66	84.66	-11.89	-11.89	39.82

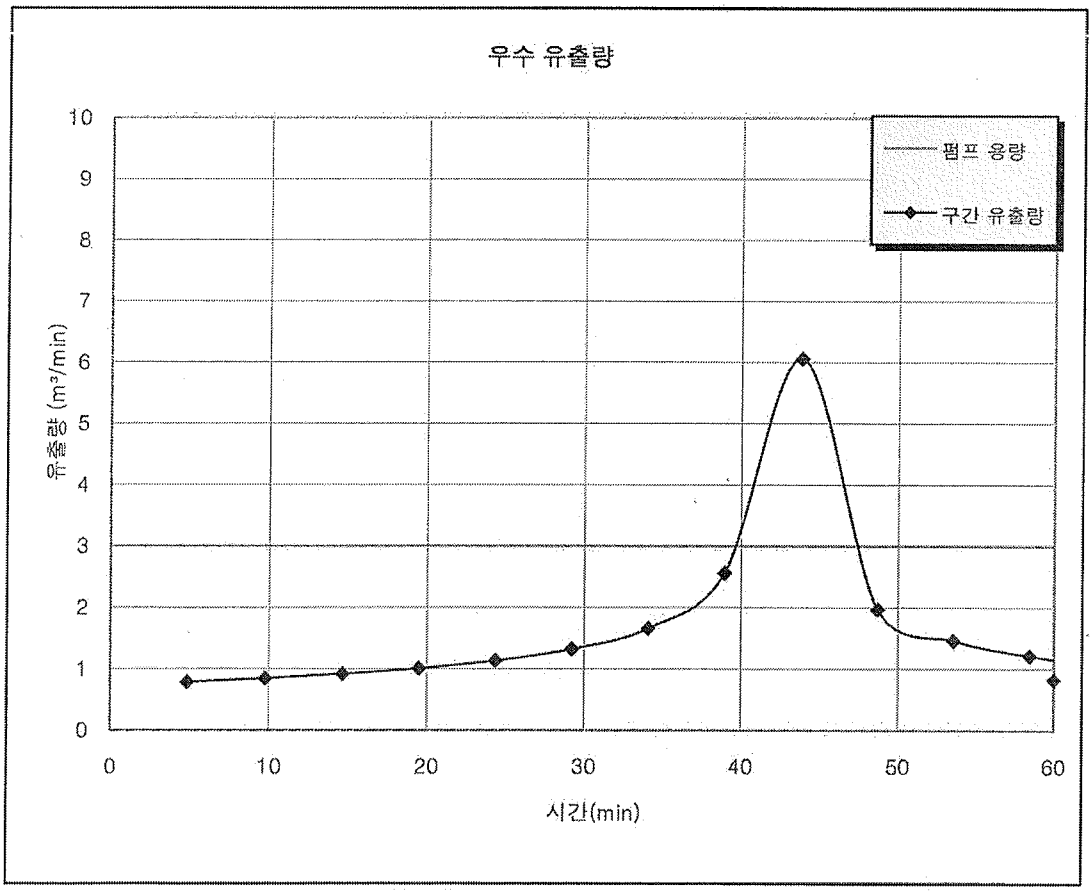


6) 우수 유출량

- $Q = \frac{1}{3.6} C I A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times I \times 0.0014620$

- Qp = 0.101 m^3 / sec

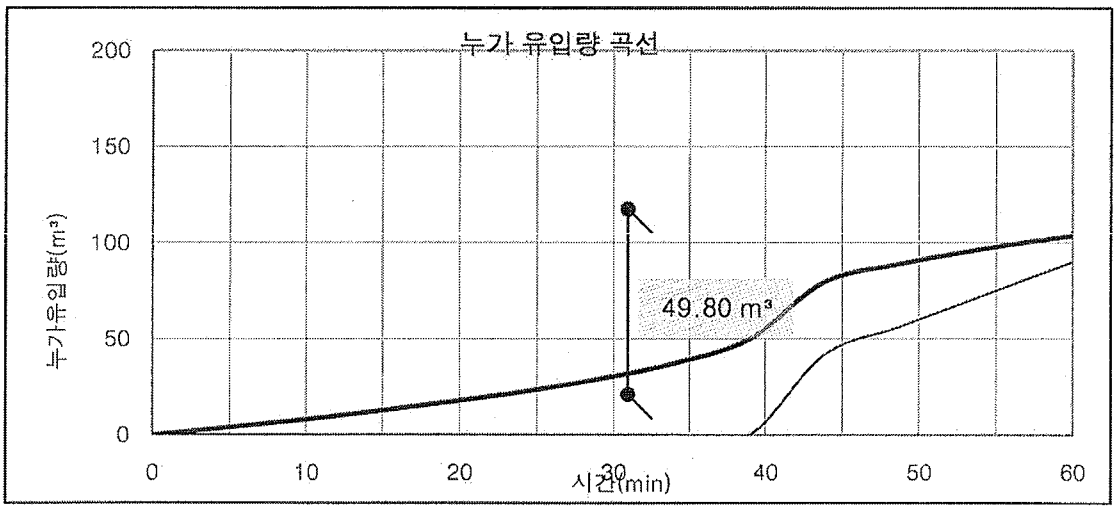
홍수추적시간 (분)	구간 유출량 (m^3/min)	누가 유출량 (m^3)	홍 수 량 (10^{-2} m^3/sec)	비 고
4.87	0.787	3.832	1.311	
9.74	0.843	7.937	1.405	
14.61	0.913	12.386	1.522	
19.48	1.005	17.281	1.675	
24.35	1.131	22.791	1.886	
29.22	1.322	29.229	2.203	
34.09	1.660	37.311	2.766	
38.96	2.565	49.802	4.275	
43.83	6.057	79.300	10.095	
48.70	1.968	88.886	3.281	
53.57	1.462	96.006	2.437	
58.44	1.216	101.926	2.026	
63.31	1.063	107.102	1.771	
68.18	0.956	111.758	1.593	
73.05	0.876	116.024	1.460	
77.92	0.813	119.986	1.356	
60.00	0.825	105.206	1.375	



7) 집수정 규격 및 펌프용량 결정(펌프가동은 30분이후부터 작동하는 것으로 가정)

펌프 용량 = 3.0 (M^3/min)× 1 ea = 3.0 (M^3/min)

지 속 시 간 (분)	누적 유입량 (m^3)	펌프 배수용량 (m^3)	누적펌핑시간 (분)	펌프누적배수량 (m^3)	집수정 크기 (m^3)
0	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
4.87	3.832	14.610	0.000	0.000	3.832
9.74	7.937	29.220	0.000	0.000	7.937
14.61	12.386	43.830	0.000	0.000	12.386
19.48	17.281	58.440	0.000	0.000	17.281
24.35	22.791	73.050	0.000	0.000	22.791
29.22	29.229	87.660	0.000	0.000	29.229
34.09	37.311	102.270	0.000	0.000	37.311
38.96	49.802	116.880	0.000	0.000	49.802
43.83	79.300	131.490	13.830	41.490	37.810
48.70	88.886	146.100	18.700	56.100	32.786
53.57	96.006	160.710	23.570	70.710	25.296
58.44	101.926	175.320	28.440	85.320	16.606
63.31	107.102	189.930	33.310	99.930	7.172
68.18	111.758	204.540	38.180	114.540	-2.782
73.05	116.024	219.150	43.050	129.150	-13.126
77.92	119.986	233.760	47.920	143.760	-23.774
60.00	105.206	180.000	30.000	90.000	15.206



i) 집수조 규격

집수조 크기는 향후 예측이 어려운 강우상황을 고려하여 1.2~1.5배 할증.

집수용량의 규모를 고려하여 할증은 1.3 배 적용.

필요 집수용량 = 49.80 M^3 × 1.3 = 64.74 M^3

□ 집수조

B = 14.6 M, H = 2.5 M(월류벽 높이), L = 2.5 M

유효집수조 용량 = 14.6 x 2.5 x 2.5 = 91.25 M^3 > 64.74 M^3 ..... O.K

ii) 침사조 규격 : 집수조 전용량의 20~30%

□ 침사조 (집수정 용량의 30%) 64.74 × 0.3 = 19.42 m'

H = 2.50m B = 12.1m L = 1.50m

Q = 2.500 × 12.1 × 1.500 = 45.38 M^3 > 19.42 M^3 ..... O.K

서울 제물포터널 종점부 Ramp-C 집수정 용량 설계

1) 집수면적 A

- 지하차도 폭(B) : 6.60 M
- 지하차도 연장 : 120.00 M
  - U-TYPE 구간 : 시점부 = 120.0 M, 종점부 = 0.0 M
  - BOX 구간 : 0.00 M

- 접속도로 유입구간 : 지하차도 쪽으로 하향종구배를 가지는 부분만 고려.

시점부 = 20.0 M, 종점부 = 0.0 M

I) 시점부 집수면적 (A_1)

A_1 = 6.60 x (120.0 + 20.0) = 924.00 M^2

II) 종점부 집수면적 (A_2)

A_2 = 6.60 x (0.0 + 0.0) = 0.00 M^2

III) 전체 집수면적 (A)

$A = A_1 + A_2$ = 924.00 + 0.00 = 924.00 M^2

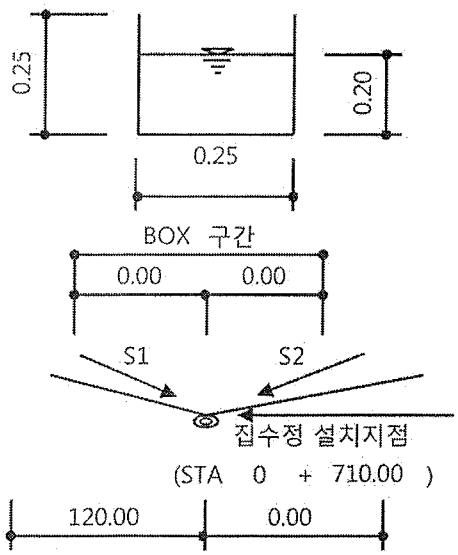
2) 강우도달시간

i) 유입 시간 (t_1) <kerby 공식> 도로설계요령 제2권 토공 및 배수 p.517

$$t_1 = 2.18 \left(\frac{L \times N}{S^{0.5}} \right)^{0.467}$$

$$= 2.18 \left(\frac{6.60 \times 0.02}{0.02^{0.5}} \right)^{0.467} = 2.11 \text{ 분}$$

ii) 유하 시간 (t_2)



- 측구 규격 : 0.25 x 0.25 M
- 측구내 수위 : 높이의 80% 적용 → 0.20 M

- 좌측평균 SLOPE : 0.170 %, L = 0.00 M
  0.170 %, L = 45.00 M
  6.997 %, L = 75.00 M
  6.997 %, L = 0.00 M

- 우측평균 SLOPE : 1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M

유하시간 $t_2 = \frac{L}{\alpha \times V}$, $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ n = 0.011 (콘크리트 개거수로의 조도계수 0.011~0.020)

α = 1.25 (보정계수, 이상 하수도시설기준 2011)

$$\text{좌측 } t_2 = \frac{0.011 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.002^{1/2}} + \frac{0.011 \times 45.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.002^{1/2}} + \frac{0.011 \times 75.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.070^{1/2}} + \frac{0.011 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.070^{1/2}} = 1.11 \text{ 분}$$

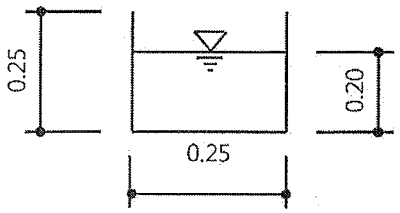
$$\text{우측 } t_2 = \frac{0.011 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.011 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.011 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.011 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} = 0.00 \text{ 분}$$

iii) 도달시간 : $t = t_1 + t_2$

구 분	좌 측	우 측	비 고
t_1	2.11	2.11	유입시간
t_2	1.11	0.00	유하시간
계 (t)	3.22	0.00	

3) U형 측구 설계

i) 단면 가정



- 측구 규격 : 0.25 x 0.25 M
- 측구내 수위 : 높이의 80% 적용 – 0.20 M

ii) 강우강도 (서울특별시 50년 빈도 강우강도식 적용)

$$\text{좌측 } I_1 = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05} = \frac{660}{3.220^{0.5} + 0.05} = 357.83 \text{ mm/hr}$$

$$\text{우측 } I_1 = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05} = \frac{660}{0.000^{0.5} + 0.05} = 0.00 \text{ mm/hr}$$

iii) 유입량 산출 (합리식)

$$\text{좌측 } Q_1 = \frac{1}{3.6} C\ I\ A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times 357.83 \times 0.0009240 = 0.078 \ m^3/sec$$

$$\text{우측 } Q_1 = \frac{1}{3.6} C\ I\ A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times 0.00 \times 0.0000000 = 0.000 \ m^3/sec$$

C : 강우에 대해 배수유역의 특성에 따라 결정되는 유출계수

I : 설계강우강도 (㎜/hr)

A : 유역면적 (km^2)

iv) 설계 유속 결정

$$\text{유속 } V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$\text{경심 } R = \frac{A\ (\text{단면적})}{P\ (\text{윤변})} = \frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25} = \frac{0.050}{0.650} = 0.077$$

$$\text{좌측 } V_1 = \frac{1}{0.011} \times 0.077^{2/3} \times \{ 0.002^{1/2} \times 45.00 + 0.070^{1/2} \times 75.00 + 0.070^{1/2} \times 0.00 \} / 120.00$$

$$= 2.973 \ m/sec$$

$$\text{우측 } V_1 = \frac{1}{0.011} \times 0.077^{2/3} \times \{ 0.010^{1/2} \times 0.00 + 0.010^{1/2} \times 0.00 + 0.010^{1/2} \times 0.00 \} / 0.00$$

$$= 0.000 \ m/sec$$

v) 설계 배수량 검토

배수량 $Q_2 = A \times V$

좌측 $Q_2 = 0.050 \times 2.973 \times 1\ ea = 0.149\ m^3/sec > Q_1 = 0.078\ m^3/sec$ ..... **O.K**

5) 강우 분포

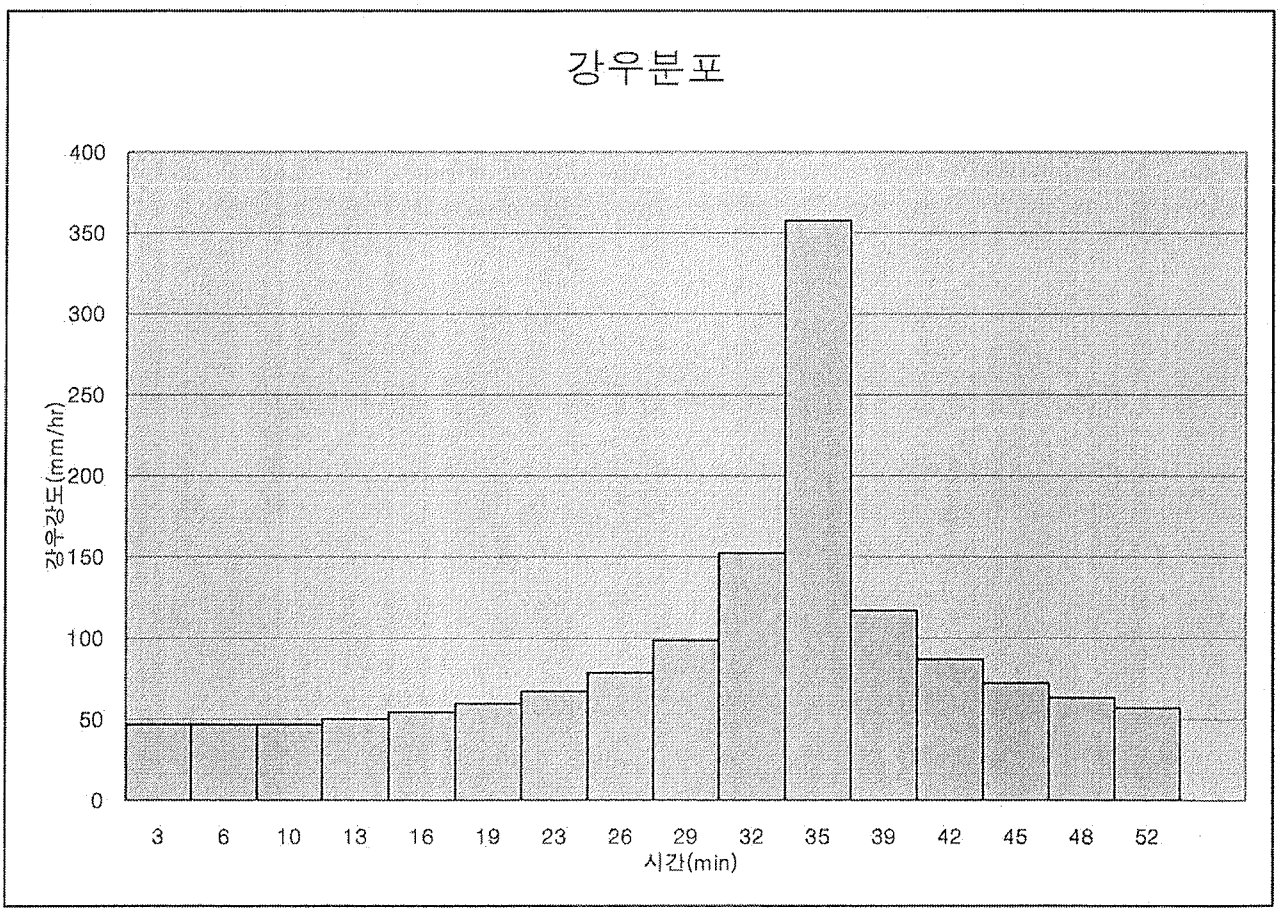
i) 적용공식 : 서울특별시 50년 빈도 강우강도식 적용.

$$I_{50} = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05}$$

ii) 구간우량 : 3.22 분 적용

iii) 강우분포 : 중앙집중형 분포

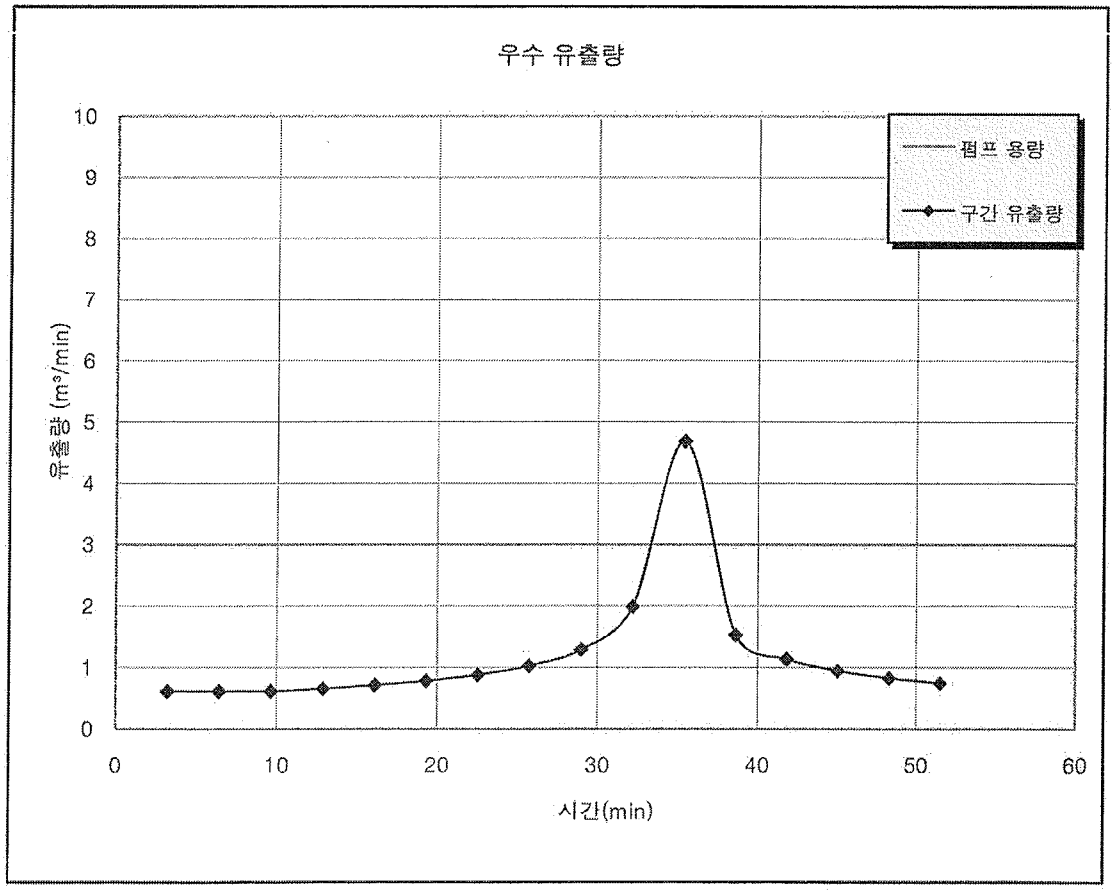
t (분)	강 우 강 도 I (mm/hr)	누가 강우량 ∑Ri (mm)	구간 강우량 Ri (mm)	강 우 분 포 (mm)	강 우 강 도 I (mm/hr)
3.22	357.83	19.20	19.20	2.51	46.71
6.44	255.05	27.38	8.17	2.51	46.71
9.66	208.99	33.65	6.27	2.51	46.71
12.88	181.37	38.94	5.29	2.69	50.06
16.10	162.46	43.59	4.66	2.91	54.24
19.32	148.47	47.81	4.21	3.20	59.68
22.54	137.57	51.68	3.87	3.61	67.18
25.76	128.77	55.29	3.61	4.21	78.49
28.98	121.47	58.67	3.39	5.29	98.53
32.20	115.29	61.87	3.20	8.17	152.27
35.42	109.97	64.92	3.05	19.20	357.83
38.64	105.33	67.83	2.91	6.27	116.87
41.86	101.23	70.62	2.79	4.66	86.81
45.08	97.57	73.31	2.69	3.87	72.18
48.30	94.29	75.90	2.59	3.39	63.10
51.52	91.31	78.41	2.51	3.05	56.77



6) 우수 유출량

- $Q = \frac{1}{3.6} C\ I\ A = \frac{1}{3.6} \times\ 0.85\ \times I \times 0.0009240$
- Qp = 0.078 m^3 / sec

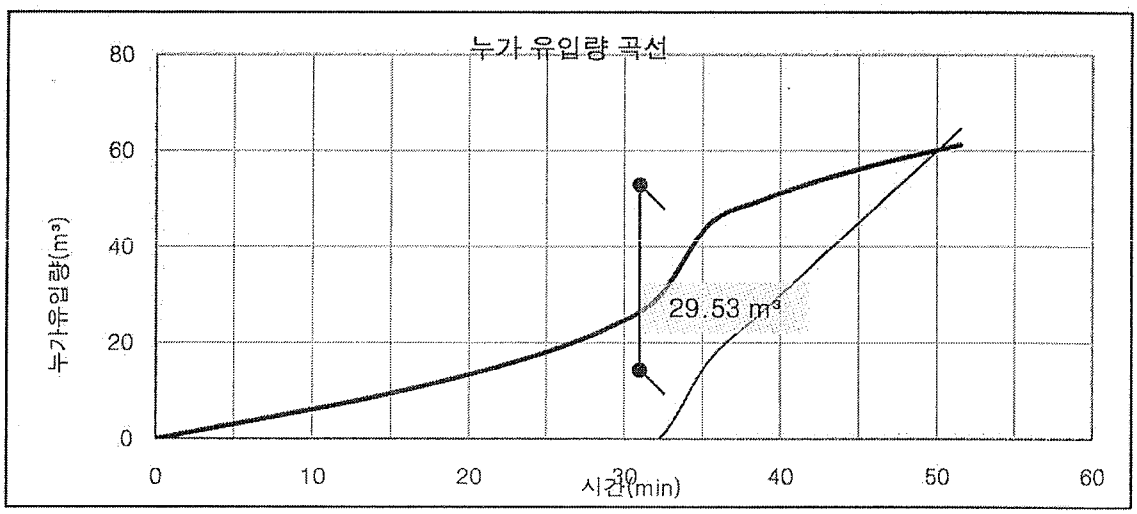
홍수추적시간 (분)	구간 유출량 (m^3/min)	누가 유출량 (m^3)	홍 수 량 (10^{-2} m^3/sec)	비 고
3.22	0.611	1.969	1.019	
6.44	0.611	3.938	1.019	
9.66	0.611	5.907	1.019	
12.88	0.655	8.017	1.092	
16.10	0.710	10.303	1.183	
19.32	0.781	12.819	1.302	
22.54	0.879	15.650	1.466	
25.76	1.027	18.959	1.712	
28.98	1.290	23.112	2.150	
32.20	1.993	29.530	3.322	
35.42	4.684	44.612	7.807	
38.64	1.530	49.538	2.550	
41.86	1.136	53.197	1.894	
45.08	0.945	56.240	1.575	
48.30	0.826	58.899	1.377	
51.52	0.743	61.292	1.238	



7) 집수정 규격 및 펌프용량 결정(펌프가동은 30분이후부터 작동하는 것으로 가정)

펌프 용량 = 3.0 (M^3/min)× 1 ea = 3.0 (M^3/min)

지 속 시 간 (분)	누적 유입량 (m^3)	펌프 배수용량 (m^3)	누적펌핑시간 (분)	펌프누적배수량 (m^3)	집수정 크기 (m^3)
0	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
3.22	1.969	9.660	0.000	0.000	1.969
6.44	3.938	19.320	0.000	0.000	3.938
9.66	5.907	28.980	0.000	0.000	5.907
12.88	8.017	38.640	0.000	0.000	8.017
16.10	10.303	48.300	0.000	0.000	10.303
19.32	12.819	57.960	0.000	0.000	12.819
22.54	15.650	67.620	0.000	0.000	15.650
25.76	18.959	77.280	0.000	0.000	18.959
28.98	23.112	86.940	0.000	0.000	23.112
32.20	29.530	96.600	0.000	0.000	29.530
35.42	44.612	106.260	5.420	16.260	28.352
38.64	49.538	115.920	8.640	25.920	23.618
41.86	53.197	125.580	11.860	35.580	17.617
45.08	56.240	135.240	15.080	45.240	11.000
48.30	58.899	144.900	18.300	54.900	3.999
51.52	61.292	154.560	21.520	64.560	-3.268



i) 집수조 규격

집수조 크기는 향후 예측이 어려운 강우상황을 고려하여 1.2~1.5배 할증.

집수용량의 규모를 고려하여 할증은 1.3 배 적용.

필요 집수용량 = 29.53 M^3 × 1.3 = 38.39 M^3

□ 집수조

B = 12.3 M, H = 2.2 M(월류벽 높이), L = 2.5 M

유효집수조 용량 = 12.3 x 2.2 x 2.5 = 67.65 M^3 > 38.39 M^3 ..... O.K

ii) 침사조 규격 : 집수조 전용량의 20~30%

□ 침사조 (집수정 용량의 30%) 38.39 × 0.3 = 11.52 m³

H = 2.20m B = 11.1m L = 1.50m

Q = 2.200 × 11.1 × 1.500 = 36.63 M^3 > 11.52 M^3 ..... O.K

서울 제물포터널 종점부 Ramp-D 집수정 용량 설계

1) 집수면적 A

- 지하차도 폭(B) : 6.60 M
- 지하차도 연장 : 100.00 M

U-TYPE 구간 : 시점부 = 100.0 M, 종점부 = 0.0 M
BOX 구간 : 0.00 M

- 접속도로 유입구간 : 지하차도 쪽으로 하향종구배를 가지는 부분만 고려.

시점부 = 20.0 M, 종점부 = 0.0 M

I) 시점부 집수면적 (A_1)

A_1 = 6.60 x (100.0 + 20.0) = 792.00 M^2

II) 종점부 집수면적 (A_2)

A_2 = 6.60 x (0.0 + 0.0) = 0.00 M^2

III) 전체 집수면적 (A)

$A = A_1 + A_2$ = 792.00 + 0.00 = 792.00 M^2

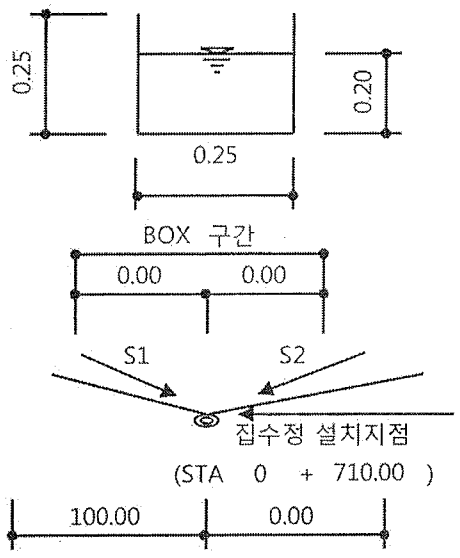
2) 강우도달시간

i) 유입 시간 (t_1) <kerby 공식> 도로설계요령 제2권 토공 및 배수 p.517

$$t_1 = 2.18 \left(\frac{L \times N}{S^{0.5}} \right)^{0.467}$$

$$= 2.18 \left(\frac{6.60 \times 0.02}{0.02^{0.5}} \right)^{0.467} = 2.11 \text{ 분}$$

ii) 유하 시간 (t_2)



- 측구 규격 : 0.25 x 0.25 M
- 측구내 수위 : 높이의 80% 적용 0.20 M

- 좌측평균 SLOPE : 0.100 %, L = 0.00 M
  0.100 %, L = 40.00 M
  6.974 %, L = 60.00 M
  6.974 %, L = 0.00 M

- 우측평균 SLOPE : 1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M

유하시간 $t_2 = \frac{L}{\alpha \times V}$, $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ n = 0.011 (콘크리트 개거수로의 조도계수 0.011~0.020)

α = 1.25 (보정계수, 이상 하수도시설기준 2011)

$$\text{좌측 } t_2 = \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.001^{1/2}} + \frac{0.015 \times 40.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.001^{1/2}} + \frac{0.015 \times 60.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.070^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.070^{1/2}} = 1.65 \text{ 분}$$

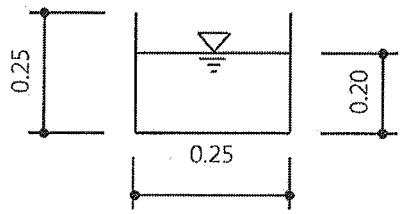
$$\text{우측 } t_2 = \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} = 0.00 \text{ 분}$$

iii) 도달시간 : $t = t_1 + t_2$

구 분	좌 측	우 측	비 고
t_1	2.11	2.11	유입시간
t_2	1.65	0.00	유하시간
계 (t)	3.76	0.00	

3) U형 측구 설계

i) 단면 가정



- 측구 규격 : 0.25 x 0.25 M
- 측구내 수위 : 높이의 80% 적용 0.20 M

ii) 강우강도 (서울특별시 50년 빈도 강우강도식 적용)

$$\text{좌측 } I_1 = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05} = \frac{660}{3.760^{0.5} + 0.05} = 331.81 \text{ mm/hr}$$

$$\text{우측 } I_1 = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05} = \frac{660}{0.000^{0.5} + 0.05} = 0.00 \text{ mm/hr}$$

iii) 유입량 산출 (합리식)

$$\text{좌측 } Q_1 = \frac{1}{3.6} C\ I\ A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times 331.81 \times 0.0007920 = 0.062 \ m^3/sec$$

$$\text{우측 } Q_1 = \frac{1}{3.6} C\ I\ A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times 0.00 \times 0.0000000 = 0.000 \ m^3/sec$$

C : 강우에 대해 배수유역의 특성에 따라 결정되는 유출계수

I : 설계강우강도 (㎜/hr)

A : 유역면적 (km^2)

iv) 설계 유속 결정

$$\text{유속 } V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$\text{경심 } R = \frac{A\ (\text{단면적})}{P\ (\text{윤변})} = \frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25} = \frac{0.050}{0.650} = 0.077$$

$$\text{좌측 } V_1 = \frac{1}{0.011} \times 0.077^{2/3} \times \{ 0.001^{1/2} \times 40.00 + 0.070^{1/2} \times 60.00 + 0.070^{1/2} \times 0.00 \} / 100.00$$

$$= 2.813 \ m/sec$$

$$\text{우측 } V_1 = \frac{1}{0.011} \times 0.077^{2/3} \times \{ 0.010^{1/2} \times 0.00 + 0.010^{1/2} \times 0.00 + 0.010^{1/2} \times 0.00 \} / 0.00$$

$$= 0.000 \ m/sec$$

v) 설계 배수량 검토

배수량 Q_2 = A×V

좌측 Q_2 = 0.050 × 2.813 × 1 ea = 0.141 m^3/sec > Q_1 = 0.062 m^3/sec ..... **O.K**

5) 강우 분포

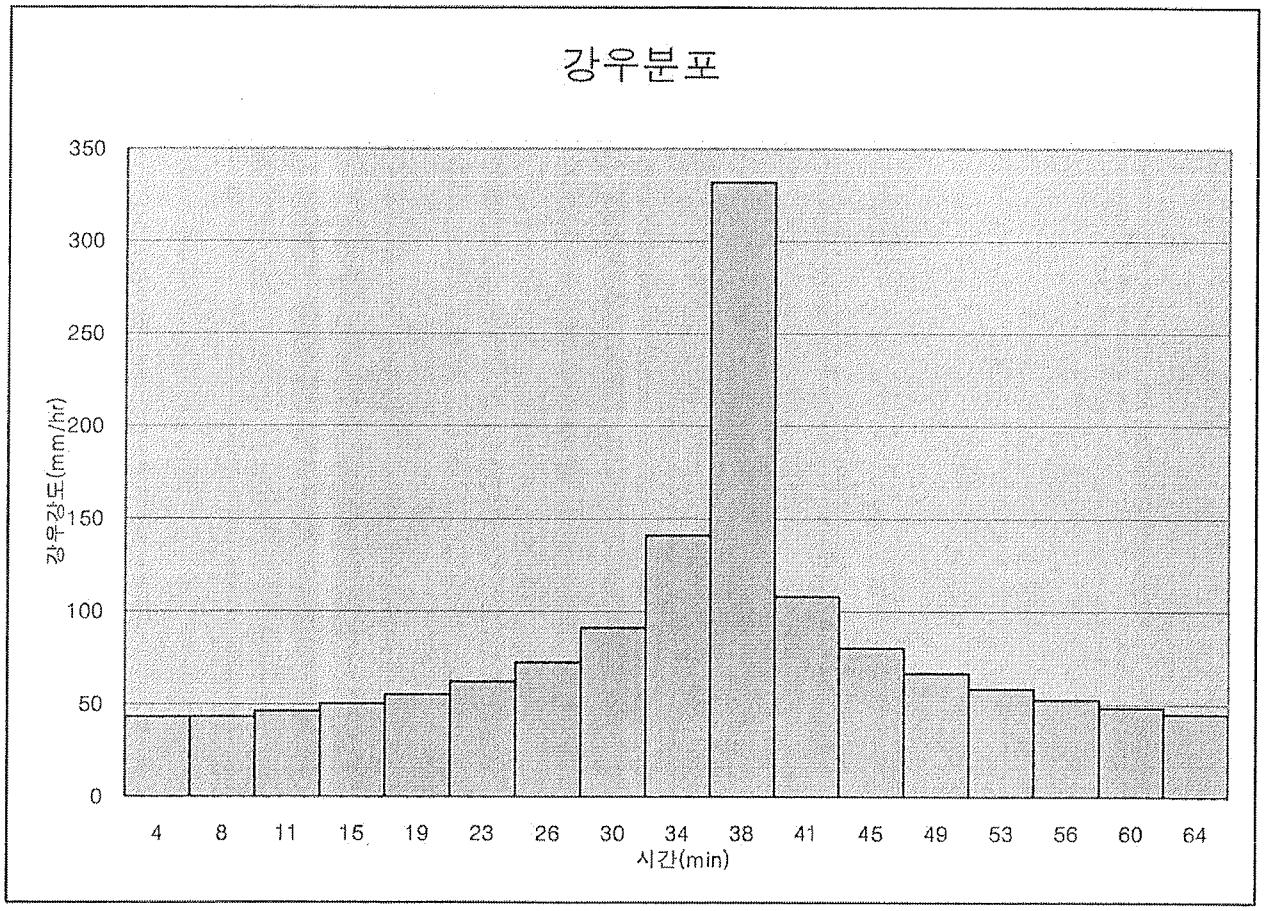
i) 적용공식 : 서울특별시 50년 빈도 강우강도식 적용.

$$I_{50} = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05}$$

ii) 구간우량 : 3.76 분 적용

iii) 강우분포 : 중앙집중형 분포

t (분)	강 우 강 도 I (mm/hr)	누가 강우량 ∑Ri (mm)	구간 강우량 Ri (mm)	강 우 분 포 (mm)	강 우 강 도 I (mm/hr)
3.76	331.81	20.79	20.79	2.71	43.23
7.52	236.37	29.62	8.83	2.71	43.23
11.28	193.63	36.40	6.78	2.90	46.32
15.04	168.02	42.12	5.71	3.15	50.19
18.80	150.48	47.15	5.03	3.46	55.23
22.56	137.51	51.70	4.55	3.90	62.17
26.32	127.41	55.89	4.19	4.55	72.63
30.08	119.25	59.78	3.90	5.71	91.18
33.84	112.49	63.44	3.66	8.83	140.92
37.60	106.76	66.91	3.46	20.79	331.81
41.36	101.83	70.20	3.29	6.78	108.15
45.12	97.53	73.34	3.15	5.03	80.34
48.88	93.73	76.36	3.02	4.19	66.79
52.64	90.34	79.26	2.90	3.66	58.39
56.40	87.30	82.06	2.80	3.29	52.53
60.16	84.55	84.77	2.71	3.02	48.14
63.92	82.04	87.40	2.63	2.80	44.70

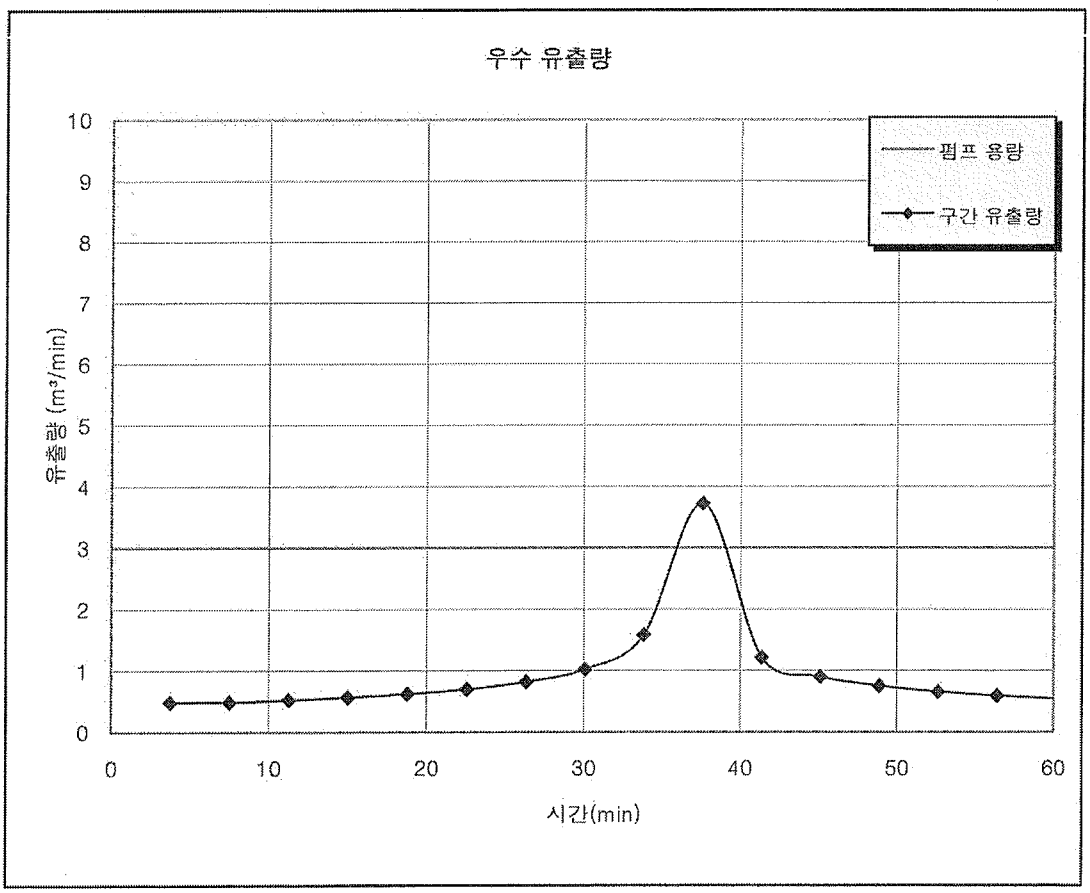


6) 우수 유출량

- $Q = \frac{1}{3.6} C\ I\ A = \frac{1}{3.6} \times\ 0.85\ \times I \times 0.0007920$

- $Qp = 0.062\ m^3/sec$

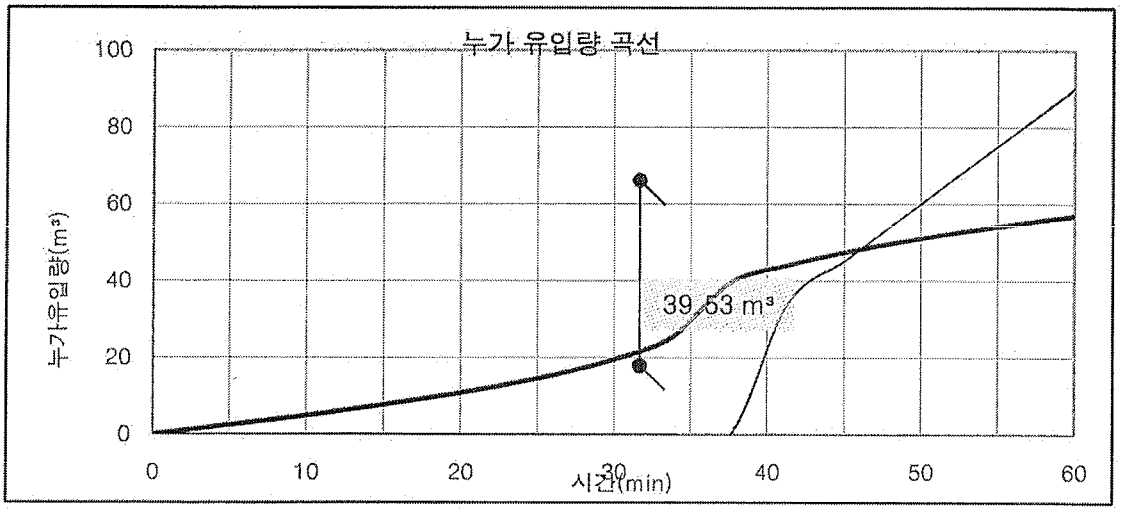
홍수추적시간 (분)	구간 유출량 (m^3/min)	누가 유출량 (m^3)	홍 수 량 (10^{-2} m^3/sec)	비 고
3.76	0.485	1.824	0.808	
7.52	0.485	3.648	0.808	
11.28	0.520	5.602	0.866	
15.04	0.563	7.719	0.939	
18.80	0.620	10.049	1.033	
22.56	0.698	12.672	1.163	
26.32	0.815	15.736	1.358	
30.08	1.023	19.583	1.705	
33.84	1.581	25.528	2.635	
37.60	3.723	39.527	6.205	
41.36	1.213	44.089	2.022	
45.12	0.901	47.479	1.502	
48.88	0.749	50.296	1.249	
52.64	0.655	52.760	1.092	
56.40	0.589	54.976	0.982	
60.16	0.540	57.007	0.900	
63.92	0.502	58.893	0.836	



7) 집수정 규격 및 펌프용량 결정(펌프가동은 30분이후부터 작동하는 것으로 가정)

펌프 용량 = 3.0 (M^3/min)× 1 ea = 3.0 (M^3/min)

지 속 시 간 (분)	누적 유입량 (m^3)	펌프 배수용량 (m^3)	누적펌핑시간 (분)	펌프누적배수량 (m^3)	집수정 크기 (m^3)
0	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
3.76	1.824	11.280	0.000	0.000	1.824
7.52	3.648	22.560	0.000	0.000	3.648
11.28	5.602	33.840	0.000	0.000	5.602
15.04	7.719	45.120	0.000	0.000	7.719
18.80	10.049	56.400	0.000	0.000	10.049
22.56	12.672	67.680	0.000	0.000	12.672
26.32	15.736	78.960	0.000	0.000	15.736
30.08	19.583	90.240	0.000	0.000	19.583
33.84	25.528	101.520	0.000	0.000	25.528
37.60	39.527	112.800	0.000	0.000	39.527
41.36	44.089	124.080	11.360	34.080	10.009
45.12	47.479	135.360	15.120	45.360	2.119
48.88	50.296	146.640	18.880	56.640	-6.344
52.64	52.760	157.920	22.640	67.920	-15.160
56.40	54.976	169.200	26.400	79.200	-24.224
60.16	57.007	180.480	30.160	90.480	-33.473



i) 집수조 규격

집수조 크기는 향후 예측이 어려운 강우상황을 고려하여 1.2~1.5배 할증.

집수용량의 규모를 고려하여 할증은 1.3 배 적용.

필요 집수용량 = 39.53 M^3 × 1.3 = 51.38 M^3

□ 집수조

B = 12.3 M, H = 2.2 M(월류벽 높이), L = 2.5 M

유효집수조 용량 = 12.3 x 2.2 x 2.5 = 67.65 M^3 > 51.38 M^3 ..... O.K

ii) 침사조 규격 : 집수조 전용량의 20~30%

□ 침사조 (집수정 용량의 30%) 51.38 × 0.3 = 15.42 m'

H = 2.50m B = 11.1m L = 1.50m

Q = 2.500 × 11.1 × 1.500 = 41.63 M^3 > 15.42 M^3 ..... O.K

제2장 초기우수처리시설
용량 계산서

1. 초기우수처리시설의 용량계산

•장치형 초기우수처리시설의 용량은「비점오염저감시설의 설치 및 관리 · 운영 매뉴얼, 2008. 12, 환경부, p23」을 기준으로 산정되었으며, 그 내용은 다음과 같다.

가. 초기우수 유출량(시설용량) 산정

1) 유출량 산정공식 (비점오염저감시설의 설치 및 관리·운영메뉴얼, 환경부)

◎ 유출량 산정식

$$WQv = (P1) \times (A) \times 10$$

WQv : 수질처리용량(Water Quality Volume)(㎥)

P1 : 누적유출고로 환산한 설계강우량(mm)

A : 배수면적(ha)

◎ 누적유출고(P1) : 5㎜

◎ 누적유출고는 5㎜의 강우값을 설계값으로 활용 (수질 및 수생태계 보전에 관한 법률 시행규칙 별표 17』 적용)

2) 배수면적

■ 적용배수면적

1. 비점오염방지시설의 규모 산정시 처리대상 면적은 주요 비점오염물질이 배출되는 토지이용면적을 대상으로 함
2. 녹지가 조성되어 있거나, 투수층이 조성되어 있어 비점오염물질이 다량 배출되는 것으로 볼수 없는 토지이용 면적 등은 비점오염방지시설의 규모 산정시 처리대상 면적에서 제외할 수 있음.
3. 비점오염 저감계획을 통하여 오염원이 강우에 노출되지 않고 강우가 유입되지 않도록 관리하여 별도의 비점오염방지시설의 설치가 필요치 않도록 관리계획을 수립 한 경우 해당하는 만큼 처리대상 면적에서 제외 할 수 있음.
4. 본 계획에서는「비점오염저감시설의 설치 및 관리 · 운영 매뉴얼, 2008. 12, 환경부」에 제시된 기준을 바탕으로 우수관로 수리계산시 반영된 면적을 바탕으로 계획하였음.

■ 초기우수처리시설 용량 산정 결과

구 분	처리면적		강우강도 (PI, mm/hr)	우수유출량 (Q, ㎥/h)	시설용량 (Q, ㎥/h)	비 고 (TYPE)
	㎡	ha				
시점부 인천방향	1,539.0	0.1539	5	7.70	16.00	ECHO BIO
시점부 여의도방향	1,539.0	0.1539	5	7.70	16.00	ECHO BIO
종점부 Ramp-A	1,576.0	0.1576	5	7.88	16.00	ECHO BIO
종점부 Ramp-B	1,674.5	0.16745	5	8.37	16.00	ECHO BIO
종점부 Ramp-C	924.0	0.0924	5	4.62	16.00	ECHO BIO
종점부 Ramp-D	792.0	0.0792	5	3.96	16.00	ECHO BIO

2. 초기우수처리시설(여과형 시설)의 제원 결정

•여과형 초기우수처리시설의 제원은 「비점오염원 설치신고서 담당자 및 관계가 교육, 한국환경공단, 2010. 9」을 기준으로 산정되었으며, 그 내용은 다음과 같다.

가. 여과형 시설의 제원결정을 위한 검토항목

1) 수질처리용량(WQv)을 온전히 시설내로 유입시키고(용량검토), 유입된 강우유출수를 적정 효율로 처리할 수 있는지 검토(효율성 검토)를 위해 적정 여과선속도와 시설 체류시간을 산정하여 검토함.

◎ 환경부 권고기준

- 여과선속도 (환경부 권고기준 40m/hr 이하)
- 시설 체류시간 (환경부 권고기준 5min 이상)

◎ 산정 방법 (「비점오염원 설치신고서 담당자 및 관계가 교육, 한국환경공단, 2010. 9」)

여과선속도 산정

여과선속도 = Q/A (m/hr)

Q = 설계용량(m^3/hr)

A = 여재부의 유효면적 (m^2)

체류시간 산정

체류시간 = V/Q (hr)

V = 시설의 여재부를 포함한 유효저류용량(V1+V2) (m^3)

Q = 설계용량(m^3/hr)

■ 여과형시설 제원 산정 및 검토

구 분	처리 면적 (ha)	처리 유량 (㎥/h)	시설 용량 (㎥/h)	구조물 제원(m)		여과 면적 (㎡)	여과 속도 (m/hr)	유효 체적 (㎥)	체류 시간 (min)	비고
				W×L×H (내부)	유효 수심					
시점부 인천방향	0.1539	7.70	16.00	1.3x1.3x1.3	0.95	0.52	14.8	1.61	12.5	OK
시점부 여의도방향	0.1539	7.70	16.00	1.3x1.3x1.3	0.95	0.52	14.8	1.61	12.5	OK
종점부 Ramp-A	0.1576	7.88	16.00	1.3x1.3x1.3	0.95	0.52	15.2	1.61	12.3	OK
종점부 Ramp-B	0.16745	8.37	16.00	1.3x1.3x1.3	0.95	0.52	16.1	1.61	11.5	OK
종점부 Ramp-C	0.0924	4.62	16.00	1.3x1.3x1.3	0.95	0.52	8.9	1.61	20.9	OK
종점부 Ramp-D	0.0792	3.96	16.00	1.3x1.3x1.3	0.95	0.52	7.6	1.61	20.4	OK

※ 제원 결정은 환경부 권고기준에 적합하도록 설계 적용하였음

1) 시점부 인천방향

- 여과면적(㎡) = 1.3 × 0.4 = 0.52
- 여과속도(m/hr) = 초기우수유출량(㎥/hr) / 여과면적(㎡) = 7.70 / 0.52 = 14.8m/hr < 40m/hr
- 유효체적(㎥) = (1.3 × 0.9 × 0.95) + (1.3 × 0.4 × 0.95) = 1.61㎥
- 체류시간(min) = 유효체적 / 초기우수유출량 × 60 = 1.61 / 7.70 × 60 = 12.5min > 5min

2) 시점부 여의도방향

- 여과면적(㎡) = 1.3 × 0.4 = 0.52
- 여과속도(m/hr) = 초기우수유출량(㎥/hr) / 여과면적(㎡) = 7.70 / 0.52 = 14.8m/hr < 40m/hr
- 유효체적(㎥) = (1.3 × 0.9 × 0.95) + (1.3 × 0.4 × 0.95) = 1.61㎥
- 체류시간(min) = 유효체적 / 초기우수유출량 × 60 = 1.61 / 7.70 × 60 = 12.5min > 5min

3) 종점부 Ramp-A

- 여과면적(㎡) = 1.3 × 0.4 = 0.52
- 여과속도(m/hr) = 초기우수유출량(㎥/hr) / 여과면적(㎡) = 7.88 / 0.52 = 15.2m/hr < 40m/hr
- 유효체적(㎥) = (1.3 × 0.9 × 0.95) + (1.3 × 0.4 × 0.95) = 1.61㎥
- 체류시간(min) = 유효체적 / 초기우수유출량 × 60 = 1.61 / 7.88 × 60 = 12.3min > 5min

4) 종점부 Ramp-B

- 여과면적(㎡) = 1.3 × 0.4 = 0.52
- 여과속도(m/hr) = 초기우수유출량(㎥/hr) / 여과면적(㎡) = 8.37 / 0.52 = 16.1m/hr < 40m/hr
- 유효체적(㎥) = (1.3 × 0.9 × 0.95) + (1.3 × 0.4 × 0.95) = 1.61㎥
- 체류시간(min) = 유효체적 / 초기우수유출량 × 60 = 1.61 / 8.37 × 60 = 11.5min > 5min

5) 종점부 Ramp-C

- 여과면적(㎡) = 1.3 × 0.4 = 0.52
- 여과속도(m/hr) = 초기우수유출량(㎥/hr) / 여과면적(㎡) = 4.62 / 0.52 = 8.9m/hr < 40m/hr
- 유효체적(㎥) = (1.3 × 0.9 × 0.95) + (1.3 × 0.4 × 0.95) = 1.61㎥
- 체류시간(min) = 유효체적 / 초기우수유출량 × 60 = 1.61 / 4.62 × 60 = 20.9min > 5min

6) 종점부 Ramp-D

- 여과면적(㎡) = 1.3 × 0.4 = 0.52
- 여과속도(m/hr) = 초기우수유출량(㎥/hr) / 여과면적(㎡) = 3.96 / 0.52 = 7.6m/hr < 40m/hr
- 유효체적(㎥) = (1.3 × 0.9 × 0.95) + (1.3 × 0.4 × 0.95) = 1.61㎥
- 체류시간(min) = 유효체적 / 초기우수유출량 × 60 = 1.61 / 3.96 × 60 = 24.4min > 5min

제3장 교량 배수시설 계산서

1. 교면배수구 설치간격 및 종방향 배수관 규격 검토

1. 신당보도육교

(1) 설계조건

1) 교 량 명 : 신당보도육교

2) 교량연장 : 53.2 m

3) 강우강도 : 188.10 mm/hr (10년 빈도)

4) 길어깨측 배수단면 (수로폭)

5) 검토 위치별 일반 제원

검 토 위 치	종단경사 (%)	횡단경사 (%)	교량폭원 (m)	수로 폭 (m)	집수구		비 고
					폭 (m)	길이 (m)	
A1~A2	2.0000	2.000	2.000	1.000	0.250	0.250	방호벽측

(2) 배수구 설치간격 산정

1) 길어깨부 최대 통수량 산정

$$Q_{max} = 0.8 \times \frac{1}{n} \times A \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

n : 조도계수 → 0.015 R : 경심 (A/P)

A : 통수 단면적 I : 종단경사

검 토 위 치	횡 단 경 사	종 단 경 사 I	수 위 H (m)	통수단면적 A (m^2)	윤 변 P (m)	경 심 R (m)	조도계수 n	최대통수량 Q_{max} (m^3/sec)
A1~A2	2.000 %	2.000 %	0.0200	0.01000	1.020200	0.009802	0.015	0.003455

2) 집수구로 유출되는 유출량 Q_f 산정을 위한 R_f, R_s, E_o의 결정

① 종단 및 횡단 경사에 따른 그레이트 집수구의 유출효율 R_f

$$R_f = 1.00$$

② 그레이트 집수구의 측면흐름 효율 R_s 결정

$$R_s = \left(\frac{0.15 \cdot V^{1.8}}{S_x \cdot L^{2.3}} \right)^{-1}$$

V : 길어깨 유속(ft/sec) → $V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$

S_x : 수로 횡단경사

L : 집수구 길이 (ft) → 집수구 길이 (m) × 3.2808

③ 전체 길어깨 유량에 대한 집수구 전면 흐름 유량의 비율 E_o 결정

$$E_o = 1 - \left(1 - \frac{W}{T} \right)^{2.67}$$

W : 집수구 폭 (m)

T : 수로폭 (m)

④ 검토 위치별 R_f, R_s, E_o

검 토	V		S_x	L		W	T	R_f	R_s	E_o
위 치	(m/sec)	(ft/sec)		(m)	(ft)	(m)	(m)			
A1~A2	0.432	1.417	2.000 %	0.250	0.820	0.250	1.000	1.00	0.0451	0.5361

3) 유출량 Q_i 산정 및 배수구 설치 간격 S 계산

① 유출량 Q_i 산정

$$Q_i = Q_{max} \times \left[R_f \cdot E_o + R_s \cdot (1 - E_o) \right]$$

② 배수구 설치 간격 S 계산

$$Q = \frac{1}{3.6} \times C \times \gamma \times A \times 10^{-6} = \frac{1}{3.6} \times C \times \gamma \times W \times S \times 10^{-6}$$

따라서, 배수구 설치간격 $S = \frac{3.6 \times 10^6 \times Q_i}{C \times \gamma \times W}$

C : 유출계수 → 0.9 (포장부)

γ : 강우강도 → 10년 빈도 (mm/hr)

W : 교량폭원

검 토 위 치	C	γ	W	Qi (m^3/sec)	S (m)	적용 간격 (m)	비 고
A1~A2	0.9	188.10	2.000	0.001924	20.461	20.0	방호벽측

(3) 종방향 배수구 규격 산정

1) 종배수관의 종단경사 및 종배수관이 부담하는 상부 연장

종배수관 번 호	종배수관 경사 (%)	상부연장 (m)	상부폭원 (m)	종배수관 번 호	종단경사 (%)	상부연장 (m)	상부폭원 (m)
1	2.900	26.0	2.000	2	3.000	26.0	2.000

2) 종배수관의 통수량 및 상부 연장 산정

① 종배수관의 통수량 산정

$$Q_{max} = A \times V = A \times \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$Q_{S.F} = \frac{Q_{max}}{3}$$

A : 통수단면적 → $A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \times \frac{240}{360} + \frac{D}{2} \cdot sin60° \times \frac{D}{2} \cdot \cos 60° = 0.63185\ D^2$

P : 윤변 → $P = \pi \cdot D \times \frac{240}{360} = 2.09440\ D$

R : 경심 → $R = \frac{A}{P} = 0.63185\ D^2 \ / \ 2.09440\ D = 0.30169\ D$

n : 조도계수 → 0.011 (강재계열관 : 0.011, 플라스틱계열관 : 0.010)

② 종배수관이 부담하는 상부 연장 산정

$$Q = \frac{1}{3.6} \times C \times \gamma \times A \times 10^{-6} = \frac{1}{3.6} \times C \times \gamma \times W \times L_s \times 10^{-6}$$

따라서, 상부 연장 $L_s = \frac{3.6 \times 10^6 \times Q_{S.F}}{C \times \gamma \times W}$

C : 유출계수 → 0.9 (포장부)

γ : 강우강도 → 10년 빈도 (㎜/hr)

W : 교량폭원

③ 종배수관 / 직경별 통수량 산정 및 가능연장

◆ 종배수관1 (I = 2.900 %, W = 2.000 m)

종배수관 규 격	외경 (㎜)	내경 (㎜)	두께 (㎜)	A (m^2)	R (m^2)	Q_{max} (m^3/sec)	$Q_{S.F}$ (m^3/sec)	가능연장 (m)	적용연장 (m)
Ø150	165.2	159.2	3.0	0.01601	0.04803	0.032757	0.010919	116.1	116.0

◆ 종배수관2 (I = 3.000 %, W = 2.000 m)

종배수관 규 격	외경 (㎜)	내경 (㎜)	두께 (㎜)	A (m^2)	R (m^2)	Q_{max} (m^3/sec)	$Q_{S.F}$ (m^3/sec)	가능연장 (m)	적용연장 (m)
Ø150	165.2	159.2	3.0	0.01601	0.04803	0.033317	0.011106	118.1	118.0

2. 신강고가차도교(차도부)

(1) 설계조건

1) 교 량 명 : 신강고가차도교(차도부)

2) 교량연장 : 80.0 m

3) 강우강도 : 188.10 mm/hr (10년 빈도)

4) 길어깨측 배수단면 (수로폭)

5) 검토 위치별 일반 제원

검 토 위 치	종단경사 (%)	횡단경사 (%)	교량폭원 (m)	수로 폭 (m)	집수구		비 고
					폭 (m)	길이 (m)	
A1~P2	13.4000	2.000	4.000	0.500	0.250	0.250	방호벽측
P2~A2	14.2800	2.000	4.000	0.500	0.250	0.250	방호벽측

(2) 배수구 설치간격 산정

1) 길어깨부 최대 통수량 산정

$$Q_{max} = 0.8 \times \frac{1}{n} \times A \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

n : 조도계수 → 0.015 R : 경심 (A/P)

A : 통수 단면적 I : 종단경사

검 토 위 치	횡 단 경 사	종 단 경 사 I	수 위 H (m)	통수단면적 A (m^2)	윤 변 P (m)	경 심 R (m)	조도계수 n	최대통수량 Q_{max} (m^3/sec)
A1~P2	2.000 %	13.400 %	0.0100	0.00250	0.510100	0.004901	0.015	0.001408
P2~A2	2.000 %	14.280 %	0.0100	0.00250	0.510100	0.004901	0.015	0.001454

2) 집수구로 유출되는 유출량 Q_i 산정을 위한 R_f, R_s, E_o의 결정

① 종단 및 횡단 경사에 따른 그레이트 집수구의 유출효율 R_f

$$R_f = 1.00$$

② 그레이트 집수구의 측면흐름 효율 R_s 결정

$$R_s = \left(\frac{0.15 \cdot V^{1.8}}{S_x \cdot L^{2.3}} \right)^{-1}$$

V : 길어깨 유속(ft/sec) → $V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$

S_X : 수로 횡단경사

L : 집수구 길이 (ft) → 집수구 길이 (m) × 3.2808

③ 전체 길어깨 유량에 대한 집수구 전면 흐름 유량의 비율 E_o 결정

$$E_o = 1 - \left(1 - \frac{W}{T} \right)^{2.67}$$

W : 집수구 폭 (m)

T : 수로폭 (m)

④ 검토 위치별 R_f, R_s, E_o

검 토	V		S_X	L		W	T	R_f	R_s	E_o
위 치	(m/sec)	(ft/sec)		(m)	(ft)	(m)	(m)			
A1~P2	0.704	2.310	2.000 %	0.250	0.820	0.250	0.500	1.00	0.0187	0.8429
P2~A2	0.727	2.385	2.000 %	0.250	0.820	0.250	0.500	1.00	0.0177	0.8429

3) 유출량 Q_i 산정 및 배수구 설치 간격 S 계산

① 유출량 Q_i 산정

$$Q_i = Q_{max} \times \left[R_f \cdot E_o + R_s \cdot (1 - E_o) \right]$$

② 배수구 설치 간격 S 계산

$$Q = \frac{1}{3.6} \times C \times \gamma \times A \times 10^{-6} = \frac{1}{3.6} \times C \times \gamma \times W \times S \times 10^{-6}$$

따라서, 배수구 설치간격 $S = \frac{3.6 \times 10^6 \times Q_i}{C \times \gamma \times W}$

C : 유출계수 → 0.9 (포장부)

γ : 강우강도 → 10년 빈도 (mm/hr)

W : 교량폭원

검 토 위 치	C	γ	W	Qi (m^3/sec)	S (m)	적용 간격 (m)	비 고
A1~P2	0.9	188.10	4.000	0.001191	6.332	6.0	방호벽측
P2~A2	0.9	188.10	4.000	0.001229	6.536	6.0	방호벽측

(3) 종방향 배수구 규격 산정

1) 종배수관의 종단경사 및 종배수관이 부담하는 상부 연장

종배수관 번 호	종배수관 경사 (%)	상부연장 (m)	상부폭원 (m)	종배수관 번 호	종단경사 (%)	상부연장 (m)	상부폭원 (m)
1	10.600	13.0	4.000	2	4.100	27.0	4.000
3	5.000	27.0	4.000	4	10.500	13.0	4.000

2) 종배수관의 통수량 및 상부 연장 산정

① 종배수관의 통수량 산정

$$Q_{max} = A \times V = A \times \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$Q_{S.F} = \frac{Q_{max}}{3}$$

A : 통수단면적 → $A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \times \frac{240}{360} + \frac{D}{2} \cdot sin60^\circ \times \frac{D}{2} \cdot \cos 60^\circ$ = 0.63185 D^2

P : 윤변 → $P = \pi \cdot D \times \frac{240}{360}$ = 2.09440 D

R : 경심 → $R = \frac{A}{P}$ = 0.63185 D^2 / 2.09440 D = 0.30169 D

n : 조도계수 → 0.011 (강재계열관 : 0.011, 플라스틱계열관 : 0.010)

② 종배수관이 부담하는 상부 연장 산정

$$Q = \frac{1}{3.6} \times C \times \gamma \times A \times 10^{-6} = \frac{1}{3.6} \times C \times \gamma \times W \times L_s \times 10^{-6}$$

따라서, 상부 연장 $L_s = \frac{3.6 \times 10^6 \times Q_{S.F}}{C \times \gamma \times W}$

C : 유출계수 → 0.9 (포장부)

γ : 강우강도 → 10년 빈도 (mm/hr)

W : 교량폭원

③ 종배수관 / 직경별 통수량 산정 및 가능연장

◆ 종배수관1 (I = 10.600 %, W = 4.000 m)

종배수관 규 격	외경 (mm)	내경 (mm)	두께 (mm)	A (m^2)	R (m^2)	Q_{max} (m^3/sec)	$Q_{S.F}$ (m^3/sec)	가능연장 (m)	적용연장 (m)
Ø150	165.2	159.2	3.0	0.01601	0.04803	0.062627	0.020876	111.0	111.0

◆ 종배수관2 (I = 4.100 %, W = 4.000 m)

종배수관 규 격	외경 (mm)	내경 (mm)	두께 (mm)	A (m^2)	R (m^2)	Q_{max} (m^3/sec)	$Q_{S.F}$ (m^3/sec)	가능연장 (m)	적용연장 (m)
Ø150	165.2	159.2	3.0	0.01601	0.04803	0.038949	0.012983	69.0	69.0

◆ 종배수관3 (I = 5.000 %, W = 4.000 m)

종배수관 규 격	외경 (mm)	내경 (mm)	두께 (mm)	A (m^2)	R (m^2)	Q_{max} (m^3/sec)	$Q_{S.F}$ (m^3/sec)	가능연장 (m)	적용연장 (m)
Ø150	165.2	159.2	3.0	0.01601	0.04803	0.043012	0.014337	76.2	76.0

◆ 종배수관4 (I = 10.500 %, W = 4.000 m)

종배수관 규 격	외경 (mm)	내경 (mm)	두께 (mm)	A (m^2)	R (m^2)	Q_{max} (m^3/sec)	$Q_{S.F}$ (m^3/sec)	가능연장 (m)	적용연장 (m)
Ø150	165.2	159.2	3.0	0.01601	0.04803	0.062331	0.020777	110.5	110.0

3. 신강고가차도교(보도부)

(1) 설계조건

1) 교 량 명 : 신강고가차도교(보도부)

2) 교량연장 : 54.0 m

3) 강우강도 : 188.10 mm/hr (10년 빈도)

4) 길어깨측 배수단면 (수로폭)

5) 검토 위치별 일반 제원

검 토 위 치	종단경사 (%)	횡단경사 (%)	교량폭원 (m)	수로 폭 (m)	집수구		비 고
					폭 (m)	길이 (m)	
P1~P2	13.4000	1.140	2.400	1.000	0.250	0.250	방호벽측
P2~P3	14.2800	1.100	2.400	1.000	0.250	0.250	방호벽측

(2) 배수구 설치간격 산정

1) 길어깨부 최대 통수량 산정

$$Q_{max} = 0.8 \times \frac{1}{n} \times A \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

n : 조도계수 → 0.015 R : 경심 (A/P)

A : 통수 단면적 I : 종단경사

검 토 위 치	횡 단 경 사	종 단 경 사 I	수 위 H (m)	통수단면적 A (m^2)	윤 변 P (m)	경 심 R (m)	조도계수 n	최대통수량 Q_{max} (m^3/sec)
P1~P2	1.140 %	13.400 %	0.0114	0.00570	1.011465	0.005635	0.015	0.003524
P2~P3	1.100 %	14.280 %	0.0110	0.00550	1.011060	0.005440	0.015	0.003429

2) 집수구로 유출되는 유출량 Q_i 산정을 위한 R_f, R_s, E_o의 결정

① 종단 및 횡단 경사에 따른 그레이트 집수구의 유출효율 R_f

$$R_f = 1.00$$

② 그레이트 집수구의 측면흐름 효율 R_s 결정

$$R_s = \left(\frac{0.15 \cdot V^{1.8}}{S_x \cdot L^{2.3}} \right)^{-1}$$

V : 길어깨 유속(ft/sec) → $V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$

S_x : 수로 횡단경사

L : 집수구 길이 (ft) → 집수구 길이 (m) × 3.2808

③ 전체 길어깨 유량에 대한 집수구 전면 흐름 유량의 비율 E_o 결정

$$E_o = 1 - \left(1 - \frac{W}{T} \right)^{2.67}$$

W : 집수구 폭 (m)

T : 수로폭 (m)

④ 검토 위치별 R_f, R_s, E_o

검 토	V		S_x	L		W	T	R_f	R_s	E_o
위 치	(m/sec)	(ft/sec)		(m)	(ft)	(m)	(m)			
P1~P2	0.773	2.535	1.140 %	0.250	0.820	0.250	1.000	1.00	0.0090	0.5361
P2~P3	0.779	2.556	1.100 %	0.250	0.820	0.250	1.000	1.00	0.0086	0.5361

3) 유출량 Q_i 산정 및 배수구 설치 간격 S 계산

① 유출량 Q_i 산정

$$Q_i = Q_{max} \times \left[R_f \cdot E_o + R_s \cdot (1 - E_o) \right]$$

② 배수구 설치 간격 S 계산

$$Q = \frac{1}{3.6} \times C \times \gamma \times A \times 10^{-6} = \frac{1}{3.6} \times C \times \gamma \times W \times S \times 10^{-6}$$

따라서, 배수구 설치간격 $S = \frac{3.6 \times 10^6 \times Q_i}{C \times \gamma \times W}$

C : 유출계수 → 0.9 (포장부)

γ : 강우강도 → 10년 빈도 (mm/hr)

W : 교량폭원

검 토 위 치	C	γ	W	Qi (m^3/sec)	S (m)	적용 간격 (m)	비 고
P1~P2	0.9	188.10	2.400	0.001904	16.871	16.0	방호벽측
P2~P3	0.9	188.10	2.400	0.001852	16.408	16.0	방호벽측

(3) 종방향 배수구 규격 산정

1) 종배수관의 종단경사 및 종배수관이 부담하는 상부 연장

종배수관 번 호	종배수관 경사 (%)	상부연장 (m)	상부폭원 (m)	종배수관 번 호	종단경사 (%)	상부연장 (m)	상부폭원 (m)
1	6.200	27.0	2.400	2	6.300	27.0	2.400

2) 종배수관의 통수량 및 상부 연장 산정

① 종배수관의 통수량 산정

$$Q_{max} = A \times V = A \times \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$Q_{S.F} = \frac{Q_{max}}{3}$$

A : 통수단면적 → $A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \times \frac{240}{360} + \frac{D}{2} \cdot sin60^\circ \times \frac{D}{2} \cdot \cos 60^\circ = 0.63185\ D^2$

P : 윤변 → $P = \pi \cdot D \times \frac{240}{360} = 2.09440\ D$

R : 경심 → $R = \frac{A}{P} = 0.63185\ D^2 \ / \ 2.09440\ D = 0.30169\ D$

n : 조도계수 → 0.011 (강재계열관 : 0.011, 플라스틱계열관 : 0.010)

② 종배수관이 부담하는 상부 연장 산정

$$Q = \frac{1}{3.6} \times C \times \gamma \times A \times 10^{-6} = \frac{1}{3.6} \times C \times \gamma \times W \times L_s \times 10^{-6}$$

따라서, 상부 연장 $L_s = \frac{3.6 \times 10^6 \times Q_{S.F}}{C \times \gamma \times W}$

C : 유출계수 → 0.9 (포장부)

γ : 강우강도 → 10년 빈도 (mm/hr)

W : 교량폭원

③ 종배수관 / 직경별 통수량 산정 및 가능연장

◆ 종배수관1 (I = 6.200 %, W = 2.400 m)

종배수관 규 격	외경 (mm)	내경 (mm)	두께 (mm)	A (m^2)	R (m^2)	Q_{max} (m^3/sec)	Q_{SF} (m^3/sec)	가능연장 (m)	적용연장 (m)
Ø150	165.2	159.2	3.0	0.01601	0.04803	0.047897	0.015966	141.5	141.0

◆ 종배수관2 (I = 6.300 %, W = 2.400 m)

종배수관 규 격	외경 (mm)	내경 (mm)	두께 (mm)	A (m^2)	R (m^2)	Q_{max} (m^3/sec)	Q_{SF} (m^3/sec)	가능연장 (m)	적용연장 (m)
Ø150	165.2	159.2	3.0	0.01601	0.04803	0.048281	0.016094	142.6	142.0

제4장 노면 배수 수리계산서

1. 일반사항

가. 개요

(1). 도로의 배수시설은 표면수의 침투나 지하수 유입에 따른 지반지지력 약화(법면의 유실방지)와 포장파손을 방지하고 노면배수 불량으로 인한 미끄러짐에 의한 교통사고를 방지하는 등, 도로의 기능유지와 교통안전에 매우 중요한 요소이다.

(2). 그러므로 신속한 노면배수와 침투수의 차단, 침투된 물의 지하배수, 도로 인접지로부터의 배수처리를 적절하게 하는 것이 요구된다.

(3). 배수시설의 구비조건

가). 유량을 통과시키기 위해 충분한 통수단면을 가질 것.

나). 청소 및 보수가 용이한 구조물일 것.

다). 내구성 및 안전성을 가질 것.

라). 민원의 소지가 없는 우수한 시설이 되어야 한다.

나. 배수 시설의 구분

(1). 횡단배수 : 교량, 배수BOX, 배수관

(2). 노면배수 : 측구(L형, U형 등), 성토부 다이크, 집수정(L형측구 하단, 중분대 집수정), 배수관(종배수관, 중분대 배수관)

(3). 비탈면배수 : 측구(산마루측구, 소단측구, 토사측구, V형측구),
도수로(흙깎기부,흙쌓기부, 집수거, 방수거)
기타(집수정, 소단배수시설)

(4). 지하배수 : 맹암거, 유공배수관, 방수층

(5). 측도배수 : 집수정, 배수구, 배수관

(6). 도로 인접지 배수 : 산마루측구, 집수정, 배수구, 맨홀 등

다. 수문조사 기준

(1). 유출량 산출을 위한 유역면적의 적용은 적절한지 검토하여야 한다.

(2). 수문조사는 축척 1 : 50,000, 1:25,000, 1:5,000 지형도로 유역면적과 구조물 예정위치별 유량을 추정하여 현지조사를 실시하여야 한다.

라. 배수설계 기준

(1). 설계발생빈도는 다음 기준 이상으로 설계하여야 한다.

1) 교량

하천정비 기본계획상의 계획빈도를 따른다. 단,하천정비 기본계획이 미수립된 경우에는 하천 관련기관과 협의하여 결정하거나 하천설계기준에 따라 적용한다.

2) 측구 : 평지부:10년(서울 I=188.10mm/hr)

3) 노면배수 : 평지부:10년(서울 I=188.10mm/hr)

(2). 강우도달 시간은 다음 기준으로 설계

$Tc = t1+t2$

$t1$(유입시간) $= 3.976L^{0.77}S^{-0.385}$

$t2$(유하시간) $= 3.976L^{0.77}S^{-0.385}$

L : 유역의 최장 하천길이(km)

S : 유역 평균 경사 (H/L,m/m)

(3). 설계강우강도는 국토교통부(2012년)에서 제시한 개정 I.D.F(Intensity Duration Frequency) 곡선을 사용 또는 최인근 측우소의 강우강도표 사용

(4). 계획 홍수량 산정

1). 합리식 : 4.0km^2 이하지역

$Qd = 0.278CIA$

Qd : 설계유량(m^3/sec)

I : 강우지속시간이 Tc인 강우강도(mm/hr)

C : 유출계수

A : 유역면적(KM^2)

여기에서 강우강도를 결정하는 도달시간은 계산상 5분이 되지 않으나 최소 도달 시간은 0.083HR(=5min)로 정하고 있으므로 강우강도 시간은 5분으로 하고 본 과업구간은 국토교통부에서 제시(2012년)한 서울 측후소의 확률강우도표를 사용한다.

2). 합성단위도법 : 중규모4~250㎢ 유역

유역면적이 4㎢ 이상인 유역의 설계홍수량은 강우량과 유출량 자료가 다수 존재하는 경우에는 단위유량도법을 사용하여 설계홍수량을 산정하고,유출량 자료의 활용이 어렵고 간접적인 방법으로 설계홍수량을 산정할 때에는 합성단위유량도법을 이용한다.
합성단위유량도법에는 Snyder,SCS,Nakayasu,Clark,Nash 방법등이 있으며,이들 방법들 각각에 대한 유출량 산정결과를 비교하고 유역특성에 맞는 최적의 방법을 선택하도록 한다.

3) 250㎢ 이상지역: 중규모에 대한 유출계산과 하도 홍수추적 및 합성등으로 홍수량 산정

합리식에서의 C 값

유역면적의 상태	C값	유역면적의 상태	C값
포장면	0.9	도시지역	0.7
가파른 산지 및 비탈면	0.8	잡지	0.6
가파른 계곡 경작지	0.8	경작하는 평작지	0.5
논	0.8	경작하는 평계곡	0.6
완만한 산지	0.7	수림	0.3
완만한 경작지	0.7	밀림수림과 덤불숲	0.2

(5). 통수량산정

1). 통수량(㎥/sec)

$Q = A \times V$

A = 단면적

V = 유속(m/sec)

· 통수단면 결정시 토사 퇴적감안 여유단면 확보를 고려하여 배수시설물은 최대통수량의 80% 이하를 설계통수량 으로 한다.

2). 유속(m/sec)

$V = 1/n \times R^{(2/3)} \times S^{(1/2)}$

n = 만닝조도계수

R = 경심(m)

S = 수로경사(%)

· 유속은 0.6m/sec~2.5m/sec로 계획하되 이를 초과하는 경우 유입·출부에 수로보호공, 세굴방지공, 감쇄공, 낙차공 등을 설치하도록 한다.

· 2.5m/sec<V≤4.0m/sec - 수로보호공설치

· 4.0m/sec<V≤6.0m/sec - 수로보호공+감쇄공설치

· 6.0m/sec<V - 침전조설치

(6). 참고자료

1). 도로부대시설(배수시설편) : 1998 (건설교통부)

2). 설계실무자료집 (배수공편) : 1998.12 (한국도로공사)

3). 설계실무자료집 (배수공편) : 1999.12 (한국도로공사)

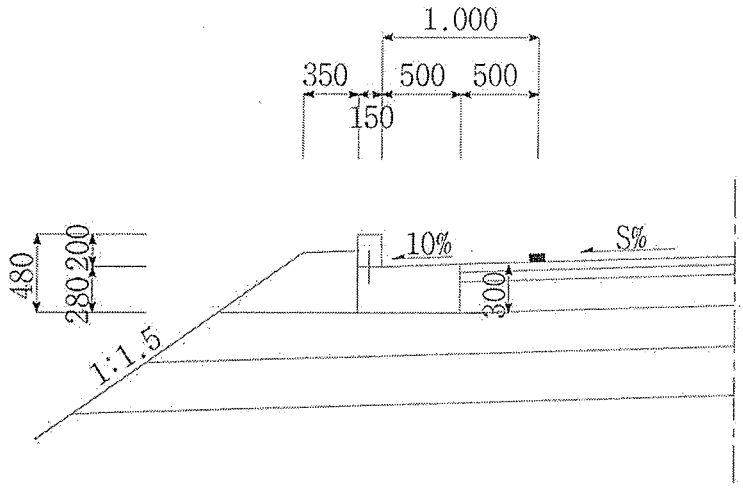
4). 도로설계요령(배수공편) : 2009.12 (한국도로공사)

5). 확률강우량도 개선 및 보완연구 : 2011. 11 (국토교통부)

6). 도로배수시설 설계 및 유지관리 지침: 2012. 11 (국토교통부)

2. 성토부 도수로 설치간격 계산

가) 길어깨 횡단경사에 따른 다이크의 통수량(본선)



A) 길어깨 횡단경사에 따른 다이크의 통수량

$Q=0.8 \times A \times (1/n) \times R^{2/3} \times I^{1/2}$

길어깨 횡단경사	수 위 (H)m	통수면적 (A)m^2	윤변(P) m	경심(R) m	$R^{2/3}$	n	Q (m^3/s)
2%	0.030	0.02250	1.53509	0.01466	0.05989	0.015	$0.07187 \times I^{1/2}$
3%	0.035	0.02875	1.54021	0.01867	0.07037	0.015	$0.10790 \times I^{1/2}$
4%	0.040	0.03500	1.54539	0.02265	0.08005	0.015	$0.14942 \times I^{1/2}$
5%	0.045	0.04125	1.55061	0.02660	0.08911	0.015	$0.19605 \times I^{1/2}$
6%	0.050	0.04750	1.55589	0.03053	0.09768	0.015	$0.24746 \times I^{1/2}$
7%	0.055	0.05375	1.56121	0.03443	0.10583	0.015	$0.30338 \times I^{1/3}$
8%	0.060	0.06000	1.56659	0.03830	0.11362	0.015	$0.36359 \times I^{1/4}$

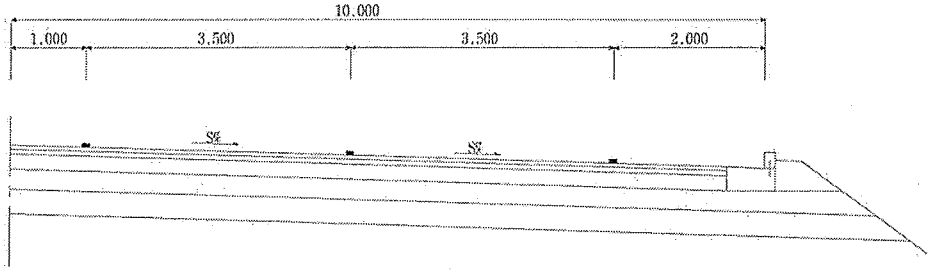
B) 길어깨 횡단경사 및 종단합성경사에 따른 측구의 통수량

(m^3/s)

종단경사 / 횡단경사	0.3 (%)	0.5 (%)	1.0 (%)	3.0 (%)	3.5 (%)	4.0 (%)	4.5 (%)	5.0 (%)	5.5 (%)	6.0 (%)	6.5 (%)
2%	0.00394	0.00508	0.00719	0.01245	0.01345	0.01437	0.01525	0.01607	0.01686	0.01760	0.01832
3%	0.00591	0.00763	0.01079	0.01869	0.02019	0.02158	0.02289	0.02413	0.02530	0.02643	0.02751
4%	0.00818	0.01057	0.01494	0.02588	0.02796	0.02989	0.03170	0.03341	0.03504	0.03660	0.03810
5%	0.01074	0.01386	0.01961	0.03396	0.03668	0.03921	0.04159	0.04384	0.04598	0.04802	0.04998
6%	0.01355	0.01750	0.02475	0.04286	0.04630	0.04949	0.05249	0.05533	0.05803	0.06061	0.06309
7%	0.01662	0.02145	0.03034	0.05255	0.05676	0.06068	0.06436	0.06784	0.07115	0.07431	0.07735
8%	0.01992	0.02571	0.03636	0.06298	0.06802	0.07272	0.07713	0.08130	0.08527	0.08906	0.09270

c) 성토부 도수로 설치간격

① 본선2차로 (표준구간)



$$S = \frac{3.6 \times 10^6 \times Q}{C \times r \times W}$$

c= 0.9 c:유출계수

r= 188.10 r:설계강우강도(mm/h)

w= 10 w:집수폭(m)

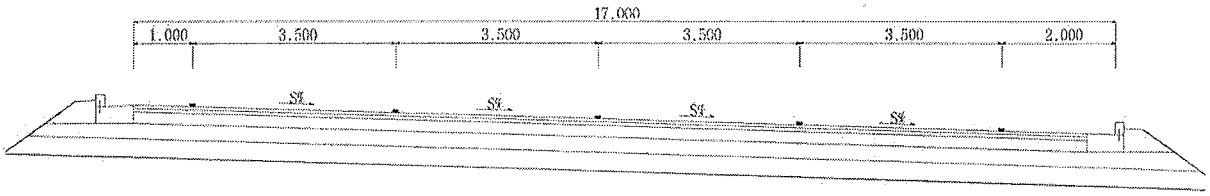
S = 2126.53 Q

계산결과

설치결정 (단위:m)

종단경사 / 횡단경사	0.3%	0.5%	1.0%	3.0%	3.5%	4.0%	4.5%	5.0%	5.5%	6.0%	6.5%
2.0%	8.37	10.807	15.2834	26.471	28.5933	30.5667	32.4211	34.1754	35.8426	37.4354	38.9644
	0	10	10	20	20	30	30	30	30	30	30
3.0%	12.5678	16.2233	22.9452	39.7406	42.924	45.8884	48.672	51.3046	53.8097	56.202	58.4965
	10	10	20	30	40	40	40	50	50	50	50
4.0%	17.4035	22.4689	31.7746	55.0367	59.4471	63.5513	67.4067	71.0516	74.5199	77.8331	81.0122
	10	20	30	50	50	60	60	70	70	70	80
5.0%	22.8347	29.4801	41.6906	72.2105	77.9947	83.3812	88.4381	93.2228	97.7735	102.1201	106.2903
	20	20	40	70	70	80	80	90	90	100	100
6.0%	28.823	37.21	52.6231	91.1451	98.4476	105.2461	111.63	117.6672	123.411	128.8974	134.1627
	20	30	50	90	90	100	100	100	100	100	100

② 본선4차로 (내측구간)



$$S = \frac{3.6 \times 10^6 \times Q}{C \times r \times W}$$

c= 0.9 c:유출계수

r= 188.10 r:설계강우강도(mm/h)

w= 17 w:집수폭(m)

S = 1250.90 Q

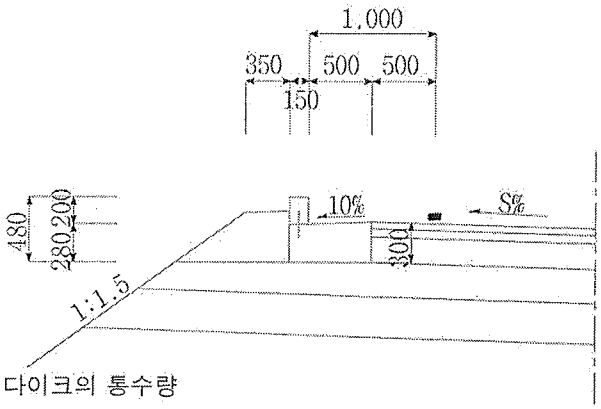
계산결과

설치결정 (단위:m)

종단경사 / 횡단경사	0.3%	0.5%	1.0%	3.0%	3.5%	4.0%	4.5%	5.0%	5.5%	6.0%	6.5%
2.0%	4.9235	6.3571	8.9902	15.5712	16.8196	17.9804	19.0712	20.1032	21.0839	22.0208	22.9202
	0	0	0	10	10	10	10	20	20	20	20
3.0%	7.3928	9.5431	13.4972	23.3768	25.2494	26.9932	28.6306	30.1792	31.6528	33.06	34.4097
	0	0	10	20	20	20	20	30	30	30	30
4.0%	10.2374	13.217	18.6909	32.3745	34.9689	37.3831	39.651	41.795	43.8353	45.7842	47.6543
	10	10	10	30	30	30	30	40	40	40	40
5.0%	13.4322	17.3412	24.5239	42.4768	45.8792	49.0478	52.0224	54.8369	57.5138	60.0707	62.5237
	10	10	20	40	40	40	50	50	50	60	60
6.0%	16.9547	21.8882	30.9547	53.6148	57.9104	61.9095	65.6647	69.216	72.5947	75.822	78.9192
	10	20	30	50	50	60	60	60	70	70	70

※표준구간 및 곡선부 내측의 성토부 도수로 설치 최대간격을 30~100m로 하고 부득이한 경우에 조정할 수 있다.

나)측구저판의 물만 받을 경우(본선, 분리구간 곡선부 외측)



A) 길어깨 횡단경사에 따른 다이크의 통수량

$Q=0.8 \times A \times (1/n) \times R^{2/3} \times I^{1/2}$

길 어 깨 횡단경사	수 위 (H)m	통수면적 (A)m^2	윤변(P) m	경심(R) m	$R^{2/3}$	n	Q (m^3/s)
10%	0.050	0.02500	1.05125	0.02378	0.08270	0.015	$0.11026 \times I^{1/2}$

B) 횡단경사 및 종단 합성 경사에 따른 다이크의 통수량

(m^3/s)

종단경사 / 횡단경사	0.2 (%)	0.5 (%)	1.0 (%)	3.0 (%)	3.5 (%)	4.0 (%)	4.5 (%)	5.0 (%)	5.5 (%)	6.0 (%)	6.5 (%)
10%	0.00427	0.00780	0.01103	0.01910	0.02063	0.02205	0.02339	0.02466	0.02586	0.02701	0.02811

C) 성토부 도수로 설치간격

$$S = \frac{3.6 \times 10^6 \times Q}{C \times r \times W}$$

c= 0.9 c:유출계수

r= 188.10 r:설계강우강도(mm/h)

w= 1.0 w:집수폭(m)

$S = 21265.28\ Q$

계산결과

설치결정 (단위:m)

종단경사 / 횡단경사	0.2%	0.5%	1.0%	3.0%	3.5%	4.0%	4.5%	5.0%	5.5%	6.0%	6.5%
10%	90.812	165.8	234.48	406.12	438.66	468.95	497.4	524.3	549.89	574.34	597.796
	90	160	200	200	200	200	200	200	200	200	200

※ 곡선부 외측으로 길어깨의 물만을 배제할 경우 성토부 도수로 설치 최대간격은 200m로 하며 부득이한 경우 조정할 수 있다.

3.1 L형측구 집수정 설치간격 계산 (본선-평지부)

[1] 본선 - 평지부

(1) 횡단경사에 따른 L형측구의 통수량

$$Q = 0.8 \times A \times (1/n) \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

(n=0.015)

길어깨 횡단경사 (%)	수위 (H1)m	수위 (H2)m	통수면적 (A)m^2	윤변 (P)m	경심 (R)m	$R^{2/3}$	Q (m^3/sec)		비 고
1.0	0.005	0.105	0.056	1.610	0.0349	0.10687	0.32061	x $I^{1/2}$	
2.0	0.010	0.110	0.063	1.615	0.0387	0.11441	0.38136	x $I^{1/2}$	
3.0	0.015	0.115	0.069	1.620	0.0424	0.12166	0.44607	x $I^{1/2}$	
4.0	0.020	0.120	0.075	1.625	0.0461	0.12865	0.51459	x $I^{1/2}$	
5.0	0.025	0.125	0.081	1.631	0.0498	0.13541	0.58677	x $I^{1/2}$	
6.0	0.030	0.130	0.088	1.636	0.0535	0.14196	0.66249	x $I^{1/2}$	
7.0	0.035	0.135	0.094	1.641	0.0571	0.14832	0.74161	x $I^{1/2}$	
8.0	0.040	0.140	0.100	1.647	0.0607	0.15451	0.82403	x $I^{1/2}$	
	0.000	0.100	0.050	1.605	0.0312	0.09901	0.26402	x $I^{1/2}$	* 곡선부외측구간

(2) 횡단 및 종단의 합성경사에 따른 L형측구 통수량 Q(m^3/sec)

종단경사 / 횡단경사	0.3 (%)	0.5 (%)	1.0 (%)	3.0 (%)	4.0 (%)	5.0 (%)	6.0 (%)	7.0 (%)	8.0 (%)	9.0 (%)
1.0 %	0.0176	0.0227	0.0321	0.0555	0.0641	0.0717	0.0785	0.0848	0.0907	0.0962
2.0 %	0.0209	0.0270	0.0381	0.0661	0.0763	0.0853	0.0934	0.1009	0.1079	0.1144
3.0 %	0.0244	0.0315	0.0446	0.0773	0.0892	0.0997	0.1093	0.1180	0.1262	0.1338
4.0 %	0.0282	0.0364	0.0515	0.0891	0.1029	0.1151	0.1260	0.1361	0.1455	0.1544
5.0 %	0.0321	0.0415	0.0587	0.1016	0.1174	0.1312	0.1437	0.1552	0.1660	0.1760
6.0 %	0.0363	0.0468	0.0662	0.1147	0.1325	0.1481	0.1623	0.1753	0.1874	0.1987
7.0 %	0.0406	0.0524	0.0742	0.1285	0.1483	0.1658	0.1817	0.1962	0.2098	0.2225
8.0 %	0.0451	0.0583	0.0824	0.1427	0.1648	0.1843	0.2018	0.2180	0.2331	0.2472
곡선부외측구간	0.0145	0.0187	0.0264	0.0457	0.0528	0.0590	0.0647	0.0699	0.0747	0.0792

(3) 초기 집수정 설치 위치 (본선)

$$S = 3.6 \times 10^6 \times Q / (\gamma \times (C_1 \times W_1 + C_2 \times W_2))$$

S : 도수로 간격(m)

Q : 집수정 배수용량(m^3/sec)

C_1 : 유출계수 포장부 (0.9)

C_2 : 유출계수 깍기부 (0.8)

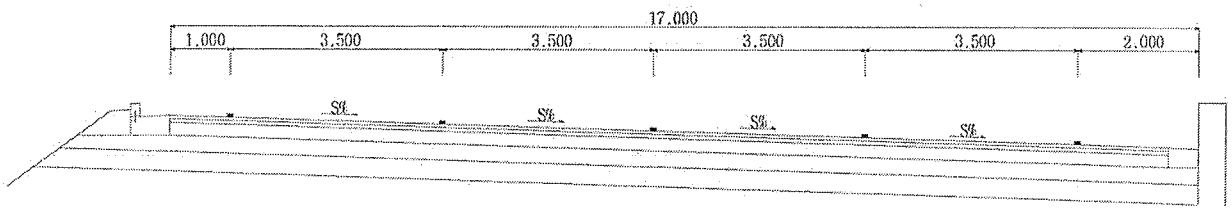
γ : 강우강도(10년빈도) (188.1mm/hr)

W_1 : 집수폭

W_2 : 절개부폭

가. 절개부 폭원이 0m인 경우

가) 곡선부 내측구간



W1 : 17.000 W2 : 0.0

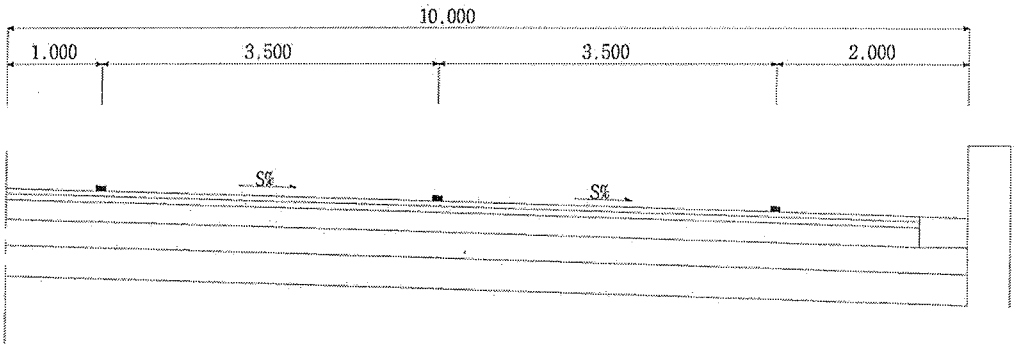
$$S = 3.6 \times 10^6 \times Q / (188.1 \times (0.9 \times 17 + 0.8 \times 0))$$

= 1250.90 Q

설치계산/설치결정 (단위 : m)

종단경사 / 횡단경사	0.3 (%)	0.5 (%)	1.0 (%)	3.0 (%)	4.0 (%)	5.0 (%)	6.0 (%)	7.0 (%)	8.0 (%)	9.0 (%)
1.0 %	22	28	40	69	80	90	98	106	113	120
	20	20	40	60	80	80	90	100	110	120
2.0 %	26	34	48	83	95	107	117	126	135	143
	20	30	40	80	90	100	110	120	130	140
3.0 %	31	39	56	97	112	125	137	148	158	167
	30	30	50	90	110	120	130	140	150	160
4.0 %	35	46	64	111	129	144	158	170	182	193
	30	40	60	110	120	140	150	170	180	190
5.0 %	40	52	73	127	147	164	180	194	208	220
	40	50	70	120	140	160	170	190	200	220
6.0 %	45	59	83	144	166	185	203	219	234	249
	40	50	80	140	160	180	200	210	230	240
7.0 %	51	66	93	161	186	207	227	245	262	278
	50	60	90	160	180	200	220	240	260	270
8.0 %	56	73	103	179	206	230	252	273	292	309
	50	70	100	170	200	230	250	270	290	300

가) 곡선부 내측구간(분리구간)



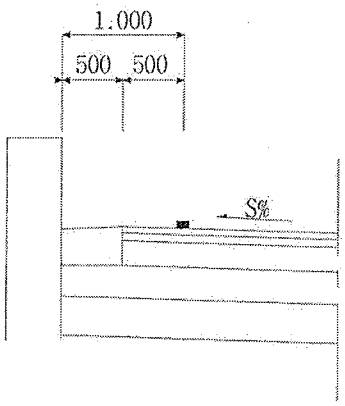
W1 : 10.000 W2 : 0.0

$S = 3.6 \times 10^{6} \times Q / (\times (0.9 \times 10 + 0.8 \times 0))$

= 2126.53 Q

종단경사 / 횡단경사	0.3 (%)	0.5 (%)	1.0 (%)	3.0 (%)	4.0 (%)	5.0 (%)	6.0 (%)	7.0 (%)	8.0 (%)	9.0 (%)
1.0 %	37	48	68	118	136	152	167	180	193	205
	30	40	60	110	130	150	160	180	190	200
2.0 %	44	57	81	140	162	181	199	215	229	243
	40	50	80	140	160	180	190	210	220	240
3.0 %	52	67	95	164	190	212	232	251	268	285
	50	60	90	160	180	210	230	250	260	280
4.0 %	60	77	109	190	219	245	268	290	310	328
	50	70	100	180	210	240	260	280	300	320
5.0 %	68	88	125	216	250	279	306	330	353	374
	60	80	120	210	240	270	300	330	350	370
6.0 %	77	100	141	244	282	315	345	373	398	423
	70	90	140	240	280	310	340	370	390	420
7.0 %	86	112	158	273	315	353	386	417	446	473
	80	110	150	270	310	350	380	410	440	470
8.0 %	96	124	175	304	350	392	429	464	496	526
	90	120	170	300	350	390	420	460	490	520

나) 곡선부 외측구간



W1 : 0.500 W2 : 0.0

$$S = 3.6 \times 10^{6} \times Q / (188.1 \times (0.9 \times 0.5 + 0.8 \times 0))$$

= 42530.57 Q

설치계산/설치결정 (단위 : m)

종단경사 / 횡단경사	0.3 (%)	0.5 (%)	1.0 (%)	3.0 (%)	4.0 (%)	5.0 (%)	6.0 (%)	7.0 (%)	8.0 (%)	9.0 (%)
측구저판 10%	615	794	1123	1945	2246	2511	2750	2971	3176	3369
	610	790	1120	1940	2240	2510	2750	2970	3170	3360

4. 종배수관 연결 최대연장 계산

(1) 설계유량

$Qd = 1/360 \times C \times r \times W \times L \times 10^{-4}$

여기서, Qd : 설계유량(m^3/s)

C : 유출계수(0.9)

r : 강우강도 (188.10 mm/h)

W : 집수폭 - 표준구간 : 13.7 m

- 내측구간 : 26.4 m

- 분리구간 : 13.2 m

L : 종배수관 연결연장(m)

※ $Qd_1 = 1/360 \times 0.9 \times 159.9 \times 13.7 \times L \times 10^{-4} = 4.829 \times 10^{-4} \times L$

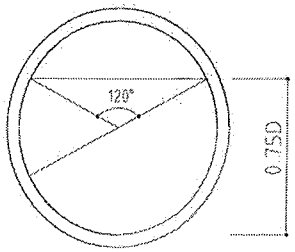
※ $Qd_2 = 1/360 \times 0.9 \times 159.9 \times 26.4 \times L \times 10^{-4} = 9.306 \times 10^{-4} \times L$

※ $Qd_2 = 1/360 \times 0.9 \times 159.9 \times 13.2 \times L \times 10^{-4} = 4.653 \times 10^{-4} \times L$

(2) 통 수 량

$Q = A \times V = A \times (1/n) \times R^{2/3} \times I^{1/2}$

직경별 통수량 산정



$A = \pi d^2/4 \times 240/360 + D/2 \times \sin 60 \times D/2 \times \cos 60 = 0.63185D^2$

$P = \pi \times D \times 240/360 = 2.09440D$

$R = A / P = 0.30169D$

$n = 0.013$

수심 = 0.75D

직 경 (mm)	수 심 (0.75)m	통수면적 (A)m	윤변(L) (P)m	경심(R) (R)m	$R^{2/3}$	1/n 0.013	Q (m^3/s)	비 고
300	0.2250	0.0569	0.62832	0.0905	0.2016	76.9231	$0.8818 \times I^{1/2}$	
450	0.3375	0.1279	0.94248	0.1358	0.2641	76.9231	$2.5998 \times I^{1/2}$	
600	0.4500	0.2275	1.25664	0.1810	0.3200	76.9231	$5.5990 \times I^{1/2}$	
800	0.6000	0.4044	1.67552	0.2413	0.3876	76.9231	$12.0581 \times I^{1/2}$	

※ 경사에 따른 통수량

직 경 \ 종단경사 $I^{1/2}$	0.3 0.0548 (%)	1.0 0.1000 (%)	2.0 0.1414 (%)	2.5 0.1581 (%)	3.0 0.1732 (%)	3.5 0.1871 (%)	4.0 0.2000 (%)	5.0 0.2236 (%)	6.0 0.2449 (%)
D 300	0.04832	0.08818	0.12468	0.13941	0.15273	0.16498	0.17636	0.19717	0.21595
D 450	0.14247	0.25998	0.36761	0.41103	0.45028	0.48642	0.51996	0.58131	0.63669
D 600	0.30682	0.55990	0.79170	0.88520	0.96975	1.04757	1.11980	1.25193	1.37119
D 800	0.66079	1.20581	1.70502	1.90639	2.08847	2.25608	2.41162	2.69620	2.95303

(3) 최대연결 연장계산

◎ 표준구간

Qd ≥ Q인 L계산

$4.829 \times 10^{-4} \times L = Qd$

$L = Qdx10^{4} \div 4.8293$

설치계산
설치결정 (단위 : m)

종단경사 / 직 경	0.3 (%)	1.0 (%)	2.0 (%)	2.5 (%)	3.0 (%)	3.5 (%)	4.0 (%)	5.0 (%)	6.0 (%)
D 300	100.06	182.59	258.18	288.68	316.25	341.63	365.18	408.27	447.17
	100	180	250	280	310	340	360	400	440
D 450	295.01	538.34	761.21	851.11	932.40	1007.23	1076.68	1203.72	1318.39
	290	530	760	850	930	1000	1070	1200	1310
D 600	635.34	1159.38	1639.36	1832.98	2008.05	2169.20	2318.76	2592.37	2839.32
	630	1150	1630	1830	2000	2160	2310	2590	2830
D 800	1368.28	2496.87	3530.57	3947.55	4324.58	4671.64	4993.74	5583.00	6114.83
	1360	2490	3530	3940	4320	4670	4990	5580	6110

◎ 내측구간

Qd ≥ Q인 L계산

$9.306 \times 10^{-4} \times L = Qd$

$L = Qdx10^{4} \div 9.306$

설치계산
설치결정 (단위 : m)

종단경사 / 직 경	0.3 (%)	1.0 (%)	2.0 (%)	2.5 (%)	3.0 (%)	3.5 (%)	4.0 (%)	5.0 (%)	6.0 (%)
D 300	51.93	94.75	133.98	149.81	164.12	177.29	189.51	211.87	232.05
	50	90	130	140	160	170	180	210	230
D 450	153.09	279.37	395.03	441.68	483.86	522.70	558.74	624.67	684.17
	150	270	390	440	480	520	550	620	680
D 600	329.71	601.65	850.74	951.21	1042.06	1125.69	1203.31	1345.30	1473.45
	320	600	850	950	1040	1120	1200	1340	1470
D 800	710.06	1295.74	1832.17	2048.56	2244.22	2424.32	2591.47	2897.27	3173.26
	710	1290	1830	2040	2240	2420	2590	2890	3170

L/0형 종배수관 수리계산

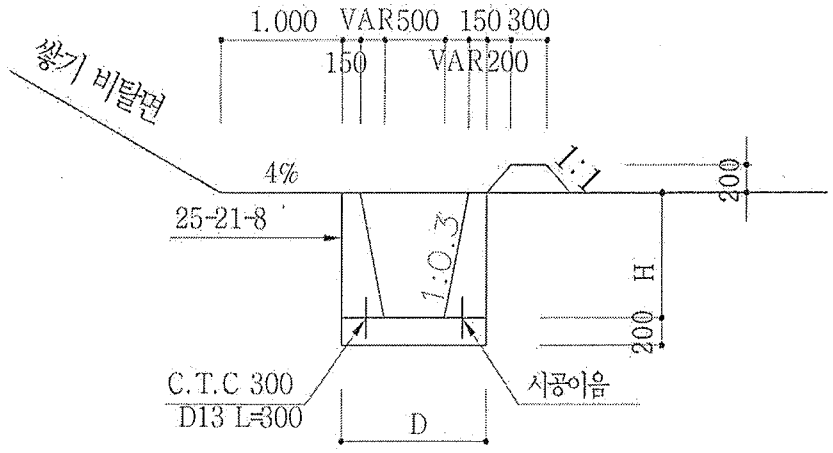
r : 강우강도(10년빈도): 188.1 mm/hr

번호	위치(STA) 시점	위치(STA) 종점	방향	유역면적 (KM^2)	유출계수 (C)	종단경사 (%)	종배수관 규격 450	종배수관 규격 600	종배수관 규격 800	유역면적 및유출 계수에따른 통수량	배수관 적용(D)	비고
1	0+920	1+380	좌	0.0049	0.9	1.000	0.260	0.560	1.206	0.2306	450	ramp-a
2	0+920	1+380	우	0.0049	0.9	1.000	0.260	0.560	1.206	0.2306	450	ramp-b
3	0+765	0+890	우	0.0021	0.9	0.300	0.142	0.307	0.660	0.1000	450	ramp-c
4	0+890	1+005	우	0.0041	0.9	0.300	0.142	0.307	0.660	0.1920	600	ramp-c
5	0+205	0+310	우	0.0024	0.9	0.300	0.142	0.307	0.660	0.1120	450	ramp-d
6	8+260	8+460	우	0.0028	0.9	0.300	0.142	0.307	0.660	0.1294	450	ramp-a
7	8+340	8+495	우	0.0020	0.9	0.300	0.142	0.307	0.660	0.0941	450	ramp-b

5. V형측구 규격계산

가. 통 수 량

V형측구 - TYPE 1, 2, 3



1) 형식별 V형측구의 통수량 Q

$Q = A \times V = A \times (1/n) \times R^{2/3} \times I^{1/2}$

구 분	수위(0.8H) (m)	너 비(D) (m)	통수면적 (m^2)	윤변(P) (m)	경심(R) (m)	$R^{2/3}$	n	Q (m^3/sec)
형식-1 (H=0.45M)	0.36000	0.50000	0.21888	1.25170	0.17487	0.31271	0.015	4.56306 x $I^{1/2}$
형식-2 (H=0.60M)	0.48000	0.50000	0.30912	1.50227	0.20577	0.34854	0.015	7.18271 x $I^{1/2}$
형식-3 (H=1.00M)	0.80000	0.50000	0.59200	2.17045	0.27275	0.42057	0.015	16.59850 x $I^{1/2}$

2) 종단경사에 따른 V형측구의 통수량 Q(m^3/sec)

종단경사 / $I^{1/2}$ / 직 경	0.5% 0.0707 (%)	1.0% 0.1000 (%)	1.3% 0.1136 (%)	2.0% 0.1414 (%)	3.0% 0.1732 (%)	4.0% 0.2000 (%)	5.0% 0.2236 (%)	6.0% 0.2449 (%)	7.0% 0.2646 (%)	8.0% 0.2828 (%)
형식-1	0.32261	0.45631	0.51836	0.64522	0.79032	0.91261	1.02030	1.11749	1.20739	1.29043
형식-2	0.50782	0.71827	0.81596	1.01564	1.24405	1.43654	1.60605	1.75905	1.90055	2.03127
형식-3	1.17351	1.65985	1.88559	2.34703	2.87486	3.31970	3.71142	4.06497	4.39196	4.69406

3) 유출계수 및 유역면적에 따른 통수량 Q(m^3/sec)

Q = 1/3.6 x C x r x A (r=151.2mm/hr)

유출계수(C) / 유역면적(A)	0.2	0.3	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	비 고
0.005	0.0420	0.0630	0.1050	0.1260	0.1470	0.1680	0.1890	
0.010	0.0840	0.1260	0.2100	0.2520	0.2940	0.3360	0.3780	
0.015	0.1260	0.1890	0.3150	0.3780	0.4410	0.5040	0.5670	
0.020	0.1680	0.2520	0.4200	0.5040	0.5880	0.6720	0.7560	
0.025	0.2100	0.3150	0.5250	0.6300	0.7350	0.8400	0.9450	
0.030	0.2520	0.3780	0.6300	0.7560	0.8820	1.0080	1.1340	
0.035	0.2940	0.4410	0.7350	0.8820	1.0290	1.1760	1.3230	
0.040	0.3360	0.5040	0.8400	1.0080	1.1760	1.3440	1.5120	

4) 유출계수 및 유역면적에 따른 설계유량Q(㎥/sec)

① 자연 사면

$Qd_1 = 0.278 \times C_1 \times r_1 \times A_1$

② 포 장 면

$Qd_2 = 0.278 \times C_2 \times r_2 \times A_2$

여기서, C_1, C_2 : 유출계수

r_1, r_2 : 강우강도(mm/hr) (생기빈도:10년) 188.1 mm/hr

A_1, A_2 : 유역면적(㎢)

③ 설계유량

$Qd = Qd_1 + Qd_2$

5) 측구의 단면결정

TYPE별 통수량에 대한 유출계수 및 유역면적에 따른 설계유량과의 비교에 따라 규격 결정

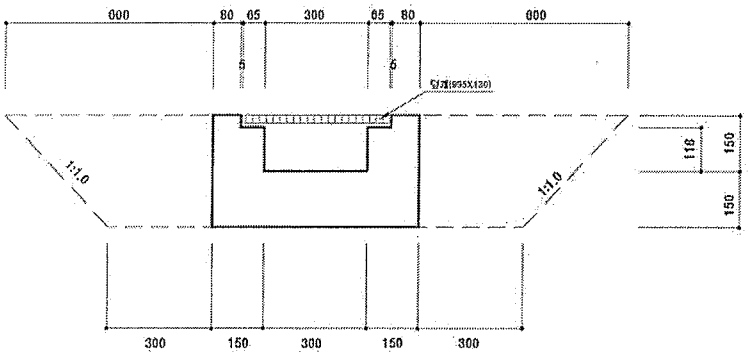
※ Q > Qd (OK)

나. V형측구 형식 검토

순서	측 점		방향	형식	종단경사	통수량	설계유량(Q) = 0.278CIA				검토 결과	비 고
	시점	종점			(%)	(Qd)	C	I (㎜/hr)	A (㎢)	Q (㎥/sec)	Qd > Q 이면 O.K	
1	0+648.0	0+680.0	우	V1	0.150	0.177	0.70	188.1	0.0001	0.004	OK	R-C
2	0+680.0	1+050.0	우	V1	0.150	0.177	0.70	188.1	0.0003	0.011	OK	R-C
3	0+110.0	0+640.0	우	V1	0.300	0.250	0.70	188.1	0.0066	0.242	OK	올림픽대로 이설

6. U형측구 규격계산

가. U형측구(형식-1) 수리계산



(1) TYPE에 따른 통수량

$Q = A \times V = A \times (1/n) \times R^{2/3} \times I^{1/2}$

구 분	수 위 (0.8H)	너 비 (D)m	통수면적 (m^2)	윤변(L) (m)	경심(R) (m)	$R^{2/3}$	1/n 0.015	Q (m^3/sec)
형식-1 (H=0.15M)	0.12	0.30	0.0360	0.540	0.0667	0.1644	66.667	0.3946 $\times I^{1/2}$

(2) 종단경사에 따른 통수량

경 사	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
$I^{1/2}$	0.1000	0.1414	0.1732	0.2000	0.2236	0.2449	0.2646	0.2828	0.3000	0.3162
직 경	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
형식-6	0.03946	0.05580	0.06834	0.07892	0.08823	0.09664	0.10441	0.11159	0.11838	0.12477

U형측구 수리검토 현황

번 호	위 치(STA)		방향	유역면적(㎢)	유출계수	유로경사	TYPE별 경사에 따른 통수량			유역면적 및 유출계수에 따른 설계유량 (㎥/sec)		TYPE	비 고
	시 점	종 점		(A_1,A_2)	(C_1,C_2)	(%)	TYPE-1	TYPE-2	TYPE-3	(Qd_1,Qd_2)	Qd	적용	
1	0+890	0+920	여의도방향	0.0003	0.8 0.9	1.10	0.039			0.013	0.013	U1	
2	0+890	0+920	인천방향	0.0003	0.8 0.9	1.10	0.039			0.013	0.013	U1	

Ⅳ. 방수문 계산서

1. 방 수 문

(ROLLER GATE LEAF & GUIDE FRAME)

(W)6.60Mx(H)4.24Mx2련

--- 목 차 ---

1. 설계 조건 (Design Condition) --- 3

2. 설계응력 (Design stress) --- 4

3. 설계 하중 (Design Load) --- 6

4. 주 빔의 강도계산 (Strength of main horizontal beam) --- 8

5. 수직 빔의 강도계산 (Strength of Vertical beam) --- 13

6. Skin Plate 강도계산 --- 16

7. 양단 종 빔의 강도계산 (End post beam) --- 18

8. 주 Roller 의 강도계산 (Strength of main roller) --- 21

9. Side Roller 의 강도계산 (Strength of Side roller) --- 27

10. 권양하중 (Hoisting Load) --- 31

11. Sheave & Wire rope 강도계산 --- 33

12. Main Track (Guide Frame) 강도계산 --- 35

1. 설계 조건 (Design Condition)

1) 형 식 (Type)	:	Steel Girder Type Roller Gate
2) 수 량 (Quantity)	:	2 set's
3) 수문크기 (Gate size)	:	6.820 (Seal span) x 4.400 (Height)
4) Clear span	:	6.600 (m)
5) Clear height	:	4.240 (m)
6) 설계 수위 (Design water Level)	:	설계 홍수위 M.F.H.W.L EL (+) 14.460
7) Sill 표고 (Elevation of sill)	:	Sill EL (+) 4.330
8) 수밀 방법 (Water tightness)	:	4 방 수밀 고무 지수
9) 부식 여유 (Corrosion allowance)	:	1.0 (mm)
10) 주 빔의 최대처짐 (Max Deflection of main beam)	:	지지 간격(Supporting span)의 1/800
11) 권 양 형 식 (Hoisting Type)	:	1 Motor 2 Drum Wire Rope Winding Type
12) 권 양 속 도 (Hoisting speed)	:	0.3 m/min ± 10%
13) 전 압 (Power Source)	:	440 v x 60Hz x 3Φ
14) 주요 재질 (Material)	:	SS400, STS304, SM490 외
15) 적용 기준	:	한국 산업규격 KS
		일본 공업규격 JIS
		수문 철관 기술기준
		기타 관련 법규

2. 설계응력 (Design stress)

1) 강구조물 부재 (Structural steel members)

강구조물 부재 설계시 정상 하중에 대한 허용응력은 아래에 명시된 규정에 따라야 한다.

(Unit:kgf/㎠)

강의 재질 (Steel material)	SS 400 & SM 400 두께 ≤ 40mm	SM 490 두께 ≤ 40mm
(1) 축방향 인장응력(Axial tensile stress,σt) (순단면적에 대하여(Per net sectional area))	1,200	1,600
(2) 축방향 압축응력(Axial compressive stress,σc) (총단면적에 대하여(Per gross sectional area))	1) ℓ/γ ≤ 20 ; 1,200	1) ℓ/γ ≤ 15 ; 1,600
압축부재(Compressive member)	2) 20 < ℓ/γ ≤ 93 : 1,200 - 7.5 (ℓ/γ - 20)	2) 15 < ℓ/γ ≤ 80 : 1,600 - 11.2 (ℓ/γ - 20)
ℓ: 부재의 좌굴길이 (cm) (Buckling length of compressive member) γ: 압축부재의 단면의 곡면 2차 반경(㎝) (Minimum radius of gyration of sectional area of compressive member)	3) 93 < ℓ/γ ; 10,000,000 / (6,700 + (ℓ/γ)²)	3) 93 < ℓ/γ ; 10,000,000 / (5,000 + (ℓ/γ)²)
압축 첨접재	1,200	1,600
(3) 굽힘 응력(Bending Stress) (σb)	1,200	1,600
굽힘 인장응력(Bending tensile stress) (순단면적에 대하여(Per net sectional area))	1) ℓ/b ≤ 9/k ; 1,200	1) ℓ/b ≤ 8/k ; 1,600
굽힘 압축응력(Bending compressive stress) (총단면적에 대하여(Per gross sectional area))	2) 9/k < ℓ/b ≤ 30 : 1,200 - 11 (k (ℓ / γ) - 9)	2) 8/k < ℓ/b ≤ 80 : 1,600 - 16 (k (ℓ / γ) - 8)
Aw : 復板의 총단면적 (㎠) (Sectional area of web plate) Ac : 압축 후렌지의 총단면적 (㎠) (Sectional area compressive flange) ℓ : 압축후렌지의 고정점간거리 (cm) (Supporting length of compressive flange) b : 압축 후렌지의 폭 (cm) (Wide of compressive flange)	Aw/Ac < 2 의 경우는 k = 2로 한다.	

강의 재질 (Steel material)	SS 400 & SM 400B 두께 ≤ 40mm	SM 490B 두께 ≤ 40mm
$k = \sqrt{3 + \frac{Aw}{2Ac}}$ In case of compressive flange directly welded with skin plate (압축 후렌지가 Skin plate 에 직접 용접된 경우)	1,200	1,600
(4) 전단 응력(Shearing stress,σt) (총단면적에 대하여(Per gross sectional area))	700	900
(5) 비 고 t > 40 mm	σa x 0.92	σa x 0.94
(6) 조 합 응 력	1.5 σa	

2) 기계 가공품(Machine parts)

재 질	인장응력에 대한안전율	압축응력에 대한안전율	전단응력에 대한안전율
일반 구조용 압연강재 (SS) 혹은 용접구조용 강재 (SM)	5	5	8.7
탄소강 단조강재 (SF)	5	5	8.7
기계 구조용 탄소강재 (SM_C)	5	5	8.7
탄소강 주강품 (SC)	5	5	8.7
회주철품 (GC)	10	3.5	10
청동 주물 (BC)	8	8	10
Wire Rope	8 (개폐하중에 대하여)		

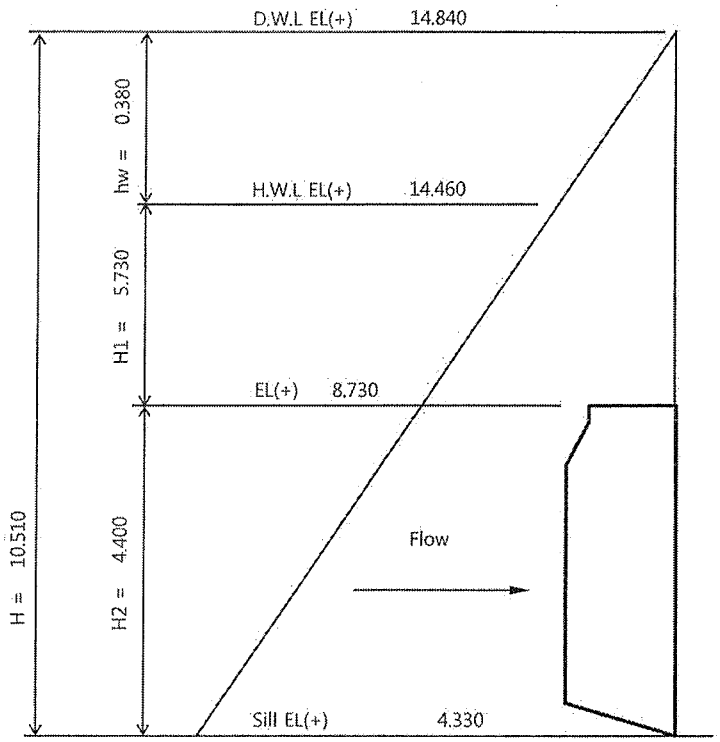
3) 콘크리트 응력 (Concrete stress)

정상 하중에서 콘크리트의 지지응력과 전단응력은 70 kgf/㎠ 과 9 kgf/㎠ 을 초과해서는 안된다.

3. 설계하중 (Design Load)

-. Design load shell be calculated due to hydrauric load

3.1 Specail Loading Case



W1 = 1 / 2 x γw x (H² - H1²) x B = 249.3766 Tonf

Where,

H	=	설계수심(Design head on sill)	=	10.510	M
H1	=	설계수심-비체높이(Lintel seal height)	=	6.110	M
H2	=	비체높이(Densign head at lintel seal height)	=	4.400	M
B	=	수압폭 (Sealing span)	=	6.820	M
γw	=	물의 비중량	=	1.000	Tonf/m³

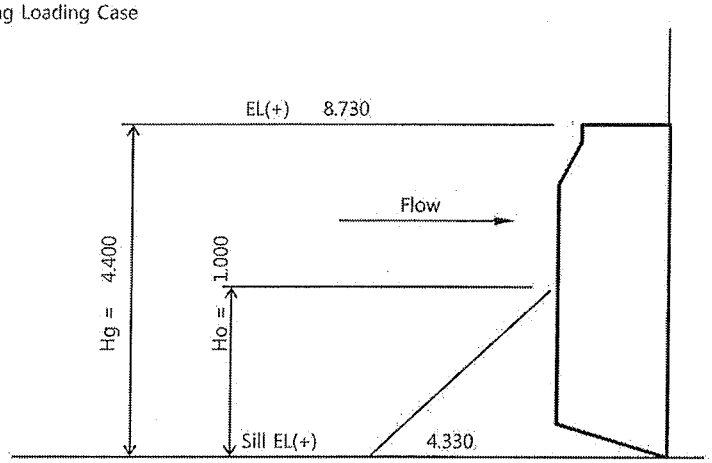
hw = 바람에 의한 파랑고 0.380 (m) (S.M.B 법에 의한 월슨의 개량식)

hw = 0.00086 x $V^{1.1}$ x $F^{0.45}$ = 0.380 (m)

V = 수면상 10 m 에서의 10 분간 평균 풍속 (m/s) = 20.000 (m/sec)

F = 대안거리 = 500 (m)

3.2 Operating Loading Case

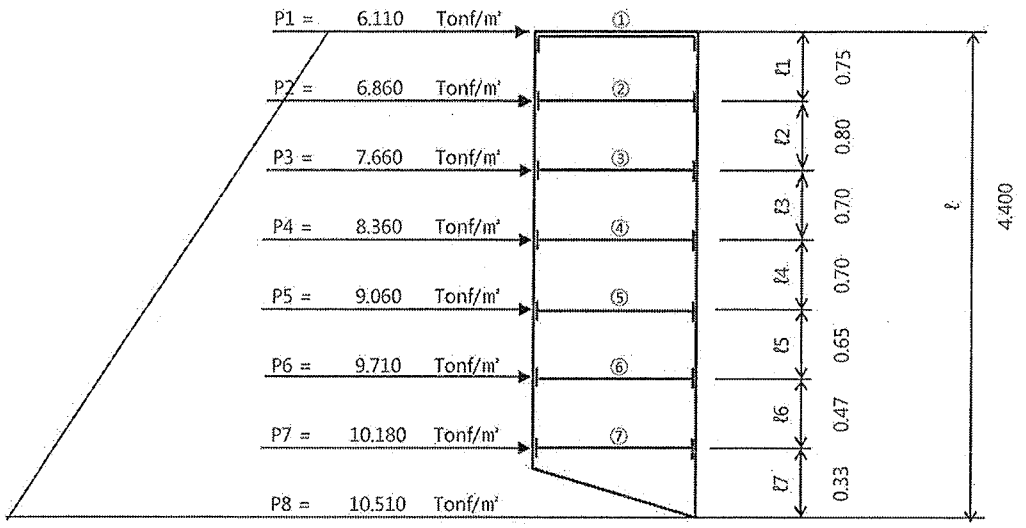


W1 = 1 / 2 x γw x (H ²) x B = 3.4100 Tonf

Where,	H	=	조작수심(Operating head on sill)	=	1.000	M
	Hg	=	비체높이(Densign head at lintel seal height)	=	4.400	M
	B	=	수압폭 (Sealing span)	=	6.820	M
	γw	=	물의 비중량	=	1.000	Tonf/㎥

4. 주 빔의 강도계산 (Strength of main horizontal beam)

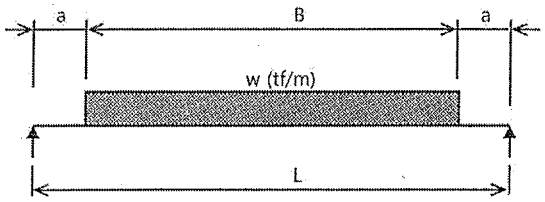
4.1 각 빔의 배치 및 수압 하중 (Distribution of load on the each beams)



4.2 각 빔의 반력 (Reaction of each beams)

No	Calculation of load	P (tf)	Sub-total(tf)
①	1/6 x (2 x P1 + P2) x ℓ1 x B	16.2666	16.2666
②	1/6 x (2 x P2 + P1) x ℓ1 x B	16.9059	36.3484
	1/6 x (2 x P2 + P3) x ℓ2 x B	19.4425	
③	1/6 x (2 x P3 + P2) x ℓ2 x B	20.1699	39.0121
	1/6 x (2 x P3 + P4) x ℓ3 x B	18.8422	
④	1/6 x (2 x P4 + P3) x ℓ3 x B	19.3992	39.9122
	1/6 x (2 x P4 + P5) x ℓ4 x B	20.5131	
⑤	1/6 x (2 x P5 + P4) x ℓ4 x B	21.0701	41.6325
	1/6 x (2 x P5 + P6) x ℓ5 x B	20.5625	
⑥	1/6 x (2 x P6 + P5) x ℓ5 x B	21.0427	36.8566
	1/6 x (2 x P6 + P7) x ℓ6 x B	15.8138	
⑦	1/6 x (2 x P7 + P6) x ℓ6 x B	16.0649	39.3481
	1/2 x (P7 + P8) x ℓ7 x B	23.2832	
Total			249.3766

4.3 굽힘 모우멘트 (Bending moment) 전단력 (Shearing force)



$M = (w \times B) / 8 \times (2 \times L - B)$

$= (W / 8) \times (2 \times L - B)$

$Q = (w \times b) / 2$

Where w = 주빔에 작용하는 하중 (Action load of main beam)

L = 로울러 중심간 거리 (Supporting span) = 7.320 (m)

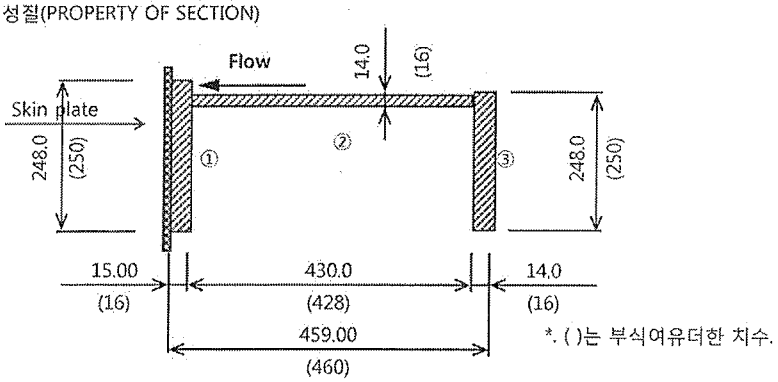
B = 수밀 폭 (Sealling span) = 6.820 (m)

Q(tf)		M(tf.m)		Q(tf)	
W1	16.2666	M1	15.9006	Q1	8.1333
W2	36.3484	M2	35.5306	Q2	18.1742
W3	39.0121	M3	38.1343	Q3	19.5061
W4	39.9122	M4	39.0142	Q4	19.9561
W5	41.6325	M5	40.6958	Q5	20.8163
W6	36.8566	M6	36.0273	Q6	18.4283
W7	39.3481	M7	38.4628	Q7	19.6741

4.4 단면계수 및 관성 모우멘트 (Moment of inertia & section modulus)

4.4.1 Upper Beam "①" beam ([- 460 x 250 (250) x 16 / 16)

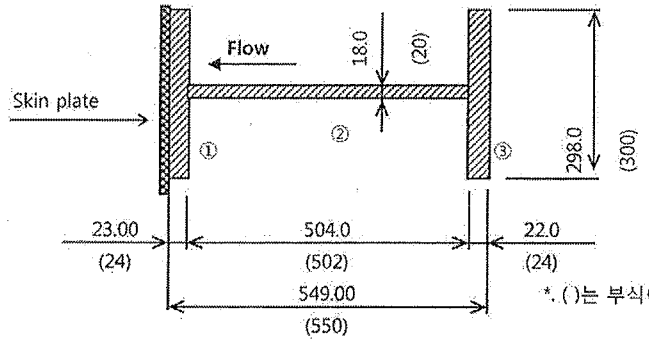
(1) 단면의 성질(PROPERTY OF SECTION)



BEAM NO.	단면(SECTION)		A	y	Ay	Ay^2	Io
	t (㎝)	w (㎝)	($㎝^2$)	($㎝^3$)	($㎝^3$)	($㎝^4$)	($㎝^4$)
①	1.50	24.80	37.20	22.25	827.70	18416.3	6.90
②	1.40	43.00	60.20	-	-	-	9275.8
③	1.40	24.80	34.72	-22.200	-770.79	17111.5	5.60
TOTAL	Σ		132.12	-	56.91	35527.8	9288.3
편심량 (e)	ΣAy / ΣA = 0.43 (㎝)						
중심축위치	yt = 22.57 (㎝) yc = 23.33 (㎝)						
단면 2차모멘트	$\Sigma In = \Sigma Ay^2 + \Sigma Io - \Sigma Ae^2$ = 44791.59 ($㎝^4$)						
단면계수	Zt = ΣIn / yt = 1984.63 ($㎝^3$)						
	Zc = ΣIn / yc = 1919.85 ($㎝^3$)						

4.4.2 Horizontal Beam "②","⑧" beam (H- 550 x 300 x 20 / 24)

(1) 단면의 성질(PROPERTY OF SECTION)



BEAM NO.	단면(SECTION)		A	y	Ay	Ay^2	Io
	t (㎝)	w (㎝)	(㎠)	(㎠)	(㎠)	($㎝^4$)	($㎝^4$)
①	2.30	29.80	68.54	26.35	1806.02	47588.6	30.20
②	1.80	50.40	90.72	-	-	-	19203.6
③	2.20	29.80	65.56	-26.300	-1724.23	45347.2	26.40
TOTAL	Σ		224.82	-	81.79	92935.8	19260.2
편심량 (e)	ΣAy / ΣA = 0.36 (㎝)						
중심축위치	yt = 27.14 (㎝) yc = 27.76 (㎝)						
단면 2차모멘트	$\Sigma In = \Sigma Ay^2 + \Sigma Io - \Sigma Ae^2$ = 112166.24 ($㎝^4$)						
단면계수	Zt = ΣIn / yt = 4133.45 (㎠)						
	Zc = ΣIn / yc = 4040.02 (㎠)						

4.5 굽힘 응력 (Bending stress) 전단 응력 (Shearing force)

σ = M (max) / Zc < σa = 1,200 kgf/㎠

τ = Q (max) / Aw < τa = 700 kgf/㎠

Beam No.	Bending Stress			Shearing Stress	
	σt	σc	σa	τ	τa
"①" beam	801.19	828.22	1200	135.10	700
"②" beam	859.59	879.47	1200	200.33	700
"③" beam	922.58	943.92	1200	215.01	700
"④" beam	943.86	965.69	1200	219.97	700
"⑤" beam	984.55	1,007.32	1200	229.46	700
"⑥" beam	871.60	891.76	1200	203.13	700
"⑦" beam	930.52	952.05	1200	216.87	700

허용응력 (Allowable Stress) (Used Material : SM400)

ℓ / b ≤ 9 / K = 1,200 kgf/㎠

8 / k < ℓ / b ≤ 30 : 1,200 - 11 x (K x (ℓ / b) - 9)

"①" Aw / Ac = 1.73 < 2 경우 K = 2

9 / k = 4.50 > ℓ / b = 1.73

σa = 1,200 kgf/㎠

"②" Aw / Ac = 1.38 < 2 경우 K = 2

9 / k = 4.50 > ℓ / b = 1.69

σa = 1,200 kgf/㎠

4.6 수평 빔의 처짐 (Deflection of horizontal beam)

$\delta = W / (48 \times E \times Ix) \times (L^3 - L \times B^2 / 2 + B^3 / 8)$

Where W = 주빔에 작용하는 하중 (Action load of main beam) (w x B) (kgf)

L = 로울러 중심간 거리 (Supporting span) = 732 cm

B = 수압 폭 (Sealing span) = 682 cm

E = 강의 탄성 계수 (Modulus of longitudial elasticity) = 2100000 kgf/㎠

I = 관성 모우멘트 (Moment of inertia) (cm^4)

Beam No.	W(tf)	Ix(cm^4)	L(cm)	B(cm)	δ(cm)	ε(< 1/800)
"①" beam	16.2666	44791.59	732.00	682.00	0.943	776.55
"②" beam	36.3484	112166.24			0.841	870.25
"③" beam	39.0121	112166.24			0.903	810.83
"④" beam	39.9122	112166.24			0.924	792.55
"⑤" beam	41.6325	112166.24			0.963	759.80
"⑥" beam	36.8566	112166.24			0.853	858.25
"⑦" beam	39.3481	112166.24			0.911	803.91

4.7 수평빔의 단면 성능 검토

4.7.1 Web의 필요 판두께

-. 수직 보강재가 없는 경우 : $t1 = b / 60$

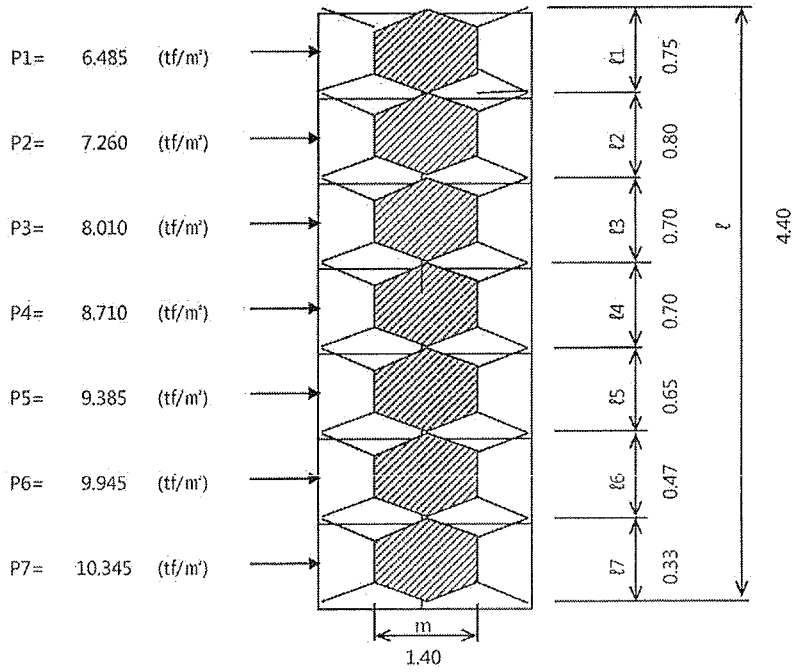
-. 수직 보강재가 있는 경우 : $t2 = b / 130$

-. 수직 보강재의 간격 : $d \leqq 3200 \sqrt{\frac{t_w}{\frac{S}{A}}}$

Beam No.	t1(mm)	t2(mm)	tw(mm)			d(cm)
"①" beam	7.167	3.308	<	18.0	OK	495.550
"②~⑧" beam	8.400	3.877	<	18.0	OK	380.253

5. 수직 빔의 강도계산 (Strength of vertical beam)

5.1 수직 빔에 작용하는 수압 (Action load of beam)



i) $\ell > m$ 의 경우 $M = (P \times m) / 24 \times (3\ell^2 - m^2)$

$S = (P \times m) / 2 \times (\ell - m / 2)$

ii) $\ell = m$ 의 경우 $M = (P \times m \times \ell^2) / 12$ $S = (P \times m \times \ell) / 4$

iii) $\ell < m$ 의 경우 $M = (P \times \ell^3) / 12$ $S = (P \times \ell^2) / 4$

Where M : 굽힘 모우멘트 (Bending moment) (tf·m)

S : 전 단 력 (Shearing force) (tf)

p : 수압 (Water pressure)

m : 수직 빔의 간격 (m)

ℓ : 수평 빔의 간격 (m)

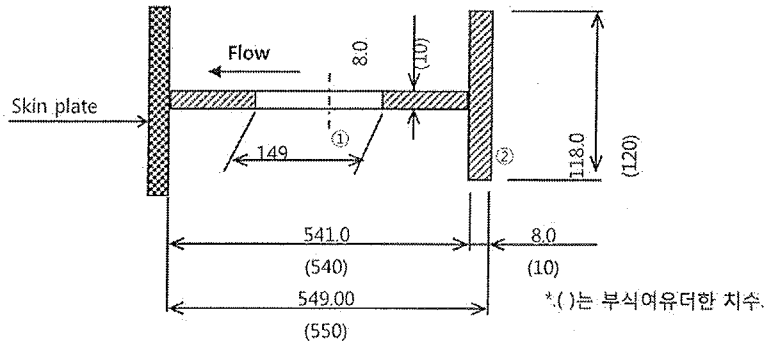
5.2 굽힘 모우멘트 (Bending moment) & 전단력 (Shearing Force)

No.	P(tf/m²)	ℓ	M(tf.m)	S(tf)	Remarks
1	6.485	0.7500	0.2280	0.9120	
2	7.260	0.8000	0.3098	1.1617	
3	8.010	0.7000	0.2290	0.9813	
4	8.710	0.7000	0.2490	1.0670	
5	9.385	0.6500	0.2148	0.9913	
6	9.945	0.4700	0.0860	0.5492	
7	10.345	0.3300	0.0310	0.2817	

5.3 단면계수 및 관성 모우멘트 (Moment of inertia & section modulus)

5.3.1 Vertical Beam (T - 550 x 120 x 10 / 10) Used Material : SM400

1) 단면의 성질(PROPERTY OF SECTION)



BEAM NO.	단면(SECTION)		A	y	Ay	Ay²	Io
	t (cm)	w (cm)	(cm²)	(cm³)	(cm³)	(cm⁴)	(cm⁴)
①	0.80	39.20	31.36	-	-	-	4015.70
②	0.80	11.80	9.44	27.45	259.13	7113.06	109.50
TOTAL	Σ		40.80	27.45	259.13	7113.06	4125.20
편심량 (e)	ΣAy / ΣA = 6.35 (cm)						
중심축위치	yt = 20.70 (cm) yc = 34.20 (cm)						
단면 2차모멘트	ΣIn = $\Sigma Ay^2 + \Sigma Io - \Sigma Ae^2$ = 9592.50 (cm^4)						
단면계수	Zt = ΣIn / yt = 463.43 (cm³)						
	Zc = ΣIn / yc = 280.47 (cm³)						

5.4 굽힘 응력 (Bending stress)

$\sigma t = Mmax / Zt = 66.84 kgf/cm^2 < 1,200 kgf/cm^2 \therefore OK$

$\sigma c = Mmax / Zc = 110.45 kgf/cm^2 < 1,200 kgf/cm^2 \therefore OK$

5.5 전단 응력 (Shearing force)

$\tau = Q(Smax) / Aw = 37.04 kgf/cm^2 < 700 kgf/cm^2 \therefore OK$

5.6 수직 빔의 처짐 (Deflection of Verticall beam)

$\delta = W / (48 \times E \times Ix) \times (L^3 - L \times B^2 / 2 + B^3 / 8)$

Where W = 주빔에 작용하는 하중 (Action load of main beam) (w x B) (kgf)

L = 수평빔 배치 간격

B = 수압 폭 (Sealing span) = 682 cm

E = 강의 탄성 계수 (Modulus of longitudial elasticity) = 2100000 kgf/cm²

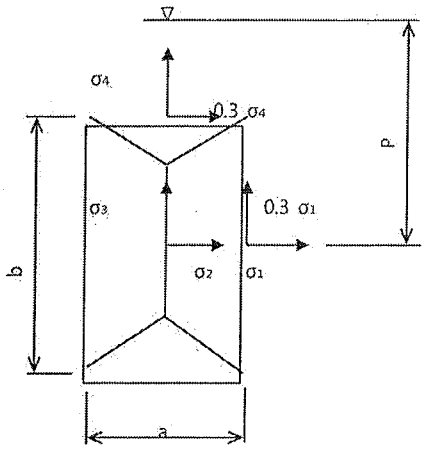
I = 관성 모우멘트 (Moment of inertia) (cm^4)

Beam No.	W(tf)	Ix(cm^4)	L(cm)	B(cm)	δ(cm)	ε(< 1/800)
"①" beam	6.4853	9592.50	75.00	682.00	0.152	4822.33
"②" beam	7.2603	9592.50	80.00		0.162	4521.90
"③" beam	8.0103	9592.50	70.00		0.196	3725.81
"④" beam	8.7103	9592.50	70.00		0.214	3426.39
"⑤" beam	9.3853	9592.50	65.00		0.241	3039.68
"⑥" beam	9.9453	9592.50	47.00		0.296	2468.94

6. Skin plate 강도계산

-. Skin plate 의 굽힘 응력은 "Timoshenko's" formula에 의하여 검토한다.

$$\sigma = \frac{1}{100} \times k \times a^2 \times \frac{P}{(t-\varepsilon)^2}$$



Where

σ: Stress (kgf/㎟)

K : b/a 에 의한 계수

a : 사각 평판의 단변의 길이 (cm)

b : 사각 평판의 장변의 길이 (cm)

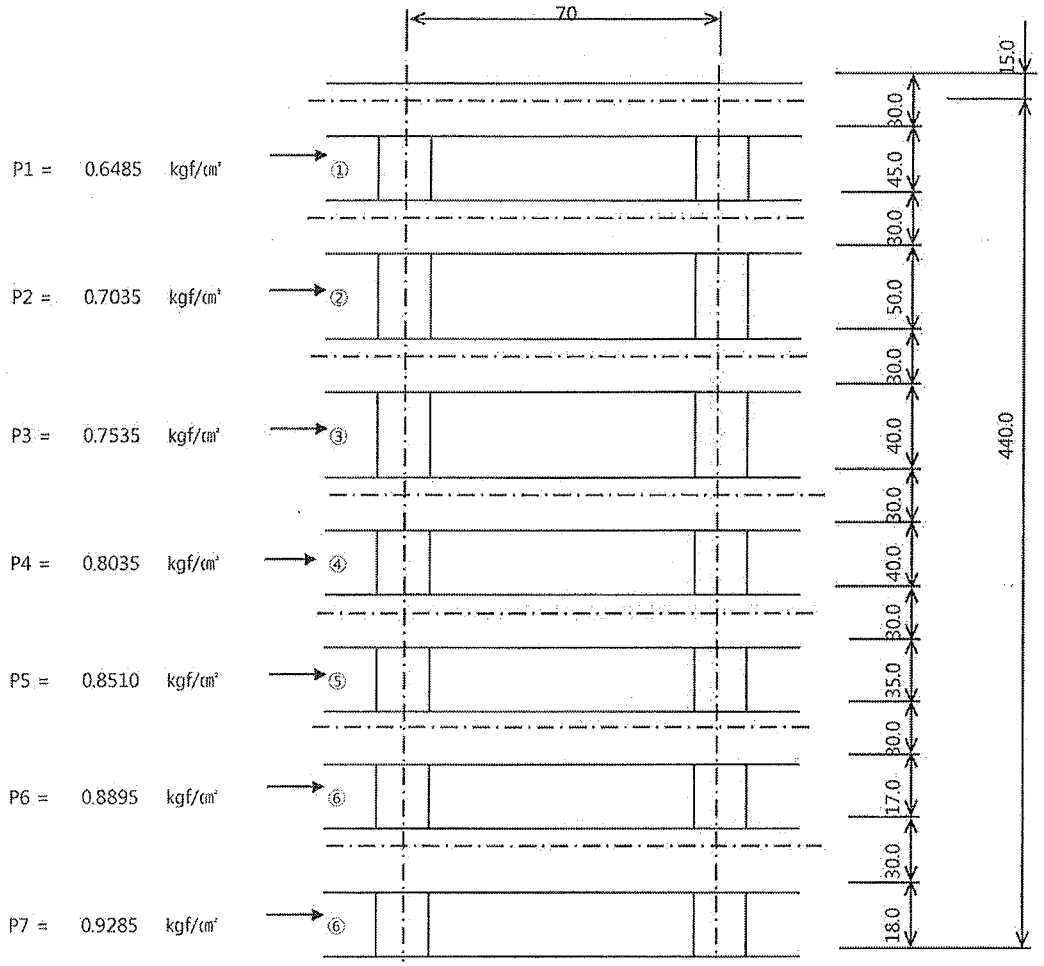
P : Skin plate 에 작용하는 중심 수압 (kgf/㎠)

ε: 부식율

The coefficient of "k"

b/a	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.50	3.00	∞
σ_1	30.9	40.3	45.5	48.4	49.9	50	50	50
σ_2	1.37	18.8	22.1	23.9	24.7	25	25	25
σ_3	1.37	13.5	12.2	10.8	9.5	8	7.5	7.5
σ_4	30.9	33.9	34.3	34.3	34.3	34.3	34.3	34.3

6.1 굽힘 응력 (Bending stress)



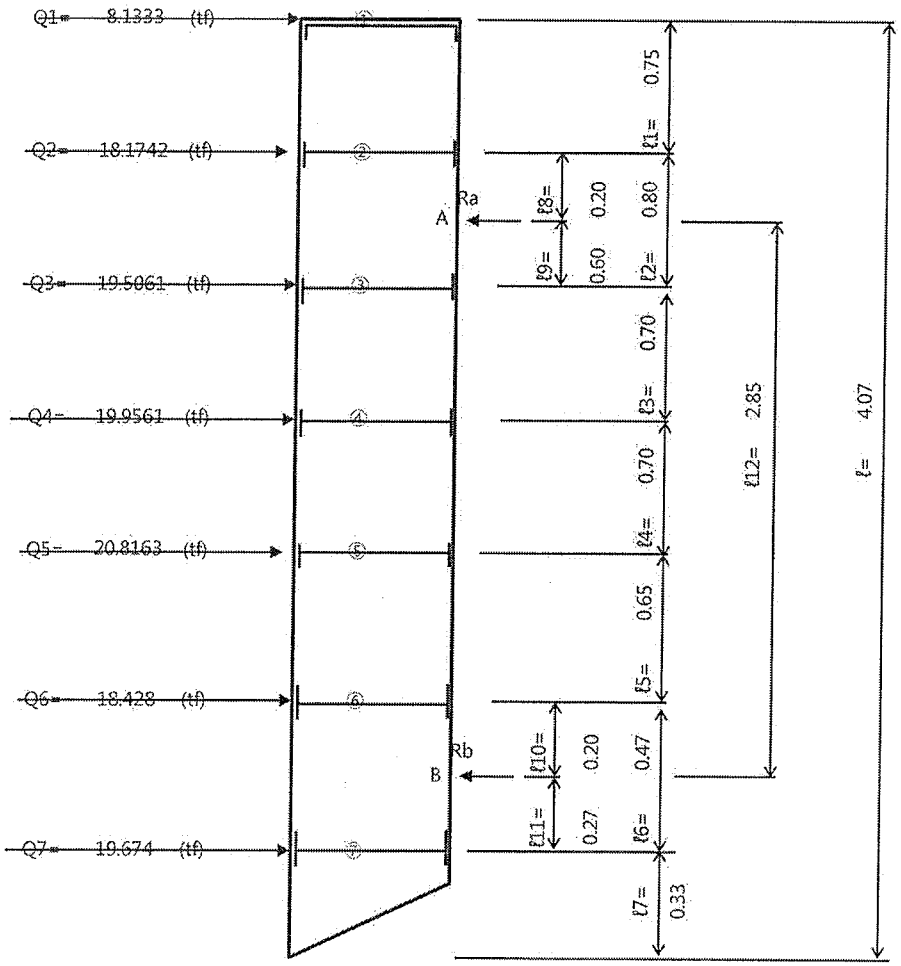
Used material : SM400

Beam No.	a (㎝)	b (㎝)	b/a	k_1	k_4	(t-ε) (㎝)	P (kgf/㎠)	σ_1 (kgf/㎠)	σ_4 (kgf/㎠)
①	45.0	70.0	1.56	46.196	34.204	0.80	0.6485	947.9	701.9
②	50.0	70.0	1.40	43.42	34.14	0.80	0.7035	1193.3	938.2
③	40.0	70.0	1.75	48.4	34.3	0.80	0.7535	911.8	646.2
④	40.0	70.0	1.75	48.4	34.3	0.80	0.8035	972.3	689.0
⑤	35.0	70.0	2.00	49.9	34.3	0.80	0.8510	812.8	558.7
⑥	17.0	70.0	4.12	50	34.3	0.80	0.8895	200.8	137.8
⑦	18.0	70.0	3.89	50	34.3	0.80	0.9285	235.0	161.2

∴ Use the thickness of skin plate 10.0 mm σ_1, σ_4 < σ_a = 1,200 (kgf/㎠) ∴ OK

7. 양단 종 빔의 강도계산 (End post beam)

7.1 Upper Block Roller 에 작용하는 하중



Sub Total : 124.688 (tf)

Q1	=	8.1333	tf	S1	=	4.400	m	ℓRA = 3.450 m
Q2	=	18.1742	tf	S2	=	3.650	m	ℓRB = 0.600 m
Q3	=	19.5061	tf	S3	=	2.850	m	
Q4	=	19.9561	tf	S4	=	2.150	m	
Q5	=	20.8163	tf	S5	=	1.450	m	
Q6	=	18.4283	tf	S6	=	0.800	m	
Q7	=	19.6741	tf	S7	=	0.330	m	

7.1.1 Reaction Force

Q1 S1 + Q2 S2 + Q3 S3 + Q4 S4 + Q5 S5 + Q6 S6 + Q7 S7 = Ra ℓ13 + Rb ℓ14

3.450 Ra + 0.600 Rb = 252.039 --------- ①

Ra + Rb = 124.688 --------- ②

① 을 ② 에 대입하여 구하면

Ra = 62.185 (tf)
Rb = 62.504 (tf)

7.1.2 굽힘 모우멘트 (Bending moment)

M1 = = 0 (tf·m)

M2 = Q1 x ℓ1 = 6.0999602 (tf·m)

MA = Q1 x (ℓ1 + ℓ8) + Q2 x ℓ8 = 11.361456 (tf·m)

M3 = Q1 x (ℓ1 + ℓ2) + Q2 x ℓ2 - RA x ℓ9 = -10.16477 (tf·m)

M4 = Q1 x (ℓ1 + ℓ2 + ℓ3) + Q2 x (ℓ2 + ℓ3) + Q3 x ℓ3 - RA x (ℓ3 + ℓ9)
= -21.62445 (tf·m)

M5 = Q7 x (ℓ6 + ℓ5) + Q6 x ℓ5 - RB x (ℓ10 + ℓ5) = -19.11485 (tf·m)

M6 = Q7 x ℓ6 - RA x ℓ10 = -3.253938 (tf·m)

MB = Q7 x ℓ11 = 5.3120002 (tf·m)

M7 = = 0 (tf·m)

7.1.3 전 단 력 (Shearing force)

S12 = Q1 = 8.133 (tf)

S2A = S12 + Q2 = 26.307 (tf)

SA3 = S2A - RA = -35.877 (tf)

S34 = SA3 + Q3 = -16.371 (tf)

S45 = S34 + Q4 = 3.585 (tf)

S56 = S45 + Q5 = 24.401 (tf)

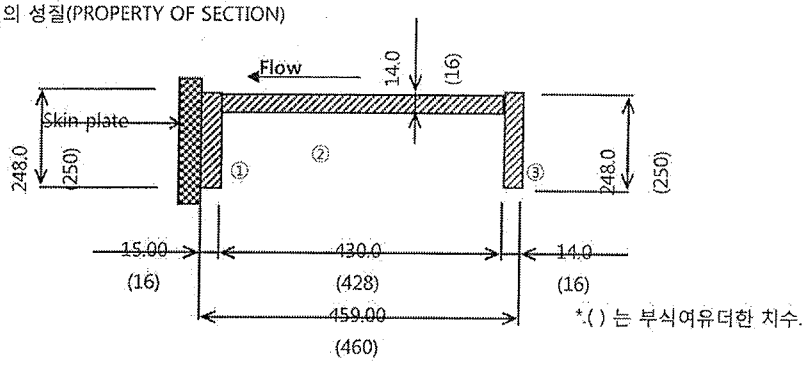
S6B = S56 + Q6 = 42.830 (tf)

SB7 = S6B - RB = -19.674 (tf)

7.2 단면계수 및 관성 모우멘트 (Moment of inertia & section modulus)

7.2.1 End Beam ([- 460 x 250 x 16 / 16) Used Material : SM400

1) 단면의 성질(PROPERTY OF SECTION)



BEAM NO.	단면(SECTION)		A	y	Ay	Ay^2	Io
	t (㎝)	w (㎝)	($㎝^2$)	($㎝^2$)	($㎝^3$)	($㎝^4$)	($㎝^4$)
①	1.50	24.80	37.20	22.25	827.70	18416.3	6.90
②	1.40	43.00	60.20	-	-	-	9275.8
③	1.40	24.80	34.72	-22.200	-770.79	17111.5	5.60
TOTAL	Σ		132.12	-	56.91	35527.8	9288.3
편심량 (e)	ΣAy / ΣA = 0.43 (㎝)						
중심축위치	yt = 22.57 (㎝) yc = 23.33 (㎝)						
단면 2차모멘트	$\Sigma In = \Sigma Ay^2 + \Sigma Io - \Sigma Ae^2$ = 44791.59 ($㎝^4$)						
단면계수	Zt = ΣIn / yt = 1984.63 ($㎝^3$)						
	Zc = ΣIn / yc = 1919.85 ($㎝^3$)						

7.2.2 굽힘 응력 (Bending stress)

σt = M / Zt = 1089.60 kgf/㎠ < 1,200 kgf/㎠ ∴ OK

σc = M / Zc = 1126.36 kgf/㎠ < 1,200 kgf/㎠ ∴ OK

7.2.3 전단 응력 (Shearing force)

τ = S / Aw = 324.17 kgf/㎠ < 700 kgf/㎠ ∴ OK

8. 주 Roller 의 강도계산 (Strength of main roller)

8.1 Roller 에 작용하는 하중 RB = 62503.8 kgf

8.2 Roller 의 각부 치수

-.	Roller 의 직경 (Diameter of roller)	D =	59.0	(cm)
-.	Roller 의 유효 폭 (Effective width of roller)	Br =	17.0	(cm)
-.	Roller 축의 지름 (Diameter of roller shaft)	d =	24.0	(cm)
-.	Roller 보스의 폭 (Width of roller boss)	B =	19.0	(cm)
-.	Roller 의 사용 재료 (Materials of roller)	SSC13		

8.3 주 Roller 의 접촉응력(Contact stress)은 "Hertz's" 식에 의거 계산한다.

$$P = (3/(2\times\pi))\times(R/(a\times b))$$

$$a = 1.109\times m\times\sqrt[3]{(P/((A+B)\times E))}$$

$$b = 1.109\times n\times\sqrt[3]{(P/((A+B)\times E))}$$

$$Z = \beta\times b$$

$A+B = (1/2)\times(1/r' + 1/r'') = 0.01729$

$B-A = (1/2)\times(1/r' - 1/r'') = 0.01661$

$\theta = \cos^{-1}((B-A)/(A+B)) = 16.099$ °

Where

P =	hertz's 의 허용 접촉응력	=	7678.68	kgf/㎠
R =	ROLLER 에 작용하는 하중	=	62,504	kgf
a =	접촉폭(장경)의 반경	=	8.9776	㎝
b =	접촉폭(단경)의 반경	=	0.4331	㎝
m =	형태 계수	=	6.6120	
n =	형태 계수	=	0.3190	
E =	ROLLER 의 탄성계수	=	1,970,000	kgf/㎠
Z =	최대 전단응력이 발생하는 깊이	=	0.3357	㎝
β =	최대 전단응력이 발생하는 깊이를 주는 계수 a / b = 20.727	=	0.7750	

A = 계 수 B = 계 수

r' =	ROLLER 의 반경	=	29.5	㎝
r'' =	ROLLER 또는 ROLLER RAIL의 로면의 곡율반경	=	1,475	㎝

참조 표. 1 최대 전단응력이 발생하는 깊이를 주는 계수

a / b	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	5.0	6.0
β	0.47	0.56	0.625	0.674	0.712	0.738	0.756	0.774	0.775

참조 표. 2 형태 계수

θ_o	0	10	20	30	35	40	45	50	55
m	∞	6.612	3.778	2.731	2.397	2.136	1.926	1.754	1.611
n	0.000	0.319	0.408	0.493	0.530	0.567	0.604	0.641	0.678

θ_o	60	65	70	75	80	85	90		
m	1.486	1.378	1.284	1.202	1.128	1.061	1.000		
n	0.717	0.759	0.802	0.846	0.893	0.944	1.000		

8.4 접촉면의 허용응력

Pa = (100 x HB) / (2 x υ)

= 9,150 kgf/㎠ > 7,679 kgf/㎠ ∴ OK

Where Pa = 접촉면의 허용응력 = kgf/㎠

HB = ROLLER 의 브리넬 경도 = 183 kgf/㎠

υ = 안전율(점접촉의 경우) = 1.0

8.5 ROLLER RAIL 의 두께

Tr = 4 x Z = 4 x 0.3357 = 1.343 cm < 1.5 cm ∴ OK

∴ ROLLER RAIL 의 두께 STS 304 15 t

8.6 베어링의 면압 강도 검토

-. 베어링의 안지름 (In diameter bearing) d_1 = 24.0 (cm)

-. 베어링의 바깥지름 (Out diameter bearing) do = 27.0 (cm)

-. 베어링의 폭 (With of bearing) ℓ = 19.0 (cm)

-. Revolution allowance face pressure σa = 230 (kgf/㎠)

-. material of bush Oilless SP-L #500

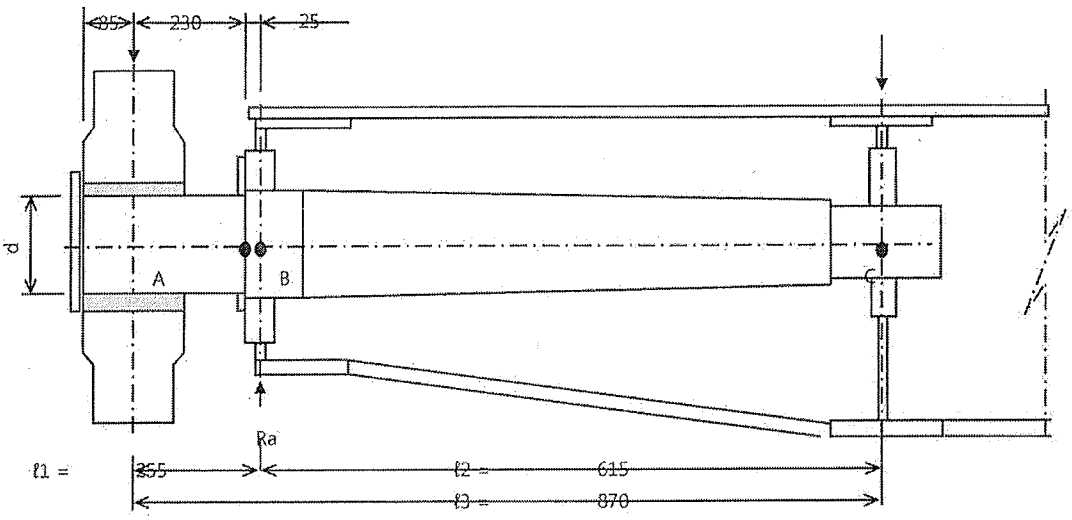
1) 허용 하중 (Allowable load)

Pa = σa · d · ℓ = 230 x 24.0 x 19.0

= 104,880 kgf > 62,504 kgf ∴ OK

8.7 로울러 축 (Roller shaft)

Pb = 62503.8 kgf



8.7.1 반 력 (Reation force)

Ra = Pb x ℓ3 / ℓ2 = 88,419.96 (kgf)

Rb = Pb x ℓ1 / ℓ2 = 25,916.2 (kgf)

Where Pb : 로울러에 작용하는 하중 (Action load of roller) = 62503.8 (kgf)

8.7.2 전단력 (Shearing force)

Sa = 88420.0 (kgf)

Sb = 25916.2 (kgf)

8.7.3 "A" 지점

i) 굽힘 모우멘트 (Bending moment)

M = Pb x ℓ = 1,437,586.6 (kgf-㎝)

ii) 단면의 성질 (Sectional property)

직 경 (d) = 24.0 (cm)

단면적 A = (π x d^2) / 4 = 452.4 ㎠

단면계수 Z = (π x d^3) / 32 = 1357.2 ㎤

iii) 굽힘 응력 (Bending stress)

σb = M / Z = 1059.3 (kgf/㎠) < σa ∴ OK

축의 사용재료 S45C-N

인장강도 5800.0 (kgf/㎠)

항복점 3500.0 (kgf/㎠)

경도 HB 187

허용 굽힘응력 (Allowable bending stress)

σa = 인장강도 / 5 = 5,800 / 5 = 1,160 (kgf/㎠)

허용 전단응력 (Allowable shearing stress)

τa = 인장강도 / 8.7 = 5,800 / 8.7 = 667 (kgf/㎠)

iv) 최대 전단 응력

τ = (4 x Pb) / (3 x A) = 184.2 (kgf/㎠) < τa ∴ **OK**

8.7.4 "B" 지점

i) 굽힘 모우멘트 (Bending moment)

M = Pb x ℓ = 1,593,846.1 (kgf-㎝)

ii) 단면의 성질 (Sectional property)

직 경 (d) = 26.0 (cm)

단면적 A = (π x d^2) / 4 = 530.9 ㎠

단면계수 Z = (π x d^3) / 32 = 1725.5 ㎤

iii) 굽힘 응력 (Bending stress)

σb = M / Z = 923.7 (kgf/㎠) < σa ∴ **OK**

iv) 최대 전단 응력

τ = (4 x Pb) / (3 x A) = 157.0 (kgf/㎠) < τa ∴ **OK**

8.7.5 "C" 지점

i) 굽힘 모우멘트 (Bending moment)

M = 0

ii) 단면의 성질 (Sectional property)

직 경 (d) = 21.0 (cm)

단면적 A = (π x d^2) / 4 = 346.4 ㎠

단면계수 Z = (π x d^3) / 32 = 909.2 ㎤

iii) 굽힘 응력 (Bending stress)

σb = M / Z = 0.0 (kgf/㎠) < σa ∴ **OK**

iv) 최대 전단 응력

τ = (4 x Pb) / (3 x A) = 240.6 (kgf/㎠) < τa ∴ **OK**

8.8 Shaft bracket

-. Bracket 재질 : SCW480 (용접 구조용 주강 품)

-. 인장 강도 : 4,900 (kgf/㎠) 이상

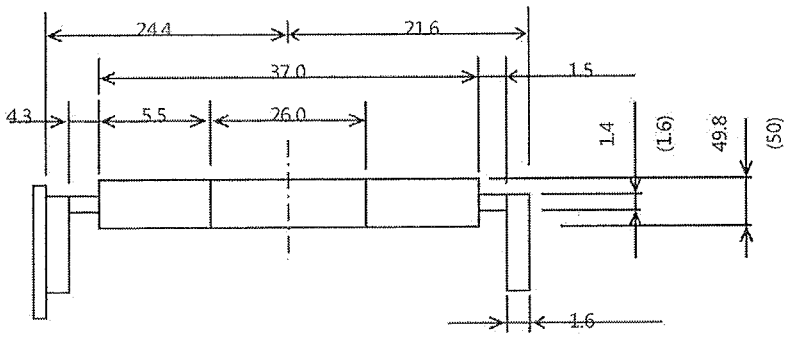
8.8.1 Side beam 의 전단 응력

i) 지압 응력 (Bending stress)

σ = Ra / (d x t) = 68.3 (kgf/㎠) < 1,700 (kgf/㎠) ---------- **OK**

ii) 전단응력 (Shearing stress)

τ = Ra / Aw = 317.8 (kgf/㎠) < 665.0 (kgf/㎠) ---------- **OK**



Aw = 5.5 x 49.8 + 1.5 x 1.4 + 1.6 x 1.4

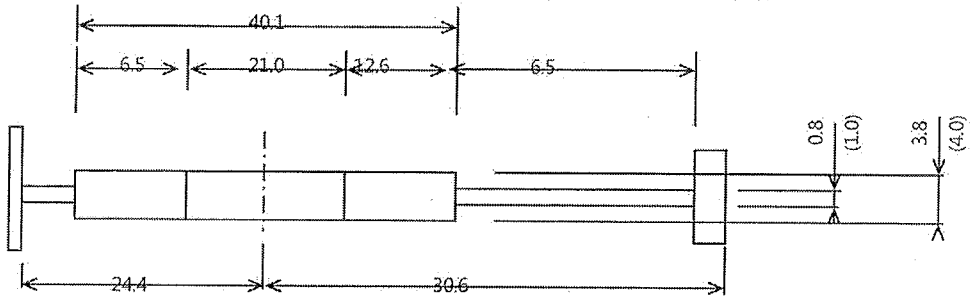
= 278.24 ㎠

계 = = 278.24 ㎠

8.8.2 Vertical beam 의 전단 응력

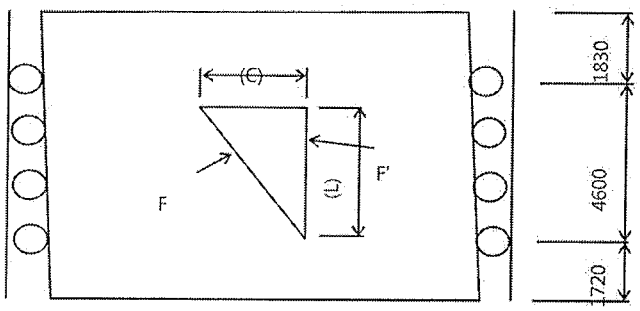
i) 전단응력 (Shearing stress)

τ = Rb / Aw = 488.2 (kgf/㎠) < 665.0 (kgf/㎠) ---------- OK



Aw = 12.6 x 3.8 + 6.5 x 0.8 = 53.08 ㎡

9. Side Roller 의 강도계산 (Strength of side roller)



9.1 비체가 편중하중을 받을때 (When The Gate Leaf Is Zammed)

F = (WL x 3.0) / 2 = 60.000 Ton

Where WL = 조작시 권양하중 40.0 Ton

F' = F x sin θ = 0.261 Ton

θ = tan-1 (C / L) = 0.2491 °

9.2 Roller 에 작용하는 하중

일반적으로 Roller에 작용하는 하중은 Gate Leaf 의 하중에 20% 라고 계산한다.

R = W x 0.2 / N = 1.500 Ton

Where W = Gate 하중 30.00 Ton

N = Roller 의 수 4.00 EA

따라서 하중 F' 가 R 보다 작기 때문에 Side Roller 는 하중 R 의 값으로 계산한다.

9.3 Roller 의 강도

P = 0.418 x √ ((Rmax x E) / (B x D / 2)) = 3497.24 (kgf/㎠)

C = 1.520 x √ ((Rmax x D / 2) / (B x E)) = 0.055 (cm)

Z = 0.750 x C = 0.041 (cm)

Where P = hertz's 의 허용 접촉응력 (HERTZ'S Contact Stress) (kgf/㎠)

R = ROLLER 에 작용하는 하중 (Roller Reaction Load) 1,500 (kgf)

E = ROLLER 의 탄성계수 (Modules Of Elesticty) = 2100000 (kgf/㎠)

B = ROLLER 의 유효 폭 (Effective Width Of Roller) = 5.00 (cm)

D = ROLLER 의 직경 (Diameter Of Roller) = 18.00 (cm)

C = 접촉폭의 반분 (Half Of Contact Width) (cm)

Z = 최대 전단응력이 발생하는 깊이 (Depth Which Will Be Occurred The Maximim Sheraing Stress)

9.4 접촉면의 허용응력 (Allowable Contact Stress)

Pa = (100 x HB) / (2 x υ) = 7,192.3 (kgf/㎠) > 3,497.2 kgf/㎠ ∴ **OK**

Where υ = 안전율 (선접촉의 경우) 1.30

HB = ROLLER 의 경도 (STS304 Brinnel 경도) 187 (kgf/㎟)

9.5 Bush 의 투영 면압 강도

de = R / (d x ℓ) = 16.48 (kgf/㎠) < 250 (kgf/㎠) ∴ **OK**

Where ℓ = Bush 유효폭 (Effctive Width Of Bush) 13.00 (cm)

d = Roller 축경 (Diameter Of Roller Shaft) 7.00 (cm)

Bush 의 허용면압 (Oilless Metal SP-L # 500) 250 (kgf/㎠)

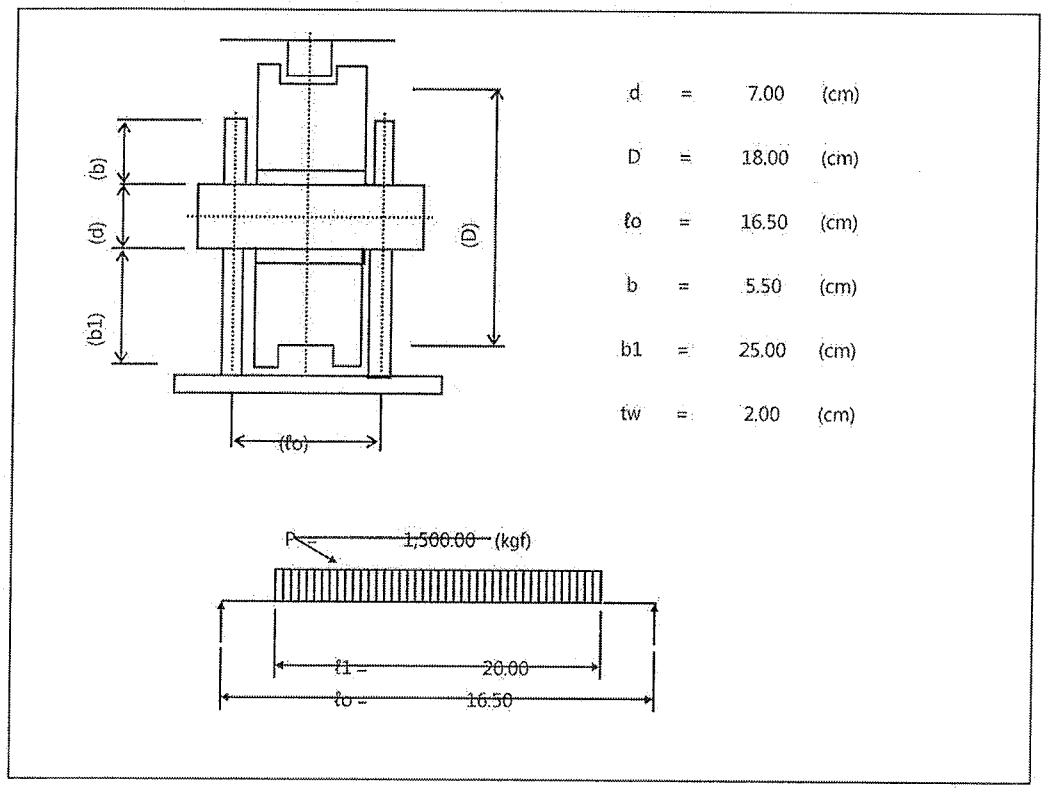
9.6 Roller Shaft

-. Roller 축지름 (Diameter Of Shaft) (d) = 7.00 (cm)

-. 축 단면적 (Area Of Shaft) Aa = 38.485 (㎠)

-. 단면 계수 (Modulus Of Shaft) Za = 33.674 (㎤)

-. 사용재질 (Used Material) STS 304



9.6.1 굽힘 모우멘트 (Bending moment)

M = P / 8 x (2 x ℓo - ℓ1) = 2438 (kgf-cm)

9.6.2 전단력 (Shearing Force)

S = P / 2 = 750 (kgf)

9.6.3 굽힘응력 (Bending stress)

σ = M / Za = 72.39 (kgf/cm^2) < σa = 1,575 (kgf/cm^2) ∴ OK

STS 304 Yield Point	2,100	(kgf/cm^2)
SS 400 Yield Point	2,400	(kgf/cm^2)
SS400 Allowable Stress	1,200	(kgf/cm^2)

9.6.4 전단 응력 (Shearing Stress)

τ = (4 x S) / (3 X A) = 26.0 kgf/㎟ < τa= 525 (kgf/cm^2) ∴ OK

9.6.5 Bracket 전단응력 (Shearing Stress Of Bracket)

τ = P / (2 x A) = 15.0 kgf/㎟ < τa= 600 (kgf/cm^2) ∴ OK

9.6.6 Bracket 지압응력

τ = P / (2 x A) = 53.6 kgf/㎟ < τa = 600 (kgf/cm^2) ∴ OK

Where d = 축경 (Bracket 접촉하는 경) 7.00 (cm)

tw = Bracket 두께 2.00 (cm)

R = Roller 의 작용하중 1500 (kgf)

σo = 허용지압응력은 수문 철관 기술 기준에 의거 SS 400 2100 kgf/㎟

10. 권 양 하 중 (Hoisting Load)

10.1 정상상태 (Normal condition)

10.1.1 비체의 자중 (Dead weight of gate leaf)(Wire rope 포함)

F1 ≒ 30.000 (tf)

10.1.2 주 로라의 회전 마찰력

$$F2 = \frac{(\mu 1 + \mu 2 \times r) \times PL}{R}$$

$$= \frac{(0.1 + 0.01 \times 8) \times 3.410}{29.5} = 0.020 \text{ (tf)}$$

여기서, F2 : Main Roller의 회전 마찰력 (tf)

μ1 : Roller의 회전 마찰계수 = 0.1

μ2 : Bearing의 회전 마찰계수 = 0.01

r : 로라축의 반지름 = 7.50 (㎝)

R : 로라의 반경 = 29.5 (㎝)

PL(상승시) : 조작시전수압 = 3.410 (tf)

10.1.3 수밀부 금속과 수밀고무와의 마찰력

$$F3 = \mu r \times (q + PL \times b) \times \Sigma \ell$$

$$= 1.7 \times (0.10 + 0.110 \times 0.0265) \times 15.62 = 2.733 \text{ (tf)}$$

여기서, F3 : 수밀부 금속과 수밀고무와의 마찰력 (tf)

μr : 수밀부 금속과 수밀고무와의 마찰력 = 1.7

q : 수밀고무의 초기압착력 = 0.10 (tf/m)

b : 수밀고무의 유효 수압폭 = 0.0265 (m)

Σℓ : 수밀고무의 습동총장 = 15.62 (m)

PL : 조작시 수밀고무에 작용하는 평균수압 = 0.110 (tf/㎡)

10.1.4 보조 로라의 회전 마찰력

$$F4 = \frac{(\mu 1 + \mu 2 \times r) \times P}{R}$$

$$= \frac{0.1 + 0.2 \times 3.5) \times 6.000}{9.0} = 0.533 \text{ (tf)}$$

여기서, F4 : 보조 로라의 회전 마찰력 (tf)

μ1 : 로라의 회전 마찰계수 = 0.1

μ2 : 부시의 회전 마찰계수 = 0.2

r : 로라 축의 반지름 = 3.50 (㎝)

R : 로라의 반경 = 9.0 (㎝)

P : 로라에 작용하는 하중 (비체자중의 20%) = 6.000 (tf)

10.1.5 부 력 (Bouyancy)

F5 = F1 / 7.85 = 3.822 (tf)

10.1.7 권상하중

No	Description	Lift	Down	Remarks
F1	비체의 자중	30.000	30.000	
F2	주 롤러의 회전 마찰력	0.020	-0.020	
F3	수밀고무의 마찰력	2.733	-2.733	
F4	보조 롤러의 회전 마찰력	0.533	-0.533	
F5	부 력		-3.822	
Total		33.286	22.892	

Hoist Load 33.286 Ton 이므로 Hoist 는 40.0 Ton 으로 한다.

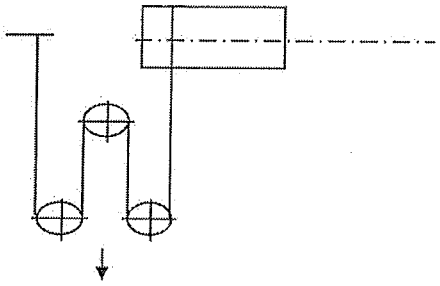
10.1.8 자연 낙하 검토 -. 체절력은 비체자중의 20 % 이상의 체절력이 필요하므로

6.000 tf < 22.892 tf

11. Sheave & Wire rope 강도계산

수문은 로-프 권양장치에 의하여 조작된다.

비체 편측당 와이어 로-프의 수량은 2 개로 인양한다.



P = 20.00 (tf) ⇒ Hoisting load

11.1 와이어 로-프 1개당의 장력

$F = P / (N \times \eta s)$ = 5.3908 (tf)

Where P = : 권양하중 (Hoisting load) (편측) = 20.00 (tf)

N = : 로-프 수 (Rope No.) = 4 (EA)

n = : Sheave 수 = 3 (EA)

ηs = : 로-프 시이브의 효율 (Rope sheave efficiency) = 0.928

$(\varepsilon^{n+1} - 1) / \{ (n + 1) \times \varepsilon^{n} \times (\varepsilon - 1) \}$ = 0.9275

Where $\varepsilon = 1 / \eta o$ = 1.0526

11.2 최대 절단하중

p = F × 8 = 43.127 (tf) < Ra = 45.260 (tf)

S = P × F = 8.396 (tf) > 8 (안전율)

와이어 로-프의 제원

로-프의 지름 (Diameter of rope) : φ 32 (mm)

형 식 (Type) : No. 6×37 Class A steel wire Zinc galvanized

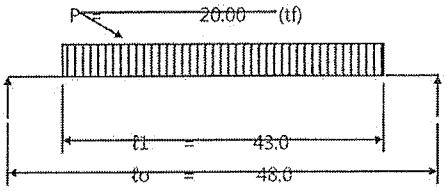
규 격 (Standard) : KSD 3514

절단하중 (Breaking load) Ra = 45.3 (tf)

11.3 Sheave pulley

11.3.1 Sheave & 축의 지름 (Diameter of sheave & shaft)

Ds = 17 × 32 = 544 ≤ 600 ∴ OK P.C.D = 600



Boss length = 430

11.3.2 굽힘 모우멘트 (Bending moment)

M = P / 8 x (2 x ℓo - ℓ1) = 132500 (kgf-cm)

11.3.3 단면계수 (Section of modulus) (Shaft Dia = 135 mm)

Z = (π x d³) / 32 = 241.55 (cm^3)

11.3.4 굽힘응력 (Bending stress)

σ = M / Z = 548.55 (kgf/cm^2) < σa = 1,060 (kgf/cm^2) ∴ OK

사용재질 (Used material) STS 304

허용굽힘응력 σa = 1,060 (kgf/cm^2)

11.3.5 Bush

σb = P / (d x ℓ) = 34.5 (kgf/cm^2) < σa = 250 (kgf/cm^2) ∴ OK

사용재질 (Used material) Oilless metal SP - L # 500 (HBsC4)

허용지지면압 σa = 250 (kgf/cm^2)

11.3.6 체결보울트 인장력

σt = P / (A x n) = 890.19 (kgf/cm^2) < σa = 1,060 (kgf/cm^2) ∴ OK

사용재질 (Used material) STS 304

인장강도 = 5,300 (kgf/㎟)

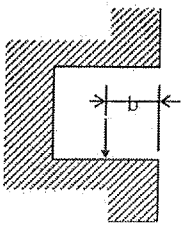
σa = 허용인장응력 (Allowable tensile stress) = 1060 (kgf/cm^2)

τa = 허용전단응력 (Allowable shearing stress) = 609.20 (kgf/cm^2)

Where	P	:	비체 편측당 최대 작용하중 =	20,000 (kgf)	
	A	:	보울트의 단면적	3.74 (cm^2)	(M24 x 2P)
	d	:	Bolt의 지름 =	2.4 (cm)	
	d'	:	Bolt의 골지름 =	2.18 (cm)	
	n	:	Bolt의 수량 =	6 (EA)	

12. 가이드 후레임 메인트랙 강도 계산

12.1 하중 중심위치

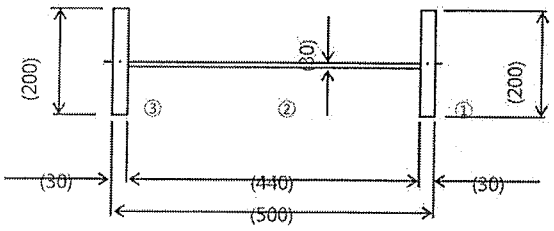


b = 순경간 측면에서 로라 하중 중심까지 거리 36.0 (cm)

P = 주 로라에 받는 최대 하중 = 62.504 (tf)

12.2 메인트랙의 굽힘 모멘트

트랙 빔 (H - 500 x 200 x 30 / 30) 사용재질 : SM400



빔번호	단 면		A	y	Ay	Ay^2	Io
	t (cm)	w (cm)	(cm^2)	(cm)	(cm^3)	(cm^4)	(cm^4)
FLANGE	3.00	20.00	60.00	23.50	1410.00	33135.00	45.00
	3.00	20.00	60.00	-23.500	-1410.00	33135.00	45.00
WEB	3.00	44.00	132.00	-	-	-	21296.00
TOTAL	Σ		252.00	-	0.00	66270.00	21386.00

e = ΣAy / ΣA = 0.00 (cm)

y = 25.00 (cm)

$\Sigma In = \Sigma Ay^2 + \Sigma Io - \Sigma Ae^2 =$ 87656.00 (cm^4)

Z = ΣIn / y = 3506.24 (cm^3)

- 메인트랙은 "Andree's" 공식에 의하여 계산한다.

$$k = 0.0588 \times \sqrt[3]{\frac{P}{b^2 \times In}} = 0.0588 \times \sqrt[3]{\frac{62504}{20.0 \times 87656.00}}$$

= 11.23 (kgf/cm^3) < 70 (kgf/cm^3) ∴ OK

$$a = 0.75 \times \frac{P}{k \times b} = 0.75 \times \frac{62504}{11.23 \times 20.00} = 208.74 \text{ (cm)}$$

$$M = \frac{k \times a^2 \times b}{4} = \frac{11.23 \times 208.74 \times 20.00}{4} = 2446372 \text{ (kgf·cm)}$$

tr = 4 × 0.328 = 1.312 (cm) → 1.80 (cm) (STS 304)

여기서, k : 콘크리트 압축 응력 (kgf/㎠) < σa = 70 (kgf/㎠)

P : 로라에 작용하는 하중 62504 (kgf)

b : 레일 저면의 플랜지 폭 20.00 (㎝)

In : 트랙의 단면 2차모멘트 87656.00 ($㎝^4$)

M : 굽힘 모멘트 (kgf-㎝)

a : 롤러 레일의 저면에서 콘크리트의 응력분포 길이의 1 / 2 (㎝)

13. 권양기 용량계산

13.1 설계 조건 (Design Condition)

1) Hoist Type	:	1 Motor 2 Drum Wire Rope Winding Type Driven by Electric Motor
2) Hoisting Load	:	40.0 TON
3) Hoisting Speed	:	0.3 m/min ± 10%
4) Hoisting Height	:	8.0 m
5) Operating System	:	Local & Remote
6) Power Source	:	AC 380V, 3Φ, 60HZ
7) Quantity	:	2 sets (C-Lamp, D-Lamp 각 1 set)

13.2 기 계 효 율 (ηu)

η_1 (Drum)	:	=	0.9025
η_2 (Drum gear)	:	=	0.9025
η_3 (Reducer)	:	=	0.80
η_4 (Wire sheave)	:	=	0.9275

∴ ηu = η1 × η2 × ..... × η4 = 0.6044

13.3 전동기 출력

(1) 주 전동기 출력

Kw = (W x V x S) / (ηu x 6.12) = 4.0789 Kw < 5.5 Kw

Where W = Hoisting Load = 40.0 (Ton)

V = Hoisting Speed = 0.314 (m/min)

S = Servic Margin = 20 (%)

ηu = 기계 효율 = 0.6044

∴ Main Motor : 5.5 Kw x 6 P 사용 (7.5 HP x 6 P)

(2) 보조 전동기 출력

Kw = (W x V x S) / (ηm x 6.12) = 1.7890 Kw < 2.2 Kw

Where W = Hoisting Load = 40.0 (Ton)

V = Hoisting Speed = 0.079 (m/min)

S = Servic Margin = 20 (%)

ηm = 기계 효율 = 0.34

ηu (기계효율 주 전동기) : 0.6044

η6 (수동조작기) : 0.6

η7 (벨트풀리) : 0.95

(3) 엔진 출력

Kw = (W x V x S) / (ηm x 6.12) = 2.6200 Kw < 3.7 Kw

Where W = Hoisting Load = 40.0 (Ton)

V = Hoisting Speed = 0.082 (m/min)

S = Servic Margin = 20 (%)

ηm = 기계 효율 = 0.25

ηu (기계효율 주 전동기) : 0.3445

η8 (엔진) : 0.75

η7 (벨트풀리) : 0.95

13.4. Hoist 의 속도비

(1) 주 전동기에 의한 Hoist 의 속도비

1) Hoisting speed : 0.3 m/min ± 10%

2) 주 전동기의 회전수 (N1) : 1150.0 (rpm)

3) Drum의 회전수 (N) : N = V / D x πx 1 / n = 0.236 (rpm)

4) Gear 및 Reducer의 속도비 (I) : I = N1 / N = 4880.8 (rpm)

5) 실 감 속 비 : Reducer (n1) : 1 / 420

Drum Gear (n2) : 19 / 130

i_T = n1 × n2 = 1 / 2873.684

6) 실속도비 검토

V = πx D x 1 / n x N1 x 1 / i_T

= 0.314 m/min < 0.300 m/min ± 10 % 이므로 O.K

Where D = 드럼의직경 1.00 (m)

(2) 보조 전동기에 의한 Hoist 의 속도비

1) 주 전동기의 회전수 (N1) : 1150.0 (rpm)

2) 실 감 속 비 : Reducer (n1) : 1 / 420

Drum Gear (n2) : 19 / 130

Manual Device (n3) : 1 / 4

Belt Pulley (n5) : 1 / 1

i_T = n1 × n2 = 1 / 11494.74

3) 실속도 검토

V = πx D x 1 / n x N1 x 1 / i_T

= 0.079 m/min

Where D = 드럼의직경 1.00 (m)

13.5. 권양 시간 검토

1) 주모터 구동 시

권양높이(h) = 8.000 (m)

Hoist 속도(v) = 0.314 (m/min)

∴ 전체 권양 시간 t = 25.45 (min)

2) 내연기관(Engine) 구동 시

Ve = πx D x 1 / n x N1 x 1 / i_T

= 0.082 m/min

Where D = 드럼의직경 1.0 (m)

n = 편측당 로프 수 4 (ea)

N1 = 전동기 회전수 1800 rpm

총감속비 = im × im' × ip = 1 / 17242.11

im = 기어비 = 1 / 2873.68

im' = 수동장치의 감속비 = 1 / 6

ip = Pulley의 감속비(엔진/수동조작기) = 1 / 1

∴ 전체 권양 시간 t = 134.16 (min) = 2.24 (hour)

where 권양높이 = 11.0 (m)

3) 수동 조작 시

$V = \pi \times D \times 1 / n \times N1 \times 1 / i_T$

$= 0.0023$ m/min

Where D = 드럼의직경 1.0 (m)

n = 편측당 로프 수 4 (ea)

N1 = 인력에의한회전수 50 rpm

총감속비 = im × im' = 1 / 17242.11

im = 기어비 = 1 / 2873.68

im' = 수동장치의 감속비 = 1 / 6

∴ 전체 권양 시간 t = 3512.53 (min) = 58.54 (hour)

where 권양높이 = 8.0 (m)

2. 배 수 펌 프

(터널 유입부 U type 구간 양수 시스템)

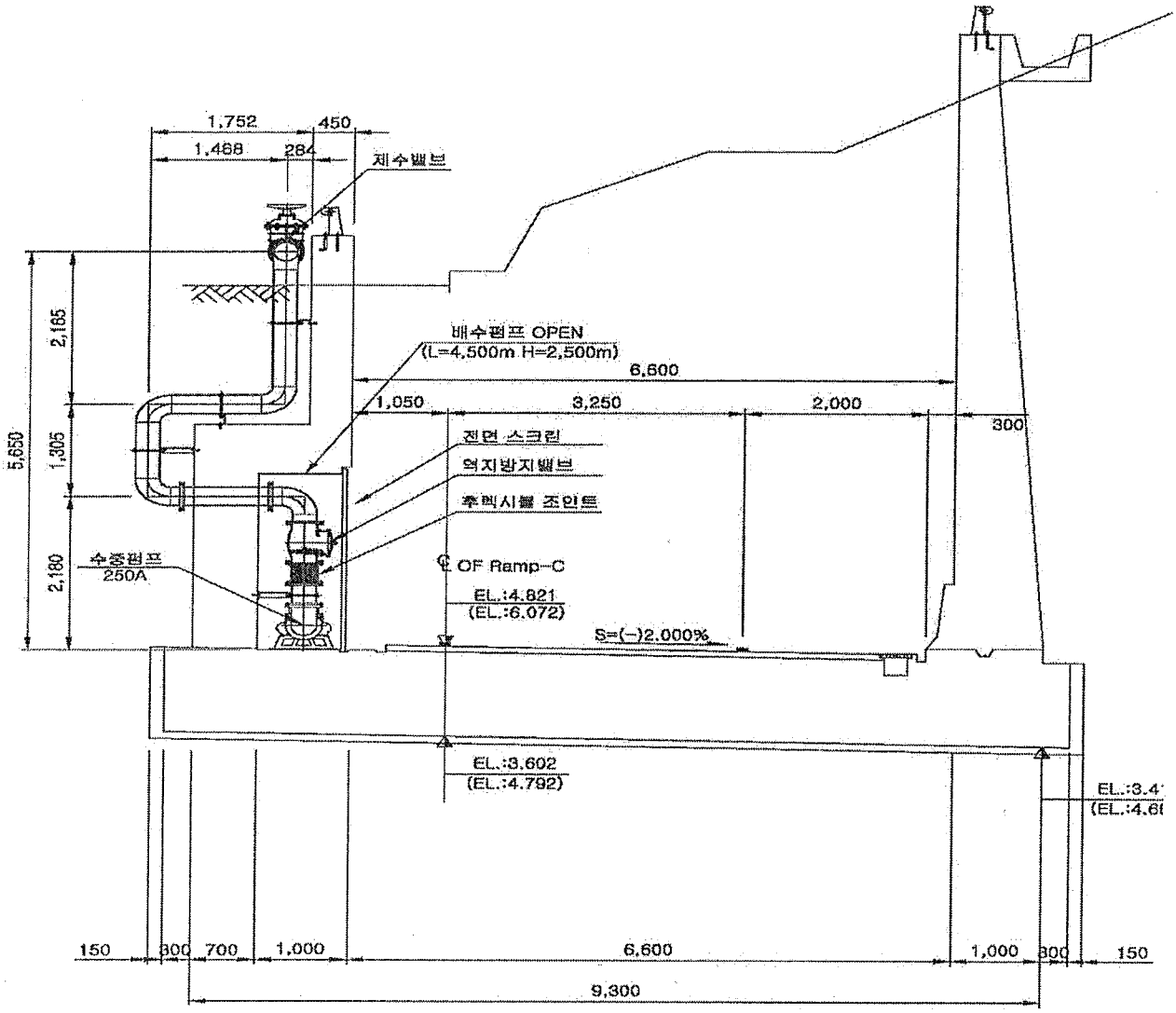
--- 목 차 ---

1. 설비 배치도 --- 3

2. 설계 조건 --- 4

3. 배수 펌프 용량 검토 --- 4

1. 설비 배치도


1,752
450
1,488
284
제수밸브
2,165
1,305
2,180
5,650
배수펌프 OPEN
(L=4,500m H=2,500m)
6,600
1,050
3,250
2,000
300
전면 스크린
역지방지밸브
후렉시블 조인트
수중펌프
250A
℄ OF Ramp-C
EL.:4.821
(EL.:6.072)
S=(-)2.000%
EL.:3.602
(EL.:4.792)
150
300
700
1,000
6,600
1,000
300
150
9,300

2. 설계 조건

1) 총 유출량 : 1,650.00 (㎥)

2) 펌프 운전 시간 : 0.083 일(2 시간) 으로 적용

3) 유입 유량 = 1,650 (㎥) / (2 x 60) } = 13.75 (㎥/min)

4) 펌프 대수 : 3.0 (대)

5) 펌프 대당 유량 : 4.583 (㎥/min)

6) 실 양 정 : 6.0 (m)

3. 배수 펌프 용량 검토

1) 배수 펌프 구경 선정

• 펌프 구경 D = 146 x √(Q/v)

여기서, Q = 대당 유량 = 4.583 (㎥/min)

v = 상하수도 설계 기준 유속

기준유속 : 1.5 ~ 3.0 (m/s)

∴ D = 255 mm ~ 180 mm 이므로 표준구경 D 250 적용

2) 유속 및 속도 수두

• 펌프 유속 V = (4 x Q) / (π x D^2 x 60)

여기서, Q = 대당 유량 = 4.583 (㎥/min)

D = 펌프 구경 = 250 (mm)

∴ V = 1.56 (m/s) 이므로 기준유속에 준함.

• 속도 수두 $H = V^2 / (2 g)$ = 0.123 (m)

3) 전양정 및 손실 수두

가. 직관 손실 수두 계산 (h2) = λ x (L / D) x (V^2 / 2 x g)

여기서, λ = 직관 손실 계수 = 0.030 + 1 / (2000 x D) = 0.030

D = 펌프 구경 = 250 (mm)

L = 직관의 길이 ≒ 8.000 (m)(= 2.5 + 3.5 + 1.0 + 1.0)

v = 펌프 유속 = 1.56 (m/s)

g = 중력 가속도 = 9.807 (㎳)

∴ 흡입 측 수두 (h2i) = 0 (m)

토출 측 수두 (h2o) ≒ 0.119 (m)

나. 유입/유출에 의한 손실 수두 계산 (h3) = { V^2 / (2 x g) } x λ

여기서, v = 펌프 유속 = 1.56 (m/s)

g = 중력 가속도 = 9.807 (㎨)

λi = 유입에 의한 손실 계수 = 0.5 적용

λo = 유출에 의한 손실 계수= 1.0 적용

∴ 흡입 측 수두 (h3i) ≒ 0.062 (m)

토출 측 수두 (h3o) ≒ 0.123 (m)

다. 밸브에 의한 손실 수두 (h4) = { V^2 / (2 x g) } x λ x n

여기서, v = 펌프 유속 = 1.56 (m/s)

g = 중력 가속도 = 9.807 (㎨)

λ = 밸브(제수변) 1대의 손실 계수 = 0.145 적용

n = 밸브 대수 = 2 대

∴ 토출 측 수두 (h4o) ≒ 0.036 (m)

라. 곡관에 의한 손실 수두 (h5) = { V^2 / (2 x g) } x λ x n

여기서, v = 펌프 유속 = 1.56 (m/s)

g = 중력 가속도 = 9.807 (㎨)

λ = 90° 곡관의 손실 계수 = 0.1 적용

n = 90° 곡관의 수량 = 6 개소 (펌프 1개소, 하부 2개소, 상부2개소,토출 1개소)

∴ 토출 측 수두 (h5o) ≒ 0.074 (m)

마. 총 손실 수두

∴ 흡입 측 손실 수두 (hi) ≒ 0.062 (m)

토출 측 손실 수두 (ho) ≒ 0.352 (m)

총 손실 수두 = 0.414 (m)

바. 전 양 정(Ht) = 실양정 + 손실 수두 = 6.000 (m) + 0.414 (m)

= 6.414 (m)

• 펌프 동력 검토 (P) = { (0.163 x γ x Q x Ht) / η } x (1 + α) = 10.541 kW

∴ 모터 규격에 의하여 15kW (20HP) x 4P 사용

γ = 물의 비중 = 1 (kg/ℓ)로 가정

Q = 대당 유량 = 4.583 (㎥/min)

Ht = 전양정 = 6.414 (m)

η = 펌프 효율 = 50%

α = 전동기 여유율 = 10%